

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

151666

151666

ATIK ÇAMUR SAHALARININ REHABİLİTASYONU

Jeofizik Müh. Perihan İPEKOĞLU

**F.B.E. İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında
Hazırlanan**

DOKTORA TEZİ

Tez Savunma Tarihi
Tez Danışmanı
Jüri Üyeleri

: 30.04.2004
: Prof. Dr. İ. Kutay ÖZAYDIN (YTÜ)
: Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM (YTÜ)
: Prof. Dr. Erol GÜLER (BÜ)
: Prof. Dr. Feyza ÇİNİCİOĞLU (İÜ)
: Prof. Dr. Mete İNCECİK (İTÜ)

[Handwritten signatures of the jury members]

İSTANBUL, 2004

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	v
KISALTMA LİSTESİ	viii
ŞEKİL LİSTESİ.....	ix
ÇİZELGE LİSTESİ	xii
ÖNSÖZ	xiii
ÖZET	xiv
ABSTRACT	xv
1 GİRİŞ	1
2 LİTERATÜR ARAŞTIRMASI.....	5
3 SEDİMENTASYON VE KENDİ AĞIRLIĞI ALTINDA KONSOLİDASYON. 13	
3.1 Sedimentasyon ve Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon: Genel Birleşik Teori. 13	
3.2 Sedimentasyon ve Konsolidasyon için Modelleme Yaklaşımları	13
3.3 Korunum Denklemleri	15
3.3.1 İki Fazlı Sürekli Değer Korunum Denklemleri	15
3.3.2 Değişken Seçimi	16
3.3.3 Kütle Korunumu ve Sürekliliği.....	17
3.3.4 Momentum Dengesi.....	18
3.4 Süspansiyon Kuvvet Dengesi	19
3.4.1 Bir Süspansiyonda Sıvı-Katı Etkileşimleri	19
3.4.2 Bir Süspansiyonda Katı-Katı Etkileşimleri ve Kuvvet Dengesi	20
3.5 Suya Doygun Zemin Gerilme Dengesi	21
3.5.1 Suya Doygun Zeminlerde Katı-Katı Etkileşimi:Efektif Gerilme	21
3.5.2 Suya Doygun Zeminlerde Sıvı-Katı Etkileşimi ve Gerilme Dengesi	22
3.6 Birleşik Model	22
3.6.1 Birleşik Gerilme Denge Eşitliği.....	23
3.6.2 Zeminde Permeabiliteye Bağlı Olarak Oluşan Oturma Hızı	23
3.6.3 Genel Eşitlik	24
3.6.4 Ortak Ordinat Çatısı.....	24
3.7 Tek Boyutlu Sonlu Şekil Değiştirme Konsolidasyonun Analitik Çözümleri	25
3.7.1 Lineer Sonlu Şekil Değiştirmeyi Kullanan Eşitlik	27
3.7.2 Boşluk Oranı-Efektif Gerilme İlişkisi.....	27
3.7.3 Normalize Edilmiş Boyutsuz Olarak Kullanılan Eşitlikler.....	28
3.7.4 Eşitliklerin Analitik Çözümleri.....	30
3.7.5 Çift Yönlü Drenajla Birlikte Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon.....	31
3.7.6 Çift Yönlü Drenajlı Başlangıçta Konsolide Olmuş Zemin	32

3.7.7	Çift Yönlü Drenaj için Küçük Şekil Değiştirme Çözümü	35
3.7.8	Tek Yönlü Drenajlı Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon	35
3.7.9	Tek Yönlü Drenajlı Başlangıç Olarak Konsolide Olmuş Zemin	37
3.7.10	Tek Yönlü Drenaj için Küçük Şekil Değiştirme Çözümü	38
4	YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİNLERİN MUKAVEMETİ VE GERİLME-ŞEKİL DEĞİŞTİRME DAVRANIŞI	40
4.1	Killi Zeminlerin Drenajsız Kayma Mukavemeti	40
4.1.1	Drenajsız Kayma Mukavemetinin Laboratuvar Deneyleri ile Belirlenmesi	40
4.1.1.1	Konsolidasyonlu-Drenajsız (CU) Üç Eksenli Basınç Deneyi	40
4.1.1.2	Laboratuvar Veyn Deneyi	42
4.1.2	Drenajsız Kayma Mukavemetinin Konsolidasyon Basıncı ile Değişimi	43
4.2	Gerilme Analizi	44
4.2.1	Gerilme İzleri	46
4.3	Kritik Durum Teorisi	47
4.3.1	Normal Yüklenmiş Killerde Kritik Durum	48
4.4	Zeminlerde Plastisite	49
4.4.1	Killerin Akması	50
4.4.2	Plastik Hacimsel Şekil Değiştirmeler ve Plastik Pekleşme	52
4.4.3	Plastik Kayma Şekil Değiştirmeleri	54
4.4.3.1	Plastik Potansiyel	55
4.4.3.2	Normalite veya Birleşik Akma	55
4.5	Genel Elasto-Plastik Gerilme Şekil Değiştirme İlişkisi	56
4.6	Cam Clay Yapısal Bünye Modeli	58
5	YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİN DAVRANIŞININ NÜMERİK ANALİZİ	61
5.1	Büyük Şekil Değiştirme Konsolidasyonu İçin Nonlineer Model: CS2	61
5.1.1	Model Tanımı	62
5.1.2	Malzeme Bünye Bağlılıkları	63
5.2	Gerilme-Şekil Değiştirme-Konsolidasyon Davranışının Nümerik Analizi: Plaxis Programı	70
5.2.1	Plaxis'de Birleşik Gerilme-Şekil Değiştirme-Konsolidasyon (Coupled) Analizi	70
5.2.2	Gerilme-Şekil Değiştirme Bileşenlerinin Tanımlanması	71
5.2.3	Gerilme-Şekil Değiştirme Analizi	72
5.2.4	Konsolidasyon Analizi	74
5.3	Analizlerde Kullanılan Malzemele Modelleri	76
5.3.1	Mohr-Coulomb Modeli	76
5.3.2	Soft-Soil Model	79
5.3.3	Hard-Soil Model	83
5.3.3.1	Üç Eksenli Gerilme Durumu İçin Hiperbolik İlişki	84
5.4	Sonlu Elemanlar Analizinde Kullanılan Eleman Tipi ve Gerilme Noktaları	86
6	DENEYSEL ÇALIŞMA	88
6.1	Konsolidasyon Deneyleri	88
6.1.1	Model Deney Tankı ve Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon Davranışı	88
6.1.2	Asoaka Yöntemi	90
6.1.3	Rowe Hücresi ile Konsolidasyon Yöntemleri	93

6.1.3.1	Numunenin Hazırlanması ve Rowe Hücresine Yerleştirilmesi	95
6.1.3.2	Düşey Yönlü Konsolidasyon Deneyleri	95
6.1.4	Sedimentasyon ve Konsolidasyon Deney Aleti	98
6.1.5	Ödometre Deneyi	99
6.2	Mukavemet Deneyleri	103
6.2.1	Laboratuvar El Vane Deneyi	103
6.2.2	Laboratuvar Vane Deneyi	112
6.2.3	Üç Eksenli Deney Aleti	113
6.2.3.1	Model Deney Tankında ve Rowe Hücresinde Hazırlanan Numuneler Üzerinde Yapılan CIU Deneyleri	114
6.3	Yüklemeye Deneyi	116
6.4	Boşluk Suyu Basıncı Ölçümleri	124
6.4.1	Boşluk Suyu Basıncı Ölçümlerinin Değerlendirilmesi	127
7	DENEYSEL ÇALIŞMANIN NÜMERİK DEĞERLENDİRİLMESİ	129
7.1	Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon Davranışının Analizi	130
7.2	Yüklemeye Deneyinin Nümerik Olarak Modellenmesi	136
7.3	Boşluk Suyu Basıncının Nümerik Modellenmesi	147
8	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	149
KAYNAKLAR		153
EKLER		158
Ek 1	Tüp Numune Üç Eksenli Basınç Deneyi Sonuçları	159
Ek 2	Rowe Hücresinde 25 kPa Basınç Altında Konsolide Edildikten Sonra Elde Edilen Blok Numune Üzerinde Yapılan İzotropik Kademeli Konsolidasyonlu-Drenajsız Üç Eksenli Basınç Deney Sonuçları	160
Ek 3	Rowe Hücresinde 50 kPa Basınç Altında Konsolide Edildikten Sonra Elde Edilen Blok Numune Üzerinde Yapılan İzotropik Kademeli Konsolidasyonlu-Drenajsız Üç Eksenli Basınç Deney Sonuçları	163
Ek 4	Konsolidasyon Deney Düzenğinde Sürşarj Yükleri Altında Kademeli Konsolidasyon Deney Sonuçları	165
Ek 5	Klasik Ödometre Deney Sonuçları	167
Ek 6	Asoaka Yöntemi ile Model Deney Tanklarındaki Oturma-Zaman Değerleri	169
ÖZGEÇMİŞ		173
TEŞEKKÜR		174

SİMGE LİSTESİ

A	Akış doğrultusuna dik kesit alan
a_n	Fourier katsayısı
a_v	Sıkışabilirlik katsayısı
B	$\sigma' = \infty$ 'da normalize edilmiş boşluk oranı
b_n	Fourier katsayısı
C	Konsantrasyon
C_c	Sıkışma indisi
C_α	İkincil konsolidasyon katsayısı
c'	Kohezyon
c_v	Konsolidasyon katsayısı
c_u	Drenajsız kayma mukavemeti
c_F	Sonlu şekil değiştirme konsolidasyon katsayısı
C_D	Sürüklenme katsayısı
C_1, C_2	İntegrasyon katsayıları
D	Difüzyon katsayısı
D_B	Brownian difüzyon katsayısı
D	Dane çapı
d	Eşdeğer kalınlık
E	Normalize edilmiş boşluk oranı
E^*	Değiştirilen normalize edilmiş boşluk oranı
E	Boşluk oranı
E_u	Drenajsız elastisite modülü
E'	Drenajlı elastisite modülü
EA	Plakanın eksenel rijitliği
EI	Plakanın eğilme rijitliği
e_0	$t=0$ 'da boşluk oranı
e_{00}	$\sigma' = 0$ 'da boşluk oranı
e_∞	$\sigma' = \infty$ 'da boşluk oranı
f	İki safha arasında birbirine tesir eden kuvvet
F	Sıvı katı etkileşim faktörü ve sıkışabilirlik faktörü
G_n	Katsayı
G_s	Danelerin spesifik gravitesi
G	Konsolidasyonun sonlu şekil değiştirme katsayısı
G	Yerçekimi sabiti
H_n	Katsayı
K_n	Katsayı
k	Permeabilite katsayısı
k_s	Permeabilite katsayısı serileri
L	Eleman yüksekliği
l	Malzeme koordinatlarında zemin tabakasının yüksekliği
I_L	Likitlik İndisi
N	Boyutsuz kullanılan denklem parametresi
n	Zeminin porozitesi
m_v	Hacimsal sıkışma katsayısı
q_0	Sıkışabilir tabakanın üstünde başlangıç düşey efektif gerilme
R	$z=0$ 'da normalize edilmiş boşluk oranı
R_j	Eleman sayısı
R_m	Sıkışabilirlik eğrisi için veri noktalarının sayısı
R_n	Permeabilite eğrisi için veri noktalarının sayısı

S	Akış akısı
S	Oturma
S_s	Çökelti akış akısı
T	Zaman
U	Konsolidasyon yüzdesi
U	Ortalama süspansiyon hızı
U_{avg}	Ortalama konsolidasyon yüzdesi
U_e	Boşluk oranına dayanan yerel konsolidasyon yüzdesi
U_u	Artık boşluk suyu basıncına dayanan yerel konsolidasyon yüzdesi
U	Boşluk suyu basıncı katsayısı
u_0	Yeraltı su seviyesinden dolayı başlangıç boşluk suyu basıncı
u_{ex}	Aşırı boşluk suyu basıncı
u_w	Sıvı basıncı
W_s	Katıların ağırlığı
w	Su muhtevası
w_0	Efektif gerilme ihmal edildiği zaman kabul edilen oturma oranı
w_s	Suda danerin nihai oturma hızı
x	Genel Eulerian koordinatı
Z	Boyutsuz zaman faktörü
z	Düşey koordinat
v	Özgül hacim
ν	Sıvının kinematik viskozitesi
$\tilde{v}_f$	Başlangıç yüzeyinde sıvıya ilişkin mutlak sızıntı hızı
v_{rf}	Katı fazda sıvıya ilişkin deşarj hızı
$\tilde{v}_{rf}$	Katı fazda nispi sıvının sızıntı hızı
v_s	Çökel parçacığının mutlak hızı
v_w	Sıvı hızı
v_φ	φ fazının hız vektörü
σ	Toplam gerilme
σ'	Efektif normal gerilme
ρ_w	Sıvı yoğunluğu
ρ_s	Dane yoğunluğu
τ	Kayma gerilmesi
γ_d	Danelerin doygun birim hacim ağırlığı
γ_s	Danelerin birim hacim ağırlığı
γ_w	Suyun birim hacim ağırlığı
$\gamma_{yz}, \gamma_{zx}, \gamma_{xy}$	Kayma birim deformasyonları
λ	Linearization sabiti ve sıkışma indisi
κ	Şişme indisi
v'	Poisson oranı
v_u	Drenajsız poisson oranı
α	Zaman integral katsayısı
Δq	Sıkışabilir tabakanın üzerinde efektif düşey gerilme değişimi
Δt	Zaman artımı
Δz	Düşey düğüm aralığı

Δu	Artık boşluk suyu basıncı
$\Delta \tau$	Boyutsuz zaman artışı
$\Delta \rho$	Yoğunluk farkı
ϕ_ϕ	ϕ hacimsal kısmı veya hacimsal konsantrasyon
Π	Osmos Basıncı
ϕ	İçsel sürtünme açısı



KISALTMA LİSTESİ

CIU	İzotropik Konsolidasyonlu Drenajsız Üç Eksenli Basınç Deneyleri
LVDT	Deplasman Ölçer



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 3.1 İnce Daneli Taranmış malzemeler için boşluk oranı-efektif gerilme ilişkileri.....	29
Şekil 3.2 Lineer sonlu şekildeğiştirme tarafından çift yönlü drenajla başlangıç olarak konsolide olmamış zemin tabakaları için boyutsuz zaman faktörüne karşı konsolidasyon yüzdesi	33
Şekil 3.3 Lineer sonlu şekil değıştirme teorisi tarafından çift yönlü drenajlı başlangıç olarak normal konsolide olmamış zemin tabakaları için boyutsuz zaman faktörüne karşı konsolidasyon yüzdesi.....	34
Şekil 3.4 Tek yönlü drenajlı başlangıç olarak konsolide olmamış zemin tabakaları için boyutsuz zaman faktörüne karşı konsolidasyon yüzdesi	37
Şekil 3.5 Lineer sonlu şekil değıştirme teorisi tarafından tek yönlü drenajlı başlangıç olarak normal konsolide olmuş zemin tabakaları için boyutsuz zaman faktörüne karşı konsolidasyon yüzdesi	38
Şekil 4.1 Normal konsolide zeminlerde konsolidasyonlu-drenajsız deneylerde toplam ve efektif gerilme göçme zarfları.....	41
Şekil 4.2 Normal konsolide zeminlerde konsolidasyonlu drenajsız gerilme birim deformasyon, boşluk suyu basıncı davranışı.....	42
Şekil 4.3 Veyn deneyi aleti	43
Şekil 4.4 CU deneyinde konsolidasyon basıncı ile kayma mukavemeti değışimi.....	44
Şekil 4.5 Düzlem zemin elemanına etkileyen gerilmeler	45
Şekil 4.6 Üç eksenli basınç ve çekme deneylerinde toplam gerilme izleri	46
Şekil 4.7 Üç eksenli basınç deneyi (drenajlı-drenajsız) sonuçları	47
Şekil 4.8 $p':q$ efektif gerilme düzleminde ve $p':v$ sıkışma düzleminde geleneksel üç eksenli basınç deneyinde drenajlı ve drenajsız şartlarda belirlenen gerilme izleri	47
Şekil 4.9 Normal yüklenmiş killerde kritik durum	49
Şekil 4.10 Ödometre deneyi sonucuna göre killerde akmanın belirlenmesi	50
Şekil 4.11 Aynı yerden alınmış 3 ayrı özellikteki (1),(2) ve (3) zemin özellikleri üzerinde uygulanan deneylerden akma gerilmesinin belirlenmesi	51
Şekil 4.12 Plastik hacimsel şekil değıştirmelerin belirlenmesi ve plastik pekleşme	53
Şekil 4.13 $v : p'$ ve $v : \log p'$ düzleminde sıkışma ve boşaltma-tekrar yükleme çizgileri	54
Şekil 4.14 Plastik kayma şekil değıştirmelerinin belirlenmesi	55
Şekil 4.15 $p':q$ gerilme düzleminde plastik potansiyel ve akma kuralı.....	56
Şekil 4.16 Modifiye Cam-Clay bünye modelinde akma çizgisinin formu	59
Şekil 5.1 CS2 için geometri : (a) başlangıç konfigürasyonu ($t < 0$) ve (b) düşey efektif gerilmenin artım ($t \geq 0$) uygulamasından sonra konfigürasyon	62
Şekil 5.2 Zemin bünye ilişkileri:sıkışabilirlik	64
Şekil 5.3 Zemin bünye ilişkileri:permeabilite	64
Şekil 5.4 Bitişik elemanlar arasındaki sıvı akışı	67
Şekil 5.5 Standart drenajlı üç eksenli deneylerden E_0 ve E_{50} 'nin tanımlanması	77
Şekil 5.6 Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c'=0$)	78
Şekil 5.7 ε_v ve ortalama efektif gerilme p' arasındaki ilişki	81
Şekil 5.8 $p':q$ düzleminde Soft-soil modelin akma yüzeyi	82
Şekil 5.9 Asal gerilme uzayında akma konturları	83
Şekil 5.10 Standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemede hiperbolik gerilme-şekil değıştirme ilişkisi.....	86
Şekil 5.11 Analizlerde kullanılan elemanlar, düğüm noktaları ve gerilme noktaları	87
Şekil 6.1 Model deney tankı	89
Şekil 6.2 Model deney tankında dört adet kendi ağırlığı altında konsolidasyon deneyinde gözlenen oturma zaman davranışı	90
Şekil 6.3 Asoaka yöntemi ile oturma tahmininin grafiksel yöntemi	91

Şekil 6.4 Asoaka yöntemi ile Model Tank1 oturma tahmini.....	91
Şekil 6.5 Asoaka yöntemi ile Model Tank2 oturma tahmini.....	92
Şekil 6.6 Asoaka yöntemi ile Model Tank3 oturma tahmini.....	92
Şekil 6.7 Asoaka yöntemi ile Model Tank4 oturma tahmini.....	93
Şekil 6.8 Rowe hücresinin düşey yönlü konsolidasyon deneyleri için düzenlenmiş hali	96
Şekil 6.9a Rowe hücresinde 25 kPa basınç altında konsolide edilen numunenin oturma zaman grafiği	97
Şekil 6.9a Rowe hücresinde 50 kPa basınç altında konsolide edilen numunenin oturma zaman grafiği	97
Şekil 6.10 Yüksek su muhtevasına sahip zeminler için konsolidasyon deney düzeneği.....	98
Şekil 6.11 Çamur yüksekliğinin zamana bağlı değişimi	99
Şekil 6.12 Konsolidasyon katsayısının konsolidasyon basıncı ile değişimi.....	100
Şekil 6.13 Hacimsel sıkışma katsayısının konsolidasyon basıncı ile değişimi	101
Şekil 6.14 Doğal su muhtevası ile sıkışma indisi arasındaki ilişki.....	102
Şekil 6.15 Başlangıç boşluk oranı ve sıkışabilirlik faktörü arasındaki ilişki.....	102
Şekil 6.16 El Vane Deney Aleti.....	105
Şekil 6.17 Silindir deney tankı üzerine yerleştirilen Vane askı sistemi.....	105
Şekil 6.18 Vane,numune alıcı ve plaka yükleme deney noktalarının planda konumu	106
Şekil 6.19 İlk model deney tankında Hand Vaane tester aletinden elde edilen derinlik mukavemet değişimi ($w=77\%$)	107
Şekil 6.20 Vane ve plaka yükleme deney noktalarının planda konumu	108
Şekil 6.21 Vane ve plaka yükleme deney noktalarının planda konumu	108
Şekil 6.22 İkinci model deney tankında El Vane Deneyi ile ölçülen mukavemet değerlerinin derinlikle değişimi ($w=100\%$)	109
Şekil 6.23 Üçüncü model deney tankında El Vane Deneyi ile ölçülen mukavemet değerlerinin derinlikle değişimi ($w=87\%$)	109
Şekil 6.24 Dördüncü model deney tankında El Vane Deneyi ile ölçülen mukavemet değerlerinin derinlikle değişimi ($w=92\%$)	110
Şekil 6.25 Drenajsız kayma mukavemeti ile su muhtevası arasındaki ilişki.....	110
Şekil 6.26 Drenajsız kayma mukavemeti ve likitide indeksi arasındaki ilişki	112
Şekil 6.27 Üç eksenli hücrede drenaj ve boşluk suyu basıncı ölçüm vanaları	114
Şekil 6.28 Yükleme deney sistemi şeması.....	118
Şekil 6.29 Yükleme deney sistemi.....	119
Şekil 6.30 1. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi	119
Şekil 6.31 2. model deney tankında yapılan yükleme deneyi ($w=100\%$)	120
Şekil 6.32 2. model deney tankında yapılan yükleme deneyi (geotekstil+kum dolgu)	121
Şekil 6.33 3. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi ($w=87\%$)	121
Şekil 6.34 3. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi (geotekstil+kum dolgu)	122
Şekil 6.35 4. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi ($w=92\%$)	122
Şekil 6.36 4. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi (geotekstil+kum dolgu)	123
Şekil 6.37 Model deney tankında yapılan yükleme deneyleri	123
Şekil 6.38 Model deney tankında yapılan yükleme deneyleri (geotekstil+kum dolgu)	124
Şekil 6.39 26pccfa6g tipinde boşluk suyu basıncı transduceri	125
Şekil 6.40 Seramik piezometre	126
Şekil 6.41 Deneyde kullanılan transducerlerin tank üzerindeki konumu	126
Şekil 6.42 Model deney tankında boşluk suyu basıncı ölçüm şeması	127
Şekil 6.43 Derinlikle ölçülen boşluk suyu basınçları	128
Şekil 7.1a Boşluk oranı efektif gerilme değişimi	132
Şekil 7.1b Boşluk oranının permeabilite ile değişimi	132
Şekil 7.2 1. Model deney tankında elde edilen deneysel ölçümlerle CS2 analizi ile hesaplanan oturma-zaman davranışı	133

Şekil 7.3	2. Model deney tankında elde edilen deneysel ölçümlemlerle CS2 analizi ile hesaplanan oturma zaman davranışı	133
Şekil 7.4	3. Model deney tankında elde edilen deneysel ölçümlemlerle CS2 analizi ile hesaplanan oturma zaman davranışı	134
Şekil 7.5	4. Model deney tankında elde edilen deneysel ölçümlemlerle CS2 analizi ile hesaplanan oturma zaman davranışı	134
Şekil 7.6	Sedimentasyon deneyinde elde edilen ölçümlemlerle CS2 modeli ile hesaplanan oturma zaman davranışı	136
Şekil 7.7	Drenajsız kayma mukavemeti ile su muhtevası arasındaki ilişki	137
Şekil 7.8	Tank1 yükleme deney sonucu ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması ..	139
Şekil 7.9	Tank2 yükleme deney sonucu ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması ..	140
Şekil 7.10	Tank 2 yükleme deneyinin deforme olmuş sonlu elemanlar modeli	140
Şekil 7.11	Tank 3 yükleme deney sonucu ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması ..	141
Şekil 7.12	Tank4 yükleme deney sonucu ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması ..	141
Şekil 7.13	Tank2 geotekstilli yükleme deney sonuçları ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması	143
Şekil 7.14	Tank2 yükleme deneyinin (geotekstil+kum dolgu) deforme olmuş sonlu elemanlar modeli	143
Şekil 7.15	Tank3 geotekstilli yükleme deney sonuçları ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması	144
Şekil 7.16	Tank4 geotekstilli yükleme deney sonuçları ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması	144
Şekil 7.17	Yükleme deneylerinin nümerik analizinden yatay uzaklık boyunca elde edilen yer değiştirmeler	146
Şekil 7.18	Geotekstilsiz yükleme deneylerinde görülen plastik noktalar	146
Şekil 7.19	Geotekstilli yükleme deneylerinde görülen plastik noktalar	147
Şekil 7.20	Model deney tankından elde edilen deneysel ölçümlemlerle CS2 analizi ile hesaplanan boşluk suyu basıncı davranışı	148
Şekil Ek 1-a	Deviatör gerilmenin birim deformasyon ile değişimi	159
Şekil Ek 1-b	Boşluk suyu basıncının birim deformasyonla değişimi	159
Şekil Ek 2-a	Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyonla değişimi ..	160
Şekil Ek 2-b	Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyonla değişimi ..	160
Şekil Ek 2-c	Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyonla değişimi ..	161
Şekil Ek 2-d	Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyonla değişimi ..	161
Şekil Ek 2-e	Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyonla değişimi ..	162
Şekil Ek 3-a	Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi ..	163
Şekil Ek 3-b	Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyonla değişimi ..	163
Şekil Ek 3-c	Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi ..	164
Şekil Ek 3-d	Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyonla değişimi ..	164
Şekil Ek 4	Her bir yük kademesi için sıkışma miktarlarının zamana bağlı değişimi	165
Şekil Ek 5-a	Tüp numune konsolidasyon deneyi boşluk oranı-konsolidasyon basıncı değişimi ..	167
Şekil Ek 5-b	Blok numune konsolidasyon deneyi boşluk oranı-konsolidasyon basıncı değişimi ..	167
Şekil Ek 5-c	Blok numune konsolidasyon deneyi boşluk oranı-konsolidasyon basıncı değişimi	168
Şekil Ek 5-d	Sedimentasyon numunesi konsolidasyon deneyi boşluk- oranı konsolidasyon basıncı değişimi	165

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 3.1	Şekil 3.1 de gösterilen regresyon çizgileri için e_{00} , e_{∞} ve λ nın değerleri.....	30
Çizelge 6.1	Haliç tarama çamurunun indeks özellikleri	89
Çizelge 6.2	Model deney tankında drenaj için kullanılan geotekstilin özellikleri.....	90
Çizelge 6.3	Konsolidasyon katsayısı (C_v), İkincil konsolidasyon katsayısı (C_{α}), Hacimsal sıkışma katsayısı (m_v), Sıkışma indisi (C_c)	100
Çizelge 6.4	Tek Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Model Parametreleri.....	103
Çizelge 6.5	C_c ve C_s değerlerinden belirlenen λ ve κ değerleri.....	103
Çizelge 6.6	1. Model Deney Tankında değişik derinliklerde ölçülen drenajsız kayma mukavemeti değerleri	104
Çizelge 6.7	İkinci Model Deney Tankında değişik derinliklerde ölçülen drenajsız kayma mukavemeti değerleri	106
Çizelge 6.8	Üçüncü Model Deney Tankında değişik derinliklerde ölçülen drenajsız kayma mukavemeti değerleri	107
Çizelge 6.9	Dördüncü Model Deney Tankında değişik derinliklerde ölçülen drenajsız kayma mukavemeti değerleri.....	107
Çizelge 6.10	Rowe hücresinde 25 kPa basınç altında konsolidasyon sonucu elde edilen blok numune üzerinde üç ayrı noktada drenajsız kayma mukavemeti değerleri	113
Çizelge 6.11	Rowe hücresinde 50 kPa basınç altında konsolidasyon sonucu elde edilen blok numune üzerinde üç ayrı noktada drenajsız kayma mukavemeti değerleri	113
Çizelge 6.12	Üç eksenli CU deneylerinde belirlenen içsel sürtünme açısı değerleri	116
Çizelge 6.13	Üç eksenli CU deney sonuçları.....	116
Çizelge 6.14	Konsolidasyonlu drenajsız (CU) üç eksenli deneylerden belirlenen parametreler	116
Çizelge 6.15	Terrasafe (SG 40/40) örgülü geotekstil özellikleri	117
Çizelge 6.16	Basınç transducerlerine ait özellikler.....	125
Çizelge 6.17	Deneyde kullanılan seramik piezometrelerin özellikleri	125
Çizelge 7.1	Sızıntı etkili konsolidasyon deneyinden $e_0=8.0$ için elde edilen malzeme parametreleri	131
Çizelge 7.2	Sızıntı etkili konsolidasyon deneyinden $e_0=10.0$ için elde edilen malzeme parametreleri	135
Çizelge 7.3	Deneyde kullanılan plakanın malzeme özellikleri.....	138
Çizelge 7.4	Mohr-Coulomb model parametreleri	138
Çizelge 7.5	Analizde kullanılan kumun Mohr-Coulomb model parametreleri	142

ÖNSÖZ

Liman ve haliçlerde değişik sebeplerle oluşan dip sedimanlarının bulundukları yerden taranarak karada depolanması durumunda uzun süreli konsolidasyon ve mukavemet davranışının incelenmesi ve bunların sonucu olarak bu tür alanların iyileştirilme çalışmaları zemin mekaniğinin önemli inceleme alanları içerisinde bulunmaktadır. Bu çalışmada, 1995 yılında Haliç Islah Projesi kapsamında Haliç'ten taranan ve yaklaşık 5 km uzaklıktaki Alibeyköy taş ocaklarına hidrolik olarak iletilen sulu çamurların davranışını modellemek ve bunun için gerekli parametrelerin laboratuvarda yapılan deneylerle elde edilmesi amaçlanmıştır. Deneysel çalışmalarda model deney tankı, sedimentasyon-konsolidasyon deney düzeneği ve Rowe hücresi kullanılmıştır. Model deney tankı ve sedimentasyon-konsolidasyon deney düzeneğine yerleştirilen çamurun oturma miktarları izlenerek nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca model deney tankında ölçülen boşluk suyu basınçları nümerik olarak hesaplanan değerler ile karşılaştırılmıştır. Nümerik analizlerde Fox ve Berles (1997) tarafından geliştirilen CS2 modeli kullanılmıştır. Yumuşak zeminlerin taşıma gücünün düşük olması ve yük altında aşırı deformasyonlara uğraması, bu tür zeminlerin iyileştirilmesini gerektirmektedir. Bu amaçla yumuşak temel zemininde meydana gelebilecek deformasyonlar nümerik ve deneysel yöntemlerle incelenmiştir. Analizlerde geoteknik problemlerin modellenmesi için geliştirilmiş Plaxis isimli bir program kullanılmıştır.

Doktora tez çalışmam sırasında değerli bilgi ve yardımları ile yol göstererek destekleyen danışman hocam Prof Dr. Kutay Özaydın'a çok teşekkür ederim. Tezimde karşılaştığım problemlerde yardımlarını esirgemeyen Prof. Dr. Sönmez Yıldırım'a, Prof. Dr. Tuncer Edil'e, Yard. Doç Dr. Mehmet Berilgen'e, laboratuvar çalışmalarında yardımını esirgemeyen Öğr. Gör. Şükrü Özçoban'a, her zaman ilgi ve desteğini gördüğüm Prof. Dr. Mustafa Yıldırım'a, deneysel çalışmam sırasında yardımcı olan arkadaşım Arş Gör. Saadet Arzu Berilgen'e, Arş Gör. Dr. Havvanur Kılıç'a, Arş Gör. Pelin Tohumcu'ya, Arş Gör. Murat Tonaraoğlu'na, Arş. Gör. Şenol Adatepe'ye, İnş Yük Müh. Sami Gültekin'e, laboratuvar görevlileri teknisyen Erhan Erol'a ve Ali Yüksel'e ve emeği geçen herkese içtenlikle teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmam sırasında beni destekleyen sevgili annem Melek İpekoğlu, babam Rüstem İpekoğlu'na, sevgili eşim Murat Biçer'e, kayınvalidem Seyfinaz Biçer ve kayınpederim Metin Biçer'e gösterdikleri sabır ve anlayış için sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

ÖZET

Haliç'in temizlenmesi çalışmaları kapsamında yaklaşık 5 milyon metre küp dipsel çamur taranarak Alibeyköy'de kullanılmayan eski taş ocaklarında inşa edilen bir rezervuara depolanmıştır. Depolanmış çamur yüksek su muhtevasına ve düşük kayma mukavemetine sahip killi siltli altüvyonel zemin özellikleri göstermektedir. Bu tür yüksek su muhtevasına sahip zeminler kendi ağırlığı ve/veya sürşarj yükü altında çok fazla şekil değiştirme gösterdiğinden oturmaları tahmin etmek oldukça zor olup klasik konsolidasyon analizleri ile zamana bağlı oturmalarını tahmin etmek mümkün olmamaktadır. Bu konuda son yirmi yılda yapılan çalışmalar neticesinde oldukça iyi sonuçlar veren yöntemler geliştirilmiştir (Townsend and McVay 1990, Abu Hejleh, vd. 1996, Toorman 1996, Fox ve Berles 1997). Bu çalışmada Haliç'ten taranan sulu çamurun kendi ağırlığı altında konsolidasyon oturmalarını incelemek amacıyla yaptırılan bir model deney tankına, Alibeyköy çamur depo sahalarından getirilen çamur, pompalama sırasındaki su muhtevasına uygun hale getirilerek yerleştirilmiştir. Çamur tanka yerleştirilme aşamasından sonra kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılmıştır. Kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılma aşamasında derinlikle boşluk suyu basınçları da özel bir düzenele ölçülmüştür. Ölçülen değerler yapılan nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Nümerik analizlerde Fox ve Berles (1997) tarafından geliştirilen CS2 modeli kullanılmıştır. Bu model çok fazla şekil değiştirme yapan zemin tabakalarının konsolidasyonunu analiz edebilmektedir. Bu analizler için gerekli olan malzeme parametreleri laboratuvar sızıntı etkili konsolidasyon deneyinden elde edilmiştir (Berilgen vd, 2002). Yapılan analiz sonuçlarının model deneyde elde edilen ölçümlerde uyum içinde olduğu görülmüştür. Ayrıca, kendi ağırlığı altında konsolide olan çamurun mukavemet kazanımı deneysel olarak araştırılmıştır. Derinlik boyunca drenajsız kayma mukavemeti ve ykn aleti ile ölçülmüş, üç eksenli basınç deneyleri ile kayma mukavemeti parametreleri belirlenmiştir. Model Deney Tanklarına yerleştirilen çamur kendi ağırlığı altında konsolidasyonunu tamamladıktan sonra üzerinde plaka yükleme deneyleri yapılmıştır. Yükleme deneyi için laboratuvar da özel bir deney aleti kullanılmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçlar Plaxis programından yararlanarak yapılan analizler ile karşılaştırılmış, analizlerde Mohr-Coulomb malzeme modeli ve drenajsız malzeme tipi seçilmiştir. Doğrudan zemin yüzeyinde ve geotekstil+kum dolgu üzerinde yapılan yükleme deneyleri gözlemleri ile, bağımsız deneylerle belirlenen malzeme parametreleri kullanılarak yapılan analiz sonuçlarının oldukça iyi uyumlu olduğu saptanmıştır.

Anahtar kelimeler: yüksek su muhtevası, kendi ağırlığı altında konsolidasyon, nümerik analiz.

ABSTRACT

As a part of the Golden Horn rehabilitation project, sea bottom sediments dredged from the Golden Horn were pumped via a pipeline to a confined land disposal site in Alibeyköy. The dredged slurry which is stored at the disposal site is a clayey, silty alluvial soil having high water content and low shear strength. Since, high water content soils such as sea bottom sediments dredged from the Golden Horn exhibit large deformations during self weight consolidation and/or under surcharge loads, the prediction of their settlements is not possible with classical consolidation analysis. As a result of studies performed in the last two decades, several methods are developed on this subject which have yielded satisfactory results (Townsend and McVay 1990, Abu Hejleh, vd. 1996, Toorman 1996, Fox ve Berles 1997). In this study, it is aimed to investigate the field behavior of Golden Horn disposals and to obtain parameters needed for the analysis of such behavior. A cylindrical model tank constructed for this purpose was filled with the dredged slurry at water contents adjusted to values at pumping and left for self-weight consolidation. During self-weight consolidation, the pore water pressures were measured at various depths by means of a special set-up. The values measured in the model tank tests are compared with the results of the numerical analysis. The numerical analysis is performed by using the CS2 model which was developed by Fox and Barles (1997). This model is capable of analyzing consolidation behavior of soil layers exhibiting large deformations. The material properties which are needed for the numerical analysis are obtained from the Seepage Induced Consolidation Tests (Berilgen et.al ., 2002). The results of the numerical analysis are observed to be in good agreement with the observed behavior in the model tests. The gain of strength in the slurry as a result of self weight consolidation was also experimentally investigated. The in-situ undrained shear strength is determined by vane shear equipment and the shear strength parameters are determined by triaxial tests. Plate loading tests, for which a special apparatus was developed, are performed on soil deposits formed by self weight consolidation at the model tanks. The results of the loading tests are compared with the predicted behavior from the numerical analysis performed by using the computer code PLAXIS and material properties obtained from laboratory tests. Mohr-Coulomb material model and undrained material type are chosen in the analyses. The behavior observed in the loading tests are quite satisfactorily predicted by numerical analysis for both when loading plate is directly seated on the soil surface and when on a geotextile and fill sand improved surface.

Keywords: high water content, self weight consolidation, numerical analysis

1. GİRİŞ

Yapılan araştırmalar yüksek su muhtevasına sahip atıkların dñnyanın her yerinde her yıl üretildiğini göstermektedir. Nñfusun çoğalması ve sanayinin hızla gelişmesi meydana gelen atık miktarlarında büyük bir artış meydana getirmiştir. Üretimin artması atık maddelerin uzaklaştırılması ve/veya bertaraf edilmesi sorununu da beraberinde getirmiş ve alınan önlemlerin yetersizliği, insanoğlunu günümüzde ciddi çevre problemleri ile karşı karşıya bırakmıştır. Sürekli oluşan ve genellikle kirlenmiş bulunan sulu çamurların taranması ve uzaklaştırılması bir sorun olarak ortaya çıkmaktadır. Taranan bulamaç halindeki çamurun depolanması ve ıslahı, atık tortularıyla ilgilenen pek çok mühendisin problemidir. Bulundukları yerden taranarak başka alanlara yerleştirilen bu malzemeler oldukça geniş alanlar kaplayabilmektedir.

Haliç'te 80 yılı aşkın devam eden kirlenme, deniz tabanında biriken çamurun kirlenmesine yolaçmıştır. Bu çamur tabakası zaman içinde kalınlaşarak batimetrik seviyenin genel olarak düşmesine sebep olmuştur. Haliç Islah Projesi kapsamında derinlikleri 10 m ile 25 m arasında değişen toplam 19 adet zemin etüt sondajı gerçekleştirilmiştir. Bu sondaj sırasında ve alınan numuneler üzerinde hem arazi hem laboratuvar deneyleri aracılığı ile, 25 m derinliğe kadar zeminin endeks özellikleri ile taban çamurunun kayma mukavemeti ve konsolidasyon özellikleri belirlenmiştir. Gerçekleştirilecek tarama işleminin kıyılarda zemin hareketine yol açmaması, tarama araç ve yönteminin seçimi, taranacak çamurunun ilave çevresel sorunlara yol açmayacak ve en ekonomik şekilde uzaklaştırılabilmesi için taban çamurunun bu özelliklerinin bilinmesi gereksinimi vardır. Bu araştırmalar sonucunda çeşitli tarama ve uzaklaştırma yöntemleri incelenmiş ve sonuçta taranan çamurun deniz suyu ile sulandırıldıktan sonra karadan borular vasıtasıyla Alibeyköy civarındaki terk edilmiş taş ocağı sahasına pompalanması en uygun yol olarak seçilmiştir.

ABD'nin su yollarında da, yılda, yaklaşık dört yüz milyon metre küp tortu taranmaktadır (Poindexter vd., 1988). Bu yumuşak atıklar (veya yumuşak zeminler), yüksek su muhtevası, yüksek sıkışabilirlik, düşük permeabilite ve düşük mukavemet özellikleri ile nitelendirilmektedir. Depolanmış taranmış sulu çamurların çökmesi ince danelerin sedimentasyonu ve tortu tabakalarının kendi ağırlığı altında konsolidasyonu şeklinde iki fazda meydana gelmektedir (Pane, 1985).

Depolama alanının boyutları ve atık miktar ve özelliklerine bağılı olarak sedimentasyon fazı birkaç gün ile birkaç hafta sürerken, kendi ağırlığı altında konsolidasyon fazı uzun yıllar sürmektedir (Liu, 1990). Sedimentasyon, bir süspansiyon içerisindeki taneciklerin çökmesi

olayıdır. Depolanan danecikler, sıvı sütununun tabanı üzerinde, doymuş ince bir zemin tabakası olarak çökel yatağında biçimlenir. Konsolidasyon, zemin kütlesinin kendi ağırlığı ya da olası diğer yüklerle zamana bağlı sıkışmasıdır.

Bu tip yumuşak zeminlerin depolandıktan sonraki sedimentasyon ve konsolidasyon özellikleri ve permeabilite özelliklerinin belirlenmesi için geleneksel çamur konsolidasyon deneylerinin yanısıra özel geliştirilmiş deney teknikleri kullanılmaktadır. Bu deney teknikleri birbirleriyle karşılaştırılarak en ekonomik ve en hızlı şekilde çamurun sedimentasyon ve konsolidasyon özelliklerinin nasıl belirlenebileceği tartışılmaktadır. Depolamadan sonra zemin danecikleri çökeldiği ve çamurun su muhtevası azaldığında, dayanımında çarpıcı bir artış meydana gelmektedir. Mukavemetindeki bu artış, zemin mekaniğine göre küçük olmasına karşılık çamurun iyileştirilmesi için oldukça önem taşımaktadır. Su muhtevası yüksek çamurun sedimentasyon sonundaki dayanımını arttırmak için üzerine kum tabakası serilebileceği önerilmektedir. Fakat çamurun, kum taneciklerini taşıyabilecek kadar bir mukavemete sahip olması gerekmektedir.

Yumuşak atık depolama sahalarına yerleştirilen alt-drenaj tabakası zemin tabakasının konsolidasyon ve desikasyonunu hızlandırmak ve depolama alanını daha sonraki arazi kullanımına uygun hale getirmek için yararlı olmaktadır. Bir büyük depolama alanında yeraltı su seviyesinin düşürülmesi için alt-drenaj tabakalarından suyu uzaklaştırabilmek amacı ile toplayıcı borular bulunmalıdır (Johnson vd., 1977).

İlk sedimentasyon teorisi Kynch (1952) tarafından ortaya atılmış ve bir süspansiyon içindeki taneciklerin çökelme davranışı tahmin edilmeye çalışılmıştır. Terzaghi (1923) tarafından ortaya atılan konsolidasyon teorisinde küçük şekil değiştirmeler için konsolidasyon denklemi oluşturulmuştur. Sedimentasyon ve konsolidasyonu birbirine bağlayan ilk prensip Pane vd. Schiffman (1985) tarafından ortaya atılmıştır. Doygun zeminler için, Toorman (1996) tarafından sedimentasyon ve kendi ağırlığında konsolidasyon için genel birleşik teori geliştirilmiştir. İmai (1979), yumuşak zeminlerde hidrolik geçirimsizlik ve sıkışabilirliğin ölçümü için "Hidrolik konsolidasyon" olarak adlandırılan bir konsolidasyon deneyi geliştirmiştir. Bu deneyden düşük gerilme seviyelerinde zeminler için numunenin boşluk oranı-permeabilite-efektif gerilme ilişkisini veren parametreler elde edilmektedir. Yüksek sıkışabilirliğe sahip sulu çamurlarda hidrolik konsolidasyon deneyinin oldukça iyi sonuçlar verdiği görülmüştür. Sulu çamurların depolanma ve iyileştirme çalışmaları için oturma tahmininin yapılmasında sonlu şekil değiştirme ve konsolidasyon teorisi kullanılarak çeşitli çalışmalar yapılmıştır (Townsend ve McVay,1990, Abu Hejleh, vd. 1996, Fox ve Berles,

1997).

Florida'da çıkarılan fosfatlı killer üzerinde Liu (1990) tarafından yapılan bir incelemeye göre, boşluk oranı 40 ile 130 arasında değişen kil bulamacı, pompalandığı havuzlarda birkaç gün ya da birkaç hafta içerisinde sedimentasyonunu tamamladıktan sonra efektif gerilmenin oluşmaya başladığı kendi ağırlığında konsolidasyon safhasına gelmektedir. Efektif gerilme ilkesinin uygulanmaya başlandığı bu aşamada boşluk oranının bulamaç boyunca sabit olmadığı ancak, başlangıç boşluk oranına bağlı olduğu bulunmuştur. Efektif gerilme ile permeabilite ve boşluk oranı değişimleri, özellikle efektif gerilmenin düşük olduğu konsolidasyonun ilk devrelerinde yumuşak killer için oldukça önemlidir. Bu yüzden bu tür zeminler için, konsolidasyon özelliklerini direkt olarak belirlemek oldukça zordur (Zndarcic vd.,1982). Bu nedenle bu tür zeminlerin konsolidasyon özelliklerinin belirlenmesinde klasik konsolidasyon deneyleri yerine çok küçük gerilme seviyelerindeki boşluk oranı efektif gerilme ve permeabilite değerlerinin bulunmasını sağlayan konsolidasyon deneylerinin yapılması tercih edilmelidir (Abu Hejleh vd. 1996,, Fox ve Baxter, 1997). Bu değerlerin bulunması için halen en etkili deney yöntemi sızıntı etkili konsolidasyon yöntemidir. Bu deney yöntemi ile laboratuvar numunesi önce kendi ağırlığı altında numune üzerinde oluşturulan bir hidrolik yük farkı ile konsolide olmakta ve daha sonra kademeli yükleme yapılarak permeabilite boşluk oranı değişimi belirlenmektedir. Deneylerde elde olunan efektif gerilme-boşluk oranı ve boşluk oranı permeabilite ilişkileri için Liu ve Znidarcic (1991) tarafından önerilen

$$e = A(\sigma' + Z)^B \quad (1.1)$$

$$k = Ce^D \quad (1.2)$$

bağıntılarını kullanmak oldukça iyi sonuçlar vermiştir. Bu eşitliklerde A, B, Z, C ve D deneysel olarak belirlenen sabitlerdir. Bu sabitler İnce, Berilgen ve Özaydın (1998) tarafından yapılan bir çalışmada elde edilmiştir. Ancak bu çalışmada elde olunan değerler kendi ağırlığı ve farklı sürşarj yükleri altında bir boyutlu olarak konsolide edilen çamurda zamana bağlı olarak ölçülen oturma değerleri ile CS2 programı (Fox ve Berles, 1997) kullanılarak yapılan ters analizler sonucunda elde edilmiştir. Berilgen, Özaydın ve Edil (1999) tarafından Haliç Tarama Çamuru üzerine yapılan bir çalışmada bu parametreler kullanılmış ve Haliç projesi kapsamında depolanan çamurun konsolidasyon oturmaları yapılan analizler ile tahmin edilmeye çalışılmıştır.

Bu çalışmada ise Haliç Tarama Çamuru'nun kendi ağırlığı ve/veya sürşarj yükleri altında

konsolidasyon oturmalarını gerçeğe daha yakın hesaplayabilmek sızıntı etkili konsolidasyon deneyi sonuçlarından (Berilgen,2002) elde edilen efektif gerilme-boşluk oranı ve boşluk oranı-permeabilite ilişkisinden yararlanılmış ve bir model tanka yerleştirilen Haliç Tarama Çamuru'nun kendi ağırlığı altında konsolidasyonu gözlenerek yapılan gözlemlerden elde edilen oturma ölçüm verileri yapılan nümerik analizler ile karşılaştırılmıştır. Kendi ağırlığı altında konsolidasyonu sırasında derinlikle değişen boşluk suyu basıncı değerleri de ölçülmüş ve nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Nümerik analizlerde Fox ve Berles (1997) tarafından geliştirilen CS2 modeli kullanılmıştır. Bu model çok fazla şekil değiştirme yapan zemin tabakalarının konsolidasyonunu analiz edebilmektedir.

Geoteknik uygulamalarında yumuşak zeminler her zaman mühendisler için problem olmuştur. Model deney tanklarında kendi ağırlığı altında konsolide olan çamur üzerinde yükleme deneyleri yapılarak yumuşak zeminin davranışı belirlenmeye çalışılmıştır. İlk yükleme deneyinde konsolidasyon sonucu belirli su muhtevasına gelmiş zemin üzerinde, ikinci yükleme deneyinde yine konsolidasyon sonucu belirli bir su muhtevasındaki mukavemet kazanımı olmuş zeminin üzerine geotekstil ve kum dolgu yerleştirilerek yükleme deneyi yapılmıştır.

Deneyisel çalışma kapsamında, ayrıca Rowe hücresi ile gerilme tarihçesi belirli blok örnekler hazırlanmış ve bu blok örneklerden hazırlanan örnekler üzerinde üç eksenli basınç, ödometre ve laboratuvar veyn deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçlarında elde edilen parametreler nümerik sonuçların değerlendirilmesinde kullanılmıştır.

2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

Sedimentasyon ve konsolidasyon farklı bilim dallarını ilgilendiren konular olduğundan bu konuda yapılmış pek çok çalışma bulunmaktadır. Bu nedenle farklı bilim dallarında farklı yaklaşımlar ve bunların neticesinde oluşturulmuş modeller bulunmaktadır. Scihiffman vd., (1985) ve Alexis, Thomas ve Gallois (1993), bu farklı bilimlerde üretilmiş olan sedimentasyon ve konsolidasyon teorilerini yeniden gözden geçirmişlerdir. Kimya mühendisliği ve zemin mekaniği gibi birbirinden oldukça farklı bilim dallarında birbirinden bağımsız olarak sedimentasyon ve konsolidasyon konuları üzerinde araştırmalar yapılmıştır. İlk süspansiyon içerisindeki taneciklerin çökelme davranışı (sedimentasyon) ile ilgilenirken diğeri zeminlerin oturma davranışını (konsolidasyon) incelemiştir. İlk sedimetasyon teorisi Kynch (1952) tarafından ortaya atılmıştır ve konsantre edilmiş süspansiyondaki çökelme davranışı tahmin edilmeye çalışılmıştır. İlk konsolidasyon teorisi ise Terzaghi (1923) tarafından ortaya atılmıştır. Ve daha sonra Terzaghi (1942) küçük şekil değiştirmeler için konsolidasyon denklemini formüle etmiştir. Daha sonra geliştirilen konsolidasyon modelleri ise genellikle lineer olmayan büyük şekil değiştirmeler için Gibson, England ve Hussey (1967) önerilen modele dayanmaktadır.

Kimya mühendisliğinde kolloidal süspansiyonların oturma davranışını tahmin edebilmek için konsolidasyon teorisi Tiller (1981) tarafından bulunmuştur. Bu konuda daha fazla teorik çalışma Batchelor (1972) tarafından yapılmıştır. Benzer zamanlarda hidrolik mühendisliğinde yeni bir araştırma olan kohezyonlu sedimentlerin taşınması araştırması yapılmıştır. Sedimentin taşınma modellemesinde, biraz değiştirilmiş Stokes Kanunu, süspanse edilmiş sediment taneciklerinin ortalama çökelme hızları ile derinliklerini tahmin etmek için kullanılmıştır. Süspansiyonun hız transferi üzerine yoğunluğun etkisi ihmal edilmiştir çünkü numune çok düşük konsantrasyonlardadır. Kohezyonlu sedimentin oturma davranışı, yavaşça konsolide olan bir sıvı çamur tabakasının şekillenmesiyle sonuçlanmaktadır. Kohezyonlu sediment araştırma gurubu, sedimetasyon ve konsolidasyonun modellenmesi için değerli bilgiler sağlamıştır. Been (1980), geleneksel konsolidasyon modelleri ile Kynch's (1952) sedimentasyon teorisi arasındaki benzerliği göstermiştir. Bu arada Tan, Yong, Leong ve Lee (1990) ve Toorman ve Berlamont (1991, 1993) tarafından birbirlerinden bağımsız olarak, kohezyonlu sediment süspansiyonları için çökelme hızlarının deneysel değerlerini elde etmek için Kynch'ın teorisi kullanılmıştır. Sedimentasyon ve Konsolidasyonu birbirine bağlayan ilk kuramsal ana prensip ilk olarak Gibson eşitliğinden Pane ve Schiffman (1985) tarafından ortaya atılmıştır. Buscall (1990), sedimetasyon ve konsolidasyon konularında bulunan

mühendis, kimyasal ya da matematiksel yaklaşımlar arasındaki benzerliği göstermiştir. Toorman (1996), sedimentasyon ve kendi ağırlığında konsolidasyon için genel birleşik teoriyi, doymuş zeminler için geliştirmiştir.

İmai (1979), yumuşak zeminlerde hidrolik geçirimsizlik ve sıkışabilirliğin ölçümü için “Hidrolik Konsolidasyon” olarak adlandırılan bir konsolidasyon deneyi geliştirmiştir. Bu hidrolik konsolidasyon deneyi, rijit duvarlı bir konsolidasyon aletindeki numunenin içinden aşağı doğru uygulanan hidrolik eğim uygulamasıyla yapılmaktadır. Sızıntı kuvvetleri zemini konsolide etmekte ve numune içerisinde üniform olmayan efektif gerilmeler ortaya çıkmaktadır. Daha sonra sabit akış durumuna erişilmekte ve numune içindeki lokal boşluk suyu basınçları ölçülmektedir. Boşluk oranı dağılımı ise, deney sonunda numunenin bölünmesiyle elde edilmektedir. Elde edilen bu datalardan, numunenin boşluk oranı-permeabilite ve boşluk oranı-efektif gerilme değerleri elde edilmektedir. Carrier (1983, hidrolik konsolidasyon deneyinin diğer deneylerle karşılaştırıldığında bazı avantajları olduğunu bulmuştur. Bunlar ise; tek bir deneyden sıkışabilirlik ve hidrolik geçirgenlik ilişkisi elde edilebilmektedir. Boşluk oranı-efektif gerilme ve boşluk oranı-permeabilite arasındaki ilişki, tek bir hidrolik eğim için geçerlidir. Ayrıca, düşük efektif gerilme bölgelerindeki ölçümler için çok elverişlidir. Fakat bunun yanında orjinal olarak İmai tarafından sunulan tekniğin bazı dezavantajlarının olduğu Baxter (1994) tarafından bulunmuştur. Bu dezavantajlar ise şöyledir; akış esnasında lokal boşluk suyu basınçlarını ölçmek için özel deney aletlerine ihtiyaç vardır. Numune, lokal su muhtevalarını ölçmek için deney sonunda bölünmelidir ve ayrıca deney sonuçları, konsolidometrenin duvarı boyunca akış kanallarının şekillenmesiyle geçersiz sayılabilmektedir. Diğer bir yandan, sabit akış esnasında numune içindeki çeşitli değişimler de lokal boşluk suyu basınçlarının ölçümünü zorlaştırmaktadır.

Sulu çamur depolanması ve ıslah edilmesi konusunda bir çalışma Singapur’da Tan, Young, Leong ve Lee (1990) tarafından yapılmıştır. Toplam ağırlığa göre, zemin miktarı %3 ile %8 arasında olacak şekilde oluşturulmuş büyük miktardaki çamur; yapılan havuzlara pompalanmıştır. Bulamacın zayıf zemin özellikleri, oturmasının yıllar alması bir sorun olarak ortaya çıkmaktadır. Bununla birlikte, bulamacın dayanım özellikleri ve sedimentasyon özelliklerinin en doğru şekilde bulunması gerekmektedir.

Sedimentasyonu hızlandırılmasını sağlamak için karıştırılacak su içerisine tuz konulması gerektiği Kranck (1973) tarafından ortaya atılmıştır. Bu yöntemin etkili olup olmadığının araştırılmasıyla, uygulamada deniz suyu ile karıştırmanın kolaylıkla yapılabileceği düşünülmüştür. Yapılan çalışmada değişik miktarlardaki tuz (NaCl), su muhtevası %400 ve

%600 olan sulu çamura ilave edilmiştir. Tuz miktarının arttırılması ile arayüzeydeki oturma hızında artış olduğu görülmüştür.

Sediment şekillendiği zaman, her ne kadar zemin mekaniğinde sıvı olarak kabul edilse de dayanımında biraz artma meydana gelmektedir. Dayanımındaki bu artış reolojik davranış açısından önemlidir. Sulu çamurların kayma davranışının ölçülmesi amacıyla Moore ve Davis (1956) bir viskometre imal etmişlerdir. Viskometre kullanılarak, kil bulamacında ölçülen kayma gerilmesi ile kesme hızı arasındaki ilişki belirlenmiştir. Ayrıca, her su muhtevası değeri için, temiz su, deniz suyu ile karıştırılmış numunenin plastik viskozitesi ve Bingham akma gerilmeleri incelenmiştir. Benzer su muhtevalarında, akma gerilmeleri ve viskozitenin deniz suyu kullanıldığında daha yüksek olduğu görülmüştür. Bunun sonucu olarak deniz suyu ile bulamaç karıştırıldığında viskometre kayma ukavemetindeki artışı açıklamaktadır.

Yüksek sıkışabilirliğe sahip atık maddelerin (fosfatlı killer, lağım tortuları ve bataklıklar gibi) ekonomik ve çevresel olarak en iyi bir şekilde düzenlenmesi için hidrolik konsolidasyon deneyinin oldukça iyi sonuçlar verdiği görülmüştür. Sulu çamurların depolanma ve ıslah çalışmaları için oturma tahminin yapılmasında sonlu gerilme ve konsolidasyon teorisi kullanılarak çeşitli çalışmalar yapılmıştır (Schiffman vd., 1984; Scully vd., 1984; Caldwell vd., 1986; McVay vd., 1986; Townsend ve McVay vd., 1990). Alternatif olarak hidrolik konsolidasyon tekniği, yüksek derecede sıkışabilir atık maddelerin konsolidasyon karakterlerinin belirlenmesi için ortaya atılmıştır (Huerta vd., 1988; Abu-Hejleh vd., 1996).

Orjinal İmai deneyinin bazı ihmallerinden kaçınmak için, Huerta vd., (1988) tarafından hidrolik konsolidasyon deneyinde bazı değişiklikler yapılması ve deney sonuçlarının yorumu için yeni bir analiz tekniği önerilmiştir. Huerta vd., (1988), sabit durum akış değerinin gerekli olduğu ve numune tabanındaki boşluk oranının deney sonunda ölçülmesi gerektiğini savunmuştur. Abu-Hejleh vd., (1996), hidrolik konsolidasyon deneyi için alternatif bir deney ve analiz tekniği sunmuştur. Buna göre, deneysel prosedür üç aşamadan meydana gelmektedir. Bunlar başlangıç efektif gerilme ve boşluk oranının ölçümü, numunenin yüksekliği ve sabit akış durumunda numunenin içerisindeki farklı yerlerdeki boşluk basıncı ölçümü ve hidrolik geçirgenliğin ölçümüdür.

Diğer taraftan yine sulu çamurların oturma davranışının incelenmesinde, sıkışma ve akışın tek boyutlu olduğu, düşey hidrolik geçirgenlik ile düşey efektif gerilmenin logaritması arasında lineer bir ilişkinin olduğu ve duvar sürtünmesinin ve bulamaç ağırlığının toplam gerilmeyle karşılaştırıldığında küçük olduğundan ihmal edilebileceği Fox ve Baxter (1997) tarafından

kabul edilmiştir.

Sulu çamurda efektif gerilme ile hidrolik geçirgenlik arasında lineer bir ilişkinin var olduğu on farklı zemin numunesinin incelenmesinden görülmüştür (Huerta vd., 1988; Townsend ve McVay vd., 1990). Bu on farklı yumuşak zemin numunelerinin eğrilerinin dar bir bantta değiştiği görülmüş ve permeabilite ile efektif gerilme arasında aşağıda gösterildiği gibi eşitlik elde edilmiştir.

$$k_v = B * \sigma^{-A} \quad (2.1)$$

$$k_v = 3.68 * 10^{-8} (\sigma', kPa)^{-0.78} \quad (2.2)$$

Burada A=0.78 sabiti, sonlu gerilme konsolidasyon ve hidrolik konsolidasyonun nümerik ve analitik sonuçları için kabul edilmiştir.

Fox ve Baxter (1997) tarafından yapılan kabullerden duvar sürtünmesi ve bulamaç ağırlığının ihmalı kabulü, Been ve Sills (1981) ve Tan vd., (1988) tarafından incelenmiş ve kil bulamacının kendi ağırlığındaki konsolidasyonu için duvar kenarındaki sürtünmenin toplam gerilme üzerinde küçük bir etkisinin olduğunu bulmuşlardır. Laboratuvar numuneleri için, bu kabullerle kurulan ilişkilerdeki hata payının, numune içinde meydana gelen boşluk suyu basıncındaki büyük değişimler ve uygulanmış çevrimlerle karşılaştırıldığında çok küçük olduğu (Znidarcic vd., 1986; Fox 1996) tarafından bulunmuştur.

Sulu çamurların konsolidasyon özelliklerinin araştırılması konusunda bir çalışmada Florida'da çıkarılan fosfatlı killer üzerinde yapılmıştır. Dünya fosfatının %30'nun burada üretildiği tahmin edilmektedir. Böylece her sene büyük miktarda fosfatlı atık kil ortaya çıkmaktadır (McVay vd., 1986). Bu bulamaç üzerinde Liu (1990) tarafından yapılan incelemeye göre, boşluk oranı 40 ile 130 arasında değişen kil bulamacı, pompalandığı havuzlarda bir kaç gün ya da bir kaç hafta içerisinde sedimentasyonunu tamamlamaktadır, ve efektif gerilmenin oluşmaya başladığı kendi ağırlığında konsolidasyon safhasına gelmektedir. Carrier vd., (1983), fosfatik killer için, e değerinin 30 civarında olduğunu, diğer atık killer için ise e'nin tipik değerlerini listelemiştir.

Efektif gerilme ile permeabilite ve boşluk oranı değişimleri, özellikle efektif gerilmenin düşük olduğu konsolidasyonun ilk devrelerinde yumuşak killer için oldukça önemlidir. Bu gibi zeminler için, konsolidasyon özelliklerinin oldukça zor olduğu (Znidarcic vd., 1982) tarafından bulunmuştur.

Geotekstil kullanılarak zemin güçlendirilmesi konusunda yapılmış bir çok çalışma vardır. Aşağıda, deneysel ve teorik araştırmalardan başlıcaları özetlenmiştir.

Love vd., (1987) tarafından yapılan çalışmada, 1000x300x600 mm boyutlarındaki tank içerisinde yumuşak kil zemin üzerine yerleştirilen geogrid ile güçlendirilmiş granüler dolgu tabakasının davranışı incelenmiş ve donatısız sistemin davranışı ile karşılaştırılmıştır. Granüler tabaka üzerine yerleştirilen 75 mm genişliğindeki temel, deformasyon kontrollü olarak yüklenmiştir. Deneylerde dolgu tabakasının kalınlığı ile yumuşak kil zeminin drenajsız kayma mukavemeti değiştirilmiştir. Deney sonuçlarından, kilin drenajsız kayma mukavemeti ve dolgunun yüksekliği arttıkça gerilme penetrasyon eğrilerinin başlangıç rijitliğinin ve dolgu-yumuşak zemin sisteminin nihai taşıma kapasitesinin arttığı görülmüştür. Ayrıca, donatılı dolgu-yumuşak zemin sisteminin nihai taşıma kapasitesi ve yük penetrasyon eğrisinin başlangıç rijitliği donatısız sistemine göre önemli derecede artmıştır. Ancak, donatılı sistemdeki kırılma düzlemleri donatısızla göre yumuşak kil zemin içerisinde daha derin bir bölgede oluşmuştur.

Araştırmacılar, temel altında oluşacak göçme şekillerini analitik bir yöntemle modellemişlerdir. Bu modele göre deformasyonun oluşacağı bölgeyi belirlemişlerdir ve deneylerde gözlenen deformasyon vektörleri ile karşılaştırmışlardır. Sonuçlar uyumlu bulunmuştur. Ayrıca, sonlu elemanlar analizi kullanılarak geogridde meydana gelecek normal ve kayma gerilmelerini de hesaplamışlardır. Buna göre geogridin, üzerinde oluşacak kayma gerilmelerini yumuşak kil zemine iletmediği ve böylece yumuşak kil zeminin taşıma kapasitesinin düşmesini önlediği görülmüştür.

Sridharan vd., (1989), yaptıkları araştırmada yumuşak kil zemin üzerindeki kum tabakası içerisine donatı yerleştirilerek temel altındaki güçlendirilmiş dolgunun davranışını model deneyleri ile incelemişlerdir. Model deneyleri, 750-750-600 mm'lik çelik bir tank içerisinde yapılmış ve temel 50 mm kalınlığında ve 150 mm çapında çelik bir tabaka ile modellenmiştir. Yumuşak zemini temsil etmek üzere düşük kayma mukavemeti ve yüksek sıkışabilirliği olan talaş, dolguyu temsilen ise iyi derecelenmiş kum kullanılmıştır. Donatı olarak üç farklı malzeme kullanılmıştır. Bunların ikisi farklı mukavemet özelliklerine sahip geogrid levhalar, diğeri ise galvanizli demir levhadır. Deneylerde, donatı tabaka sayısı, donatı yerleşimi ve dolgu kalınlığı parametre alınmıştır. Model deneylerden, her üç donatının taşıma kapasitesi oranı artımında hemen hemen aynı katkı gözlenmiştir. Dolgu kalınlığı, temelin çapının yarısından daha fazla olduğu durumlarda yumuşak zemin üzerindeki donatılı kum tabakasının yük-oturma ilişkisi deformasyon sertleşmesi modundadır. Donatısız kum tabakasında ise

deformasyon yumuşamasını yansıtan yük-oturma ilişkisi elde edilmiştir. Dolgu zemini olmadan sadece yumuşak zemin içerisine yerleştirilen donatıların taşıma kapasitesine önemli bir katkısı olmamıştır. Bunun nedeni olarak donatılarda sürtünme kuvvetinin yeterince mobilize olamadığı belirtilmektedir. Efektif donatı yerleşim derinliği, piston çapının 0.25'den 0.40 katına kadar olan bir zon içerisinde bulunmuştur. Bu konfigürasyonda, kum tabakası kalınlığının da piston çapının yarısı kadar olması gerektiği kaydedilmiştir. Bir veya iki tabaka uygun donatı levhası kullanılarak yumuşak zemin tabakasının taşıma kapasitesi yaklaşık üç kat büyük elde edilmiştir. Aynı araştırmacılar, taşıma kapasitesindeki bu artışı matematiksel bir yaklaşımla da analiz etmişler ve deneylerde de bulunan sonuçlara yakın değerler elde etmişlerdir.

Demir vd., (1992) yaptığı çalışmada, taşıma gücü düşük ve yüksek plastisiteli kil bir zeminde, alt yapı ile yol temeli arasında geotekstil kullanımının taşıma gücü üzerindeki etkisi laboratuvarında yapılan bir seri CBR (California Bearing Ratio) deneyleri ile araştırılmıştır. Sabit enerji altında değişik su muhtevasında kil zemin sıkıştırılmış ve üzerine agrega tabakası serilmiştir. Deneylerde örgülü ve örgüsüz olmak üzere iki ayrı geotekstil kullanılmıştır. Zemin numuneleri standart proctor deneyinden bulunan optimum su muhtevasında (%29) ve optimumdan %5 daha fazla su muhtevasında (%34) hazırlanmıştır. Her iki durum için dörder adet sıkıştırılmış killi zemin numunesi hazırlanmış ve üzerlerine agrega tabakası yerleştirilmiştir. Bunlardan iki tanesi üzerine iki tabaka arasında geotekstil olmadan ve geotekstil yerleştirilerek deneyler yapılmış, diğer ikisinde ise 96 saat sürüşarj yükü altında su içinde bekletildikten sonra benzer deneyler tekrarlanmıştır. Deney sonuçlarında, her iki tip geotekstilin de sistemin taşıma gücüne katkısı belirgin şekilde ortaya çıkmıştır. Ayrıca, su altında bekletilen kil zemin üzerinde yapılan deneylerden geotekstilin taşıma gücüne suda bekletilmeyen kil zemininkinden daha fazla katkısı olduğu gözlenmiştir. Örgülü tip geotekstilin taşıma gücüne katkısının örgüsüz tip geotekstile göre biraz daha fazla olduğu da bulunan sonuçlar arasındadır.

Raymond (1992), tekrarlı ve ağır yükler altındaki granüler dolgu-sıkışabilirliği yüksek alt taban zemin sisteminin plastik oturmasına, nihai taşıma kapasitesine ve yükleme-boşaltma esnasındaki kalıcı deformasyonuna donatının etkisi incelenmek üzere bir seri model deneyler yapmıştır. Model deneyleri, 200 mm genişliğindeki tank içerisinde granüler zemin üzerine yerleştirilen temel zemini yüklenerek yürütülmüştür. Yumuşak kil (alt taban) zeminini temsil etmek üzere neoprene kauçuk ve safamber kullanılmıştır. Sonuçların karşılaştırılabilmesi açısından alt taban zemini olarak rijit bir zemin seçilmiştir. Donatı olarak, delik açıklığı 23.1

mm x 23.4 mm olan hasır şeklinde kaynaklanmış, galvanizli ağ levhaları kullanılmıştır. Deneylerin çoğunda alt temel zemini olarak Ottawa kumu kullanılmıştır. Deneylerde en fazla 10^4 defa tekrarlı yük uygulanmıştır. Her tekrarın sonunda yük sıfırlanmıştır. Deneylerde, tekrarlı yük miktarı, temel genişliği, alt tabanın sıkışabilirliği ve donatı yerleşim yeri parametre olarak seçilmiştir. Deneylerin sonunda granüler zeminin plastik oturması, alt tabanın sıkışabilirliği azaltılarak ve alt temele donatı yerleştirilerek azaltılmıştır. Yüzeye yakın yerleştirilen donatı plastik oturmaları azaltmıştır. Bu deneylerde, donatının yüzeyden olan uzaklığı/temel genişliği oranı (D_r/B) en küçük 0.2 olarak alınmıştır. Tekrarlı yükler altında D_r/B oranı sabit kaldığı durumlarda granüler zeminin taşıma kapasitesi alt tabanın sıkışabilirliğinden çok az etkilenmiştir. Yükleme-boşaltma devrindeki kalıcı deformasyonlar arasındaki fark, donatılı durumda donatısız göre, çok fazla olmamakla beraber, biraz daha azalmıştır. Ayrıca söz konusu deformasyonlar arasındaki fark, aynı sayıdaki yük tekrarında alt tabanın sıkışabilirliği azaldıkça, küçülmüştür. Aynı gerilme altında, tekrarlı yük uygulanan temel genişliğinin artması ile daha az plastik oturmalar meydana gelmiştir.

Güler ve Edinçliler (1990) tarafından yapılan çalışmada, sonlu elemanlar yöntemi ile yumuşak zemin üzerine yapılan dolgunun stabilitesini incelemiştir. Yumuşak zemin ve dolgu arasına geotekstil yerleştirilen ve yerleştirilmeyen durumları temsil eden iki ayrı sonlu elemanlar modeli kurulmuş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Sonlu elemanlar programı olarak CRISP kullanılmıştır. Sonlu elemanlar programında dolgu zemini için elastik bir model, yumuşak zemin için ise Modified Cam-Clay modeli kullanılmıştır. Geotekstili temsilen ise eğilme momenti ve basınç kuvveti taşımayan, sadece çekme kuvveti alabilen tek boyutlu bar elemanlar kullanılmıştır. Yumuşak zeminin plastik davranış göstermesinden dolayı, dolgu yükünün bir anda uygulanması hesap yanlışlıklarına yol açacağından araştırmacılar dolgu yükünü ani yükleme ve konsolidasyon yüklemesi olarak ikiye ayırıp toplam yirmi kadememede uygulanmıştır. Böylece, yükleme sonunda ve konsolidasyon sonunda oluşan gerilmeler karşılaştırılmıştır. Analizlerde, geotekstilli ve geotekstilsiz modelde ani ve konsolidasyon yük durumu için dolgunun topuğundaki zeminin en kritik bölge olduğu görülmüştür. Geotekstil kullanılması, zeminin bu kritik bölgedeki düşey gerilmelerde her iki yükleme durumunda da çok büyük değişiklikler oluşturmamasına rağmen kayma gerilmelerinin azalmasına neden olmuştur. Sonuç olarak yüksek oranda su muhtevasına sahip yumuşak zeminlerin sıkışabilirliği ve düşük kayma mukavemetine çözüm olarak yüksek mukavemetli geotekstillerin dolgu inşasına kullanılmasının stabiliteyi arttırabileceği belirtilmiştir.

Güler ve Edinçliler (2000) tarafından yapılan başka bir çalışmada, geotekstil donatılı dolgu inşaatında, temel zemini üzerinde oluşturulan yüzey kabuk tabakasının etkileri araştırılmıştır. Kabuk tabakasının mevcut olmasının, temelin taşıma kapasitesi üzerindeki etkisini incelemek için, donatısız, donatılı ve donatılı yüzey kabuklu üç ayrı laboratuvar modeli hazırlanmıştır. Model deney sonuçları, geotekstil donatının kullanılmasının oturma ve kabarma değerlerinde azalma olacağını göstermiştir. Donatılı ve donatısız dolgu inşaatı karşılaştırıldığında, yüzey ötürmelerinde yaklaşık olarak %30'luk bir azalma olduğu kaydedilmiştir.



3. SEDİMENTASYON VE KENDİ AĞIRLIĞI ALTINDA KONSOLİDASYON

Bir süspansiyonda sedimentasyon ve depolanan çökelin kendi ağırlığı altında konsolidasyonu kimya ve geoteknik mühendisliği tarafından kullanılan teorinin elemanlarını oluşturan genel bir birleşik teori ile tanımlanabilir. Yoğunluk profilleri, net sediment akışının sebep olduğu yoğunluk değişimi ile tanımlanan katı fazın kütle denge denkleminin çözeltiye uygulanmasıyla elde edilebilmektedir. Partikül hızı, partikül kuvvet denge eşitliği-genelleştirilmiş Darcy Gersevanov eşitliğinden (1934) elde edilir, ayrıca termodinamik kuvvetleri içerir. Farklı oturma etkileri ve suyun yerdeğiştirmesiyle yukarı doğru çekme, akım yayılması eklenerek birleştirilebilir. Derecelenmiş bir sedimanda segregasyon (ayrışma), farklı partikül boyutu bölümlerinin kütle denge eşitlikleri ayrı ayrı çözülerek benzetilebilir. Eşitlikler sediman hacim bölümüne göre ifade edilir. Mevcut formülasyonun Gibson eşitliği (1967) uygun olacağı gösterilmiştir.

3.1 Sedimentasyon ve Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon: Genel Birleşik Teori

Sedimentasyon, bir süspansiyon içinde taneciklerin çökmesi olarak tanımlanmaktadır. Depolanan tanecikler sıvı sütunu üstünde doymuş bir zemin tabakası şeklinde sediman yatağı biçimindedir. Konsolidasyon, kendi ağırlığı, olası artı diğer yükler gibi bir yük sonucunda zemin iskeletinin zamana bağlı sıkışmasıdır. Her iki yöntem geoteknik, çevre mühendisliği, hidroloji, jeoloji, kimya gibi farklı bilim dallarını ilgilendirmektedir (Schiffman, Pane ve Sunara, 1985). Sonuç olarak, bu konu üzerinde literatürde çok sayıda yayın mevcuttur.

Tarihte sedimentasyon ve konsolidasyon ile ilgili olarak iki ana teori ortaya çıkmıştır. İlk bakışta ikisi oldukça farklı görünmektedir. Bu yüzden birleşik bir teoriye dönüşmeden önce uzun bir süre geçmiştir.

Toorman (1996), tarafından önerilmiş olan birleşik teori, her tür süspansiyon için ve özellikle kimya mühendisliği (endüstriyel kolloidal süspansiyonlar) ve hidrolik mühendisliği (rezarvuarlarda, lağımlarda, haliç ve denizel sularda oluşan kohezyonlu sediment süspansiyonlar) gibi bilimin çeşitli alanlarında rol oynayan kolloidal süspansiyonlar için geçerlidir. Teoride diakkatler hareketsiz sıvı içerisinde boydan boya çökerek şekillenen sediment tabakalarında yoğunlaştırılmıştır. Göz önüne alınan yükleme, sadece numunenin kendi ağırlığıdır.

3.2 Sedimentasyon ve Konsolidasyon için Modelleme Yaklaşımları

Sedimentasyon teorisi askıdaki bir sıvı içinde çökel danelerinin ilgili hareketlerini göz önünde

tutar. Her bir danelinin çökelme hızı, onun üzerinde rol oynayan gravite ve diğer kuvvetler arasında denge ile belirlenir. Hız, danelerin çökmesinin engellenmesinin artmasından dolayı konsantrasyondaki artma ile azalmaktadır. Konsolidasyon teorisinde ise, zemin iskeleti arasındaki boşluk suyu hareketi tanımlanmaktadır.

Farklı yaklaşımlar ve onların sonucu olan modeller doğa bilimlerinin farklı alanlarında meydana gelir. Schiffman vd, (1985) ve Alexis, Thomas ve Gallois (1993) farklı modelleri incelemişlerdir. Bununla birlikte kullanılan modelin tipi ve onun uygulama alanı arasındaki bağlantılara bakmak önemlidir. Kimya mühendisliği ve zemin mekaniği gibi birbirinden çok farklı bilim alanlarında bu konular üzerinde çalışmalar yapılmıştır. Birincisinde, askıdaki danelerin çökelme davranışı ile ilgilenilirken, ikincisinde, zeminlerin oturmasını tahmin etmeye çalışılmıştır.

İlk konsolidasyon teorisi Terzaghi (1923) tarafından ileri sürülmüş, daha sonra yine Terzaghi (1942) tarafından küçük şekil değiştirme teorisi ile yeniden formüleleştirilmiştir. Mevcut kullanılan konsolidasyon modellerinin çoğu, lineer olmayan sonlu şekil değiştirme teorisini kullanan Gibson, England ve Hussey (1967) modeline dayanır. Teori, doymun olmayan poroz ortam için geliştirilmiştir (Philip, 1969).

Konsolidasyon teorisi, kolloidal süspansiyonların uygulaması için kimya mühendisliğinde Tiller (1981) tarafından kullanılmıştır. Yoğun süspansiyonlarda farklı daneler arası kuvvetleri bir kaç on yıl için sistematik olarak incelemiş ve teoriyi uygulamıştır. Bir çok teorik çalışma Batchelor tarafından uygulanmıştır (1972).

Aynı zaman süresinde hidrolik mühendisliği içinde yeni bir araştırma alanı olan kohezyonlu çökel taşıma araştırması geliştirilmiştir. Çökel taşıma modellemesinde deneysel olarak değiştirilmiş Stokes yasası, askıdaki çökel danelerinin ortalama yerleşim hızlarını tahmin etmek için kullanılmıştır. Süspansiyon momentum transferi üzerinde, yoğunluğun etkisi düşük konsantrasyonlar yüzünden ihmal edilmiştir. Yerleşen kohezyonlu çökelin kolloidal davranışı yavaş olarak konsolide olan akıcı bir çamur tabakanın oluşumu ile sonuçlanır ama kolayca akıcılaşabilir veya sıvılaşabilir ve yeniden asılabilir. Başlangıçta konsolidasyona, zemin mekaniği açısından yaklaşılmıştır. Özellikle, detaylı bir sedimentasyon modelde, çökel taşımasının üç boyutlu nümerik modellemesi boyunca yeni bir yönelme gerekmiştir.

Kohezyonlu çökellerin davranışını inceleyen bir araştırmacı grubu, sedimentasyon ve konsolidasyon modellemesi ve anlayışına değerli katkılar sağlamıştır. Been (1980), Kynch's teorisi ve geleneksel konsolidasyon modelleri arasında benzerlik olduğunu ilk kez

göstermiştir. Bağımsız olarak yapılan çalışmalar, kohezyonlu çökel suspansiyonları için oturma oranının deneysel değerlerini elde etmek için Kynch's teorisi kullanılarak Tan, Yong, Leon ve Lee (1990) ve Toorman ve Berlamont (1991, 1993a) tarafından yapılmıştır.

İki teoriyi birleştiren tek teorik temel, Gibson eşitliği için Pane ve Schiffman (1985) tarafından ilk kez önerilmiştir. Tan vd., (1990) ve Toorman ve Berlamont (1991, 1993a), Darcy-Gersevanov yasasının başlangıcıyla Kynch's teorisini genişletmiştir. Buscall (1990) daneciklerin davranışını kimyasal açıdan ele alarak küçük, kolloidal olarak dengeli danelerin yavaş olarak oturma dağılımlarından söz etmiştir (Buscall, 1990).

Mevcut teori, doymuş zeminlerde yani zemin iskeletinde bütün boşlukların sıvı ile dolu olduğunu ifade etmektedir. Model kuruma ve şişmeyi kapsamak için doymuş zeminlerde genelleştirilebilir (Philip, 1969).

3.3 Korunum Denklemleri

3.3.1 İki Fazlı Sürekli Değer Korunum Denklemleri

Suspansiyon, bir sıvı içinde katı danelerin iki fazlı bir sistemidir (su içerisinde çökme). Onun akış davranışı her iki fazın korunum denklemleriyle tanımlanır. Her bir faz için kütle korunumu,

$$\frac{\partial \phi_\varphi}{\partial t} + \frac{\partial (v_{\varphi j} \phi_\varphi)}{\partial x_j} = 0 \quad (3.1)$$

eşitliği ile ifade edilmektedir

Burada, ϕ_φ ; φ fazının hacim kısmı (ya da hacimsel konsantrasyon), v_φ ; φ fazının hız vektörü, t ; zaman ve x ; uzaysal koordinat vektörüdür. Her bir faz için momentum korunumu genellikle,

$$\rho_\varphi \phi_\varphi \left(\frac{\partial v_{\varphi i}}{\partial t} + v_{\varphi j} \frac{\partial v_{\varphi i}}{\partial x_j} \right) = \rho_\varphi \phi_\varphi g - \frac{\partial p}{\partial x_i} + f_{\varphi i} + \frac{\partial \tau_{\varphi ij}}{\partial x_j} \quad (3.2)$$

eşitliği ile yazılabilir.

Burada, f kuvveti iki safha arasında birbirine tesir eden kuvvettir. Bu nedenle, indis s ve w ile gösterilen harfler sırasıyla katı tanecikler ve su olmak üzere $f_s = 2f_w$ bir süspansiyon için yazılabilmektedir. Kayma gerilmesi τ , sıvı içerisindeki viskoz gerilmeler ve tanecikler

arasındaki etkileşimden dolayı oluşan gerilmeler olarak tanımlanmaktadır.

Yukarıdaki denklemi çözen iki fazlı gerçek yaklaşım, fazlar arasında momentum değiştirme ile ilgili yarı amprik veri gerektiriyor. Bu yaklaşım, Teisson, Simonin, Galland ve Laurence (1993) tarafından oldukça başarılı şekilde kullanıldı. Örneğin; sediment taşınması modellenmesinde, değişken yoğunlukla birlikte süspansiyon tek bir faz gibi düşünülmektedir. Bu şekil sürekli faz yaklaşımında, süspansiyonun değişmez eşitlikleri, katıların kütle dengesiyle birlikte çözümlenmektedir.

3.3.2 Değişken Seçimi

Her bir fazın sıkıştırılamaz olduğu düşünüldüğü için , ortalama yoğunluk zaman ve yerle değişse bile karışımın kendisi sıkıştırılamaz. Ortalama süspansiyon yoğunluğu,

$$\rho = \rho_s \phi_s + \rho_w (1 - \phi_s) \quad (3.3)$$

eşitliği ile tanımlanabilmektedir.

Burada, ρ_w , sıvı yoğunluğu (mevcut kontekste su); ρ_s , dane yoğunluğu (çökelin esas yoğunluğu); a , malzeme sabiti; ve ϕ_s , katı hacim kısmı olarak ifade edilir. Doğal çökeller için, kuru yoğunluk, geniş bir alanda değişmektedir. Pratik nedenler için 2650 kg/m^3 değeri çamur için örnek olabileceği varsayılır. Bununla birlikte, literatürde deniz çökeli için değerler yaklaşık olarak 2300 den 3800 kg/m^3 aralığındadır.

Süspansiyonda mevcut danelerin toplam kütlesi farklı parametreler açısından ifade edilebilir. En yaygın kullanılanları konsantrasyon C (çökel taşıma teorisi), ϕ_s hacim kısmı (sedimentasyon teorisi) $n=1,2$ ϕ_s porozite (su hacmi kısmı; zemin mekaniği) ve boşluk oranı $e=n/\phi_s$ (çökel hacminin boşlukların hacmine oranı) dır. Bu parametreler aşağıda gösterildiği gibi birbiri ile ilişkilidir.

$$\phi_s = 1 - n = \frac{1}{1 + e} = \frac{C}{\rho_s} = \frac{\Delta \rho}{\Delta \rho_s} \quad (3.4)$$

Burada $\Delta \rho$; $\rho_s - \rho_w$ aşırı yoğunluk, ve $\Delta \rho_s$; $\rho_s - \rho_w$ malzeme sabitidir. Pratikte süspansiyonun hacim yoğunluğu ölçülmektedir. Aşırı yoğunluk, çökel esas yoğunluk bilgisi gerekli olmayan bir formulasyona izin veren tek değişkendir (Toorman, 1992).

Burada katı hacim kısmı ϕ_s , katı içeriği tanımlamak için değişkene bağlı olarak kullanılır. Bunun için birkaç neden vardır. Katı konsantrasyonda, konsantrasyon sıfıra azaldığı zaman

sedimentasyon fazında e sonsuz olduğu için boşluk oranı yerine tercih edilir. Bundan başka biri polydisperse bir çökeltme davranışı düşünürse, kütle dengesi her bir kısmı için ayrı olarak çözülmesi gerektiği için dane konsantrasyonu değişkene bağlı olarak alınmalıdır. Hacimsel katı konsantrasyonu, diğer süspansiyon özellikleri ile bağlantı kurmak için en iyi değişkendir (reolojik özellikler). Teori, bir boyutlu sedimentasyon ve konsolidasyon dönüştürülür. Bütün eşitlikler, Eulerian koordinat yapısında ifade edilmiştir.

3.3.3 Kütle Korunumu ve Sürekliliği

Katı faz için kütle korunumu,

$$\frac{\partial \phi_s}{\partial t} + \frac{\partial (v_s \phi_s)}{\partial z} = \frac{\partial \phi_s}{\partial t} - \frac{\partial S_s}{\partial z} = 0 \quad (3.5)$$

eşitliği ile yazılabilir.

Burada v_s çökel parçacığının hızı; z , yukarı doğrultuda pozitif düşey koordinattır; ve $S_s = 2v_s \phi_s$ = çökel akış akısı. Benzer olarak sıvı faz için,

$$\frac{\partial n}{\partial t} + \frac{\partial (v_w n)}{\partial z} = 0 \quad (3.6)$$

Burada v_w sıvı hızıdır. İki faz için kütle denge eşitliklerinin eklenmesi ve n yerine $(1-\phi_s)$ konulmasıyla,

$$\frac{\partial}{\partial z} (v_s \phi_s + v_w (1 - \phi_s)) = \frac{\partial U}{\partial z} = 0 \Rightarrow U = v_s \phi_s + v_w (1 - \phi_s) \quad (3.7)$$

eşitliği elde edilir. Burada U ; ortalama süspansiyon hızıdır.

Eşitlik (3.7) sürekliliği ifade ederek net hacimsel malzeme değişiminin (akışın), her zaman sıkışmazlığın sonucu olarak daha üstün olabileceğini belirlemektedir.

Karışımın yoğunluğu sabit olmadığı zaman birim hacim başına kütle karışımının sınırlı değişimi, yani ρ nun malzeme türevi veya toplamı ($d\rho/dt \Rightarrow \rho / > t + U > \rho / > z$), genelde sıfır olamaz. Karışımın sıkışmazlığı, $d\rho/dt$, S_s değişiminin ayrılmasına eşit olması için Eşitlik (3.8) su ile çökel danelerinin net yer değiştirmesini hesaplamaktadır.

$$\frac{d\rho}{dt} = \frac{\partial \rho}{\partial t} + U \frac{\partial \rho}{\partial z} = \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial (U\rho)}{\partial z} = \frac{\partial S_s}{\partial z} \quad (3.8)$$

Burada, U , Eşitlik (3.7) tanımlanan ortalama hıza eşit düşünülen karışımın hızıdır. İkinci eşitlik süreklilik eşitliğinden (Eşitlik 3.7) çıkartılmaktadır. ρ , Eşitlik (3.3) ifadesi ile değiştirilerek Eşitlik (3.8) bulunur, sonra $d\rho_w/dt = 0$ ve $\Delta\rho_s$ ile bölümü Eşitlik (3.9) olarak yeniden yazılabilir.

$$\frac{\partial\phi_s}{\partial t} + \frac{\partial(U\phi_s)}{\partial z} = \frac{\partial\phi_s}{\partial t} + U \frac{\partial\phi_s}{\partial z} = \frac{\partial S}{\partial z} \quad (3.9)$$

Burada, $S = S_s^* \Delta\rho_s$, akış akısı eşitlik (3.5) ve (3.9) denklemlerinin karşılaştırılmasından elde edilebilir.

$$S = (U - v_s)\phi_s \quad (3.10)$$

Bu denklemde $U=0$ olduğu zaman hariç, net kütle akışı, $S_s = 2v_s\phi_s$ çökel akışına eşit olmadığına dikkat çekilmelidir. Eşitlik (3.9) ve (3.10) fiziksel terimleri vasıtasıyla iyi anlaşılabilir. Herhangi bir andaki hacim içerisindeki yoğunluk değişimleri, ortalama çökelti akış akısı veya S içerisinde olan başka akılara bağlıdır. Her bir fazın hızı, gerçek malzeme hızına eşittir. Ortalanmış bir değer aldığı için U hızı her bir malzeme noktasına eşit olması gerekli değildir. Bu durum U 'nun sıfır olduğu kapalı bir silindirde sedimentasyonla açık olarak gösterilir.

Karışımın yoğunluğu sabit olmadığı zaman bile, Eşitlik (3.7) nin elde edilmesi vasıtası ile sürekli sıkıştırılamazlık için devamlılığın çökel süspansiyonlar için geçerli olduğu gösterilir. Genelde sıkışmazlık sabit yoğunlukla ilgilidir. Yoğunluk değişimleri Eşitlik (3.8) ile ifade edildiği gibi, bunun net kütle akışının bir sonucu olarak oluşabileceği sıkıştırılamaz fazın karışımı için doğru olmadığı açıktır.

3.3.4 Momentum Dengesi

Çökel dane hızı v_s yaklaşımı sürekli fazda, Auzerais, Jackson ve Russel (1988) tarafından gösterildiği gibi, sıvı basınç terimini çıkaran her bir faz için (3.2) eşitliği kullanılarak momentum korunum eşitliklerinin lineer kombinasyonu da alınarak elde edilen başka bir momentum transfer eşitliğinden hesaplanabilmektedir. Bu eşitlik diğeri üzerinde rol oynayan bir fazın net kuvvetini tanımlamakta ve bundan dolayı "kuvvet dengesi" adı verilmektedir.

Bu teoride, geleneksel olarak, atalet kuvvetleri ihmal edilmiştir. Bununla birlikte ataletin önemli bir rol oynadığı birkaç durum vardır; çökel yatağı-su arayüzeyi gibi yoğunluk devamsızlığı (Dixon, 1977; Auzerais vd., (1988). Başlangıç hızından başlayarak dane için

nihai hıza varmanın zaman alması gerçeği, bazen yüzeyde oturmanın başlangıcında oluşan gecikme ile açıklanabilir. Düşünülen kuvvetler; yüzdürme (gravite), katı katı etkileşimi (daneler arası gerilme) ve göreceli hareketin bir sonucu olarak sıvı katı etkileşimidir. Son iki kuvvet aşağıdaki bölümlerde doygun zemin fazı ve süspansiyon için tanımlanır.

3.4 Süspansiyon Kuvvet Dengesi

3.4.1 Bir Süspansiyonda Sıvı -Katı Etkileşimleri

Sıvı dane etkileşimi kuvveti F , çekme ve kaldırma kuvvetlerine bölünebilen daneler üzerindeki hidrodinamik kuvvetlerin toplamıdır. Bu faktörler, sıvı çevresine göre hareket eden bir danenin viskoz etkilerinin açık bir sonucudur. Akış yönüne dik olarak tesir eden kaldırma kuvveti, sıvı hızında önemli yükselme ve düşmeler olduğu zaman ya da tanecik dönme hareketi yaptığında etkili olmaktadır. Her iki durum sınırlı olarak oluşabilir, ama sedimentasyon problemlerinde küresel etkinin ihmal edildiği kabul edilebilir. Kaldırma kuvveti, süspansiyon içerisindeki sediment taneciklerini tuttuğunda sediment taşımada ana rol oynamaktadır. Çekme kuvveti, akış doğrultusunda hareket eden daneler üzerinde net karşı duran bir kuvvettir. Deneysel veriye dayanarak tek bir dane üzerinde çekme kuvveti genel olarak $F_D = \frac{1}{2} C_D A \rho (v_w - v_s)^2$ biçiminde olabileceği bulundu. Burada $v_w - v_s$,dane hareketine göre sıvı hızı; A, akış doğrultusuna dik kesit alanıdır; C_D , Reyno'ds sayısının bir fonksiyonu sürüklenme katsayısıdır, $R_e = (v_w - v_s) d / \nu$, danenin bir fonksiyonu olan çekme kuvveti; d, temsili dane çapı ve ν , sıvının kinematik viskozitesidir (Roberson ve Crowe, 1990).

Hareketsiz suda taneciğin oturması, sürüklenme ya da kaldırma kuvvetine göre tanecik ağırlığının daha üstün duruma geldiği durumu anlatmaktadır (yerdeğiştiren sıvının akışı ve oturan daneye bağlı hareketinin bir sonucu olarak). Laminer sistemde yuvarlak bir dane için, $C_D = 24 / R_e$ ($R_e < 5$) ünlü Stokes düşme hızını veriyor, yani w_s , diğer danelerle etkileşimi olmadan hareketsiz bir suda danenin nihai oturma hızıdır. Akış çizgilerinin bozulduğu bölgede, çekme sadece danenin çevresindeki basınç alanında etkili olmaktadır. Böylece, farklı derecelerde düşünülerek, küçük bir danenin mukavemeti basınç dağılımına görülebilir derecede etki etmez.

Bir dane sıvı içinde hızlandığı zaman, aynı hızda sürekli hareket ediyorsa verilen bir hızda daha büyük bir çekmeye maruz kalmaktadır (Dixon, 1977). Genel olarak iki faz arasında nispi hızla katı konsantrasyon sonucunun bir şekli olabileceği varsayılır (Murray, 1965;Anderson ve Jackson,1967;Dixon,1977). Pratik durumların çoğunda, kuvvet nedeniyle danenin hızının

daha ağır geldiği varsayılır (nihai oturma hızına varılır).

Bununla beraber süspansiyon içinde pek çok taneciğin düşmesiyle birlikte yer değiştiren suyun yukarı doğru akışı, tanecikler üzerindeki sürüklenme kuvvetini artırıcı bir şekilde etkili olmaktadır. Bazı daneler, özellikle birinden daha küçük olanlar, çökme kolonda görüleceği gibi, yukarı doğru bile sürüklenabilir. Yerdeğiştiren su, süspansiyon ara yüzeyi yukarısında açık su kolonu içine daneleri çekmektedir. Kritik konsantrasyon dalgalanan sıvı çekimine sürekli maruz kalarak, artan konsantrasyonla aşağı doğru ortalama çökel akışının önemli bir azalımı ile sonuçlanır (Burt ve Parker, 1984). Bu olay, engellenen oturma hızının ortaya çıkması için birinci sebeptir.

3.4.2 Bir Süspansiyonda Katı-Katı Etkileşimleri ve Kuvvet Dengesi

Konsantrasyon artarken danenin hareketi komşu danelerin hareketi ile daha fazla etkilenmektedir. Doğrudan katı-katı etkileşimleri yani danenin çarpışması, hidrodinamik, elektrostatik veya termodinamik kuvvetler tarafından etkilenir. Elektrostatik kuvvetler danelerin yüzey özelliklerine bağlı olarak uzaklaştırıcı veya çekici olabilir. Konsantrasyonla çarpışma frekansı arttığı için, bu etkileşimler daha yüksek konsantrasyonlarda oturma akışının azalmasına katkıda bulunmaktadır. Çarpışma olmadan yerdeğiştiren su veya komşu danelerin, uzaklaştırıcı elektrostatik kuvvetler nedeniyle, dolaylı katı-katı etkileşimleri vardır.

Bu etkiler ampirik olarak belirlenen konsantrasyonun azalan bir fonksiyonu ile oturma hızı elde edilerek hesaplanabilir. Bu Kynch'ın (1952) kullandığı bir yaklaşımdır. Karışımın azalmasını izah etmek için diğer veya daha iyi bir yol, genel olarak nispi hıza orantılı olabilecek alınan deney sonuçlarına dayanan küresel çekim kuvveti nedeniyle akış mukavemeti olarak tanımlanır (Auzerais vd., 1988), yani $F_D = C_D(\phi, |\nu_w, 2\nu_s|)(\nu_w, 2\nu_s)$. Nispi hız üzerinde C_D sürüklenme katsayısına bağlı ihmal olabileceği genel olarak düşünülebilir. Çekim katsayısının sadece konsantrasyonun bir fonksiyonu olabileceği varsayılır. Çok farklı bir biçimde engellenen kuvvetin ifade edilen parçası için bir neden vardır, ama bu genişleme teorisinin gelişiminde anlaşılabilir diye daha sonra eklenir.

Asılı daneler, sıvı moleküllerinin Brownian hareketi nedeniyle termodinamik kuvvetlere maruz kalmaktadır (Russel, 1981). Konsantrasyonda uzaysal fark olduğu zaman süspansiyonun kimyasal potansiyelinde bir meyil vardır. Dengeyi kurmak için dağınık bir akış yaratılmış olacaktır. Kuvvet dengesi, bu akışı sürdürebilmek için küçük aşırı bir basınç yükseklik çizgisinin varlığını gerektirmektedir. Bu basınca osmotik basınç adı verilir (Hunter, 1989). Buradan, süspansiyonun hacmini kontrol için kuvvet veya moment dengesi yazılabilir

(Buscall, 1990).

$$C_D(\nu_w - \nu_s) - \Delta\gamma_s \phi_s = \frac{\partial \Pi}{\partial z} \quad (3.11)$$

Burada, Π ; osmotik basınç, $\Delta\gamma_s = \gamma_s 2\gamma_w = \Delta\rho_s g$, yüzen taneciklerin birim ağırlığı, g ; yerçekimi ivmesi ve $\gamma = \rho g$; birim hacim ağırlığıdır.

Brownian yayılımı, sadece çok küçük daneler için önemli olur. Kolloidal tanecikler için, osmos basıncı suyun kaldırma kuvvetinden daha üstün gelmekte ve böylece tanecikler süspanse edilmiş şekilde olduğu gibi kalmaktadır.

3.5 Suyu Doygun Zeminlerde Gerilme Dengesi

3.5.1 Suyu Doygun Zeminlerde Katı-Katı Etkileşimi: Efektif Gerilme

Belirli bir konsantrasyonda daneler komşu danelere dokunduğu zaman sürekli bir yapının kendi ağırlığının parçasını taşıyabileceği düşünülmektedir. Konsolidasyonun başladığı bu noktada, ağırlık ve tanecikler arasındaki esnek birleşme yavaş bir şekilde toptan göçmeyi sağlamaktadır. Kimya mühendisliğinde, topaklanmış bir süspansiyonda biçimlenen doygun ağ yapısına “jel” adı verilir ve meydana gelen konsantrasyon jel noktasındadır (Buscall, 1990).

Hareketsiz bir süspansiyonda ölçülen bir sıvı basıncı, bir sıvı gibi davrandığı için (osmotik basınç ihmal edildiği zaman), u_w , toplam yüke eşittir. Daneler arasında bulunan su basıncının sonucu olarak boşluk suyu basıncı u_w (kapiler basınç), karışımın toplam ağırlığından daha küçük olabilecek. Yapısal bağların tümü rijit olmadığı için boşluk suyu çıkarılarak yapı ağırlığı altında yavaş olarak çökecektir. Boşluk suyu akışı zemin tabakası yüzeyi üzerinde dar kanallar içinden geçtiği zaman nispeten yüksek sürtünme kayıplarının üstesinden gelmek zorundadır. Böylece sistem dengede olmadığı sürece boşluk suyu basıncı u_w , hidrosatatik basınçtan u_0 , daha büyük olacaktır. Farka aşırı boşluk suyu basıncı adı verilir, $u = u_w - u_0$. (Zemin fiziğinde aşağıdaki terminoloji kullanılır: u_w/γ_w = nem potansiyeli, u/γ_w = toplam potansiyel; Philip (1969)). Efektif gerilme σ' yapı tarafından gerçekten taşınan yüküdür ve aşağıdaki gibi tanımlanır,

$$\sigma' = \sigma - u_w = \sigma - u_0 - u \quad (3.12)$$

Sediment tabakasındaki herhangi bir noktadaki σ değeri, z_i su-katı arayüzeyi ile bu noktanın z derinliği arasındaki ρ 'nun entegrasyonu ile elde edilebilmektedir.

$$\sigma = \sigma_0 + \int_z^{z_i} \rho dz \quad (3.13)$$

Burada, σ_0 , z_i seviyesindeki aşırı yük basıncıdır (su kolonu ağırlığına ilaveten dıştan yüklenir). (3.13) eşitliği hareketsiz bir süspansiyonun momentum konum denklemidir. Konsolidasyon, aşırı basınç yükseklik çizgisi olduğu sürece devam eder. Aşırı boşluk suyu basıncı dağılımı olduğu sürece dengeye varılır ama bu yüklemeye bağlı olarak uzun zaman alabilmektedir.

3.5.2 Suyu Doygun Zeminlerde Sıvı-Katı Etkileşimi ve Gerilme Dengesi

Zemin mekaniğinde zemin iskeleti referans olarak alınmıştır ve sıvının hareketi zemine göre düşünülür. Daneler üzerinde çekme kuvveti yerine sık bir ağ içinde izlenen boşluk suyunun akış mukavemeti ifade edilmiştir. Zemin iskeleti biçimi bozulduğu zaman daneler arasında boşluk suyu boşlukların dışında baskılı ve sıkıştırılmış olacak ve düşük aşırı boşluk suyu basıncı bölgelerine doğru akacaktır. Çöken zemin iskeleti nedeniyle boşluk suyu basıncı ile yaratılan artan basınç eğimi yarı amprik Darcy-Gersevanov yasası ile ifade edilir (Gersevanov, 1934). Eşitlik (3.14) teki gibi yazılabilir (Schiffman vd., 1985).

$$-\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{1 - \phi_s}{k} (v_w - v_s) \quad (3.14)$$

Çekme kuvvetini ifade eden sağ taraftakiler süspansiyonda çoğu daneler üzerinde çekme kuvveti gibi aynı biçimdedir. Permeabilite genelde sabit değildir ama konsantrasyon ve muhtemel diğer faktörlere bağlıdır. Eşitlik (3.14), eşitlik (3.12) de yerine konarak yeniden yazılabilir,

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial z} = -\Delta \gamma_s \phi_s + \gamma_w (1 - \phi_s) \frac{v_w - v_s}{k} \quad (3.15)$$

Doymuş zemin gerilme dengesi diye adlandırılan bu eşitlikte, taneciklerin oluşturduğu her bir tabakanın efektif gerilmesi, aşağıya doğru taneciklerin batık ağırlığı ve yukarı doğru sürüklenme kuvveti alınarak tanımlanmıştır.

3.6 Birleşik Model

Önceki kısımlarda tanımlanan temel eşitliklerden, kuvvet denge eşitliği, sediment kütle dengesiyle birleştirilerek sedimentin hacim kısmının hesaplanabildiği genel bir eşitlik oluşturulmuştur.

3.6.1 Birleşik Gerilme Denge Eşitliği

Süspansiyonlar ve doymuş zemin kuvvet denge eşitliklerinin ((3.11) ve (3.15)) mukayesesi, her iki eşitliğin aynı biçimde olduğunu gösteriyor. İkisini birleştirmek için $(12\phi_s)/k$ ile C_D çekme katsayısının yer değiştirmesi önerilmiştir. Burada permeabilitenin anlamı genelleştirilmiştir. Benzer şekilde, efektif gerilme ve osmos basıncı, süspansiyon faz için $\sigma' = 0$ ve katı faz için $\Pi = 0$ olacak şekilde $(\Pi + \sigma')$ olarak sabit bir değişken içinde birleştirilebilmektedir. U 'nun tanımı kullanılarak (3.7), çökel su karışımı için genel kuvvet denge eşitliği ;

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial z} + \frac{\partial \Pi}{\partial z} = -\Delta\gamma_s \phi_s + \gamma_w \frac{U - v_s}{k} \quad (3.16)$$

olarak ifade edilmiştir.

Kütle denge eşitliği (3.5) ve kuvvet denge eşitliği (3.16) ortalama dane hızı ve konsantrasyonu çözmek için gerekmektedir. Diğer parametreler için nihai ilişkiler amprik olarak elde edilmiştir.

3.6.2 Zeminde Permeabiliteye Bağlı Olarak Gelişen Oturma Hızı

Oturma hızı, w , aşağı doğrultuda pozitif olarak alınmış $w = S_s / \phi_s = 2v_s$ ve kesitin ortalananmış dane hızının düşey elemanı olarak tanımlanmıştır. Daha sonra danenin Stokes hızı ile ilişkisi daha sık kullanıldığından için oturma hızı yerine oturma miktarı olarak isimlendirilmesi daha uygun görülmüştür. Oturma miktarı kavramı çökel karışımı ile doğrudan ilişkili olduğu için konsolidasyon aşamasında da kullanılabilir.

Sedimentasyon ve konsolidasyon için birleşik bir model olduğu zaman, amprik veri olarak permeabilite yerine bir oturma oranı kullanmak daha uygun görülmüştür. Bunun iki nedeni vardır. Birincisi, yapının sürekli olarak var olmadığı durumda konsantrasyon değeri kritik değerin altında olduğunda, efektif gerilme yoktur ve konsolidasyon yerine engellenmiş oturma meydana gelmektedir. Bu durumda, osmos basınç dağılımı çoğunlukla ihmal edildiği için eşitlik (3.16), eşitlik (3.17) ye dönüştürülür,

$$k = w_0 \frac{\gamma_w}{\Delta\gamma_s \phi_s} \quad (3.17)$$

Burada, w_0 , efektif gerilme ihmal edildiği zaman kabul edilen oturma oranı olarak tanımlanmaktadır. Bu ilk kez, Been (1980) tarafından belirtilmiştir. Bunun sonucu olarak, bir

taneciğin oturması için bu sınırlamalar göz önüne alındığı zaman, konsantrasyon hemen hemen sıfır olduğu için $w(\phi)$, permeabilite değeri sonsuz olmaktadır. Permeabilite yerine bir oturma oranı kullanmanın ikinci nedeni ise, permeabilitenin gerçek değerinin genellikle ara yüzeyde direkt olarak ölçülebilen oturma oranından daha az olmasıdır. Özellikle zemin yapısının olmadığı süspansiyon fazında, permeabilite sadece hayali bir parametredir, bununla birlikte Eşitlik (3.17) ile oturma miktarı kolaylıkla ifade edilebilmektedir.

3.6.3 Genel Eşitlik

Dane hızı, genel kütle denge eşitliğini kabul etmek için Eşitlik (3.5) ve (3.16) arasından çıkarılabilmektedir,

$$\frac{\partial \phi_s}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k \Delta \gamma_s \phi_s^2}{\gamma_w} + \frac{k \phi_s}{\gamma_w} \left(\frac{\partial \sigma'}{\partial z} + \frac{\partial \Pi}{\partial z} \right) \right] \quad (3.18)$$

veya Eşitlik (3.17) de yerine konulduktan sonra

$$\frac{\partial \phi_s}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[w_0 \phi_s + \frac{w_0}{\Delta \gamma_s} \left(\frac{\partial \sigma'}{\partial z} + \frac{\partial \Pi}{\partial z} \right) \right] \quad (3.19)$$

eşitliği elde edilmektedir.

Bir süspansiyonda osmatik basınç gradient yayılma karışımının bir sonucu oluşmaktadır ve sadece konsantrasyonun bir fonksiyonudur (Hunter, 1989). Böylece, Eşitlik (3.19), aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\frac{\partial \phi_s}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[w_0 \phi_s + \frac{w_0}{\Delta \gamma_s} \left(\frac{\partial \sigma'}{\partial z} + \frac{d\Pi}{d\phi_s} \frac{\partial \phi_s}{\partial z} \right) \right] = \frac{\partial}{\partial z} \left(w_0 \phi_s + \frac{w_0}{\Delta \gamma_s} \frac{\partial \sigma'}{\partial z} + D_B \frac{\partial \phi_s}{\partial z} \right) \quad (3.20)$$

Burada D_B , Brawnian difüzyon katsayısıdır. Çoğu kez σ' , tek başına konsantrasyonun bir fonksiyonu gibi düşünülür. Böylece Eşitlik (3.20) aşağıdaki gibi yeniden yazılabilir.

$$\frac{\partial \phi_s}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[w_0 \phi_s + \left(\frac{w_0}{\Delta \gamma_s} \frac{d\sigma'}{d\phi_s} + D_B \right) \frac{\partial \phi_s}{\partial z} \right] = \frac{\partial}{\partial z} \left(w_0 \phi_s + D \frac{\partial \phi_s}{\partial z} \right) \quad (3.21)$$

Eşitlik (3.20), Brown difüzyonu ve konsolidasyonu da içeren genelleştirilmiş Kynch'ın sedimentasyon teorisinin mantıklı bir uzantısı olmaktadır.

3.6.4 Ortak Ordinat Çatısı

Geoteknik mühendisliği'nde sonlu şekil değiştirme teorisinde en basitleştirilmiş matematik

formulasyon Lagrangian (veya malzeme) koordinatları kullanılarak elde edilir. Fiziksel açıdan, Eulerian çatısında ifade edilen malzeme noktası yerini advective koordinatı ξ yi kullanmak daha uygundur, ve böylece zamana bağlı Eulerian koordinat sistemi adı verilir (Schiffman et al., 1985). Kütle denge eşitliğinin Lagrangian biçimi Eulerian biçiminden (Eşitlik (3.5)) advective terimi çıkarılarak elde edilmiştir.

$$\frac{\partial \phi_s}{\partial t} + \frac{\partial (v_s \phi_s)}{\partial z} - v_s \frac{\partial \phi_s}{\partial z} = \frac{\partial \phi_s}{\partial t} \phi_s \frac{\partial v_s}{\partial z} = \frac{\partial \phi_s}{\partial t} - \phi_s \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\gamma_w} \left[\Delta \gamma_s \phi_s + \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right] \right) = 0 \quad (3.22)$$

Malzeme koordinatlarının yararlarını yeniden kazanmak için süreklilik eşitliği ζ tarafından advective koordinatı $z(\xi)$ ile ilgili azaltılmış koordinat ζ dayanarak ifade edilebilir (Gibson vd., tarafından verilen

$$\zeta = \int_0^z (1 - n) dz ,$$

diferansiyel tanımı gibidir (1967)).

(ζ ve z için sırasıyla z ve a notasyonu kullanılır) ve Eşitlik (3.23) olarak ifade edilmektedir.

$$\frac{\partial \phi_s}{\partial t} - \phi_s^2 \frac{\partial}{\partial \zeta} \left[\frac{k \phi_s}{\gamma_w} \left(\Delta \gamma_s + \frac{\partial \sigma'}{\partial \zeta} \right) \right] = 0 \quad (3.23)$$

Nonlinearitenin yüksek derecesi, boşluk oranı cinsinden ifade edilen eşitlikle küçültülebilir.

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \zeta} \left[\frac{k}{(1+e)\gamma_w} \left(\Delta \gamma_s + \frac{\partial \sigma'}{\partial \zeta} \right) \right] = 0 \quad (3.24)$$

Bu, Gibson vd., (1967) tarafından çıkarılan ünlü eşitliktir. Birleşik teori, böylece zemin mekaniği (Schiffman vd., 1985) ve kimya formulasyonu (Russel vd., 1989; Buscall, 1990) ile tutarlıdır.

3.7 Tek Boyutlu Sonlu Şekil Değiştirme Konsolidasyonun Analitik Çözümleri

Gibson vd. (1967) tarafından geliştirilen tek boyutlu sonlu şekil değiştirme teorisinin ifade edildiği diferansiyel denklem için bir çok araştırmacı tarafından kapalı ve nümerik çözümler geliştirilmiştir (Caldwell vd.(1984), Schiffman vd.,(1984), Scully vd(1984), McVay vd (1986)., Townsend ve McVay (1990), Abu-Hejleh ve Znidarcic (1992)). Geliştirilen çözüm yöntemlerinde fiziksel olayı modelleyen bir diferansiyel denklem olduğu halde bilinmeyen sayısı birden fazla olduğundan çözümü yapabilmek için efektif gerilme-boşluk oranı ve

boşluk oranı-permeabilite ilişkileri birer fonksiyon olarak tanımlanmıştır. Zemin tabakalarının tek boyutlu şekil değiştirme konsolidasyonun nümerik çözümleri hem tek yönlü hem de çift yönlü drenajla birlikte elde edilmektedir. Başlangıç olarak tamamen konsolide olmuş tabakaların küçük şekil değiştirme konsolidasyonuna benzeyen sınırlı durumları dışında bu çözümlerin ne doğruluğu ne de onların değerlendirilecek çözüm grafikleri yoktur.

İnce daneli malzemelerin, yumuşak doygun tabakaların tek boyutlu birincil konsolidasyonunu zamana bağlı tahmin eden en basit yöntem boyutsuz zaman faktörüne karşı konsolidasyon derecesinin uygun çözüm grafiğine dayanan elle olan çözümlerdir (Cargill 1984; Duncan 1993; Fox 1999).

En çok kullanılan çözüm grafikleri, c_v = küçük şekil değiştirme konsolidasyon katsayısı, u = aşırı boşluk suyu basıncı, x = düşey koordinat ve t = zaman olduğu geleneksel küçük şekil değiştirme Terzaghi (1924) eşitliğine dayanmaktadır (Cargill 1984; Duncan 1993).

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.25)$$

Bununla birlikte bu eşitlik pratikte sadece yaklaşık olarak sağlanan basitleştirilmiş varsayımlara dayanmaktadır (Duncan 1993). Bu kusurların üstesinden gelmek için, Gibson vd. tarafından (1967), γ_s ; danelerin birim hacim ağırlığı, γ_w ; suyun birim hacim ağırlığı, e ; boşluk oranı, k ; zeminin düşey permeabilitesi, z ; zemin tabakasının üstünden altına doğru ölçülen düşey malzeme koordinatı ve σ' ; düşey efektif gerilmenin olduğu doygun kalın zemin tabakalarının bir boyutlu birincil konsolidasyonu için kullanılan eşitliği elde edilmiştir.

$$-\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) \frac{d}{de} \left(\frac{k(e)}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k(e)}{\gamma_w (1+e)} \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right) + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (3.26)$$

Doygun kalın zemin tabakalarının bir boyutlu birincil konsolidasyonu için kullanılan eşitliklerin çoğu zaman zaman ya her ikisine veya eşitlik (3.26)'nın özel durumlara eşit olduğu savunulmuştur (Schiffman 1980; Cargill 1984; McVay vd., 1986).

$t=0$ da $e_0(x) = e$ olduğunda, x ve z koordinatları

$$z = \int_0^x \frac{1}{[1 + e_0(x)]} dx \quad (3.27)$$

olarak ifade edilmiştir.

Gibson et al. (1981) ve Cargill (1984), eşitlik (3.26)'nın lineer bir biçimine dayanan hem tek

yönlü hem çift yönlü drenajlı doygun kalın başlangıç olarak konsolide olmamış ve başlangıç olarak normal konsolide olmuş zemin tabakalarının sonlu şekil değiştirme konsolidasyonu için çözüm grafiklerini derlemişlerdir. Sonlu fark ve nümerik integrasyon teknikleri grafikleri göstermek için kullanılmıştır. Başlangıç olarak tamamen konsolide olmuş zeminin iki sınırlı durumu hariç elde edilen çözümlerin doğruluğunu değerlendirmek mümkün olmamaktadır.

3.7.1 Lineer Sonlu Şekil Değiştirmeyi Kullanan Eşitlik

Gibson vd. (1981) zeminin permeabilite ve sıkışabilirliğinin temel nonlinearliğini sürdürmek için eşitlik (3.26)'yı değişken terimleri sabit kabul ederek basitleştirmiştir.

$$g(e) = \frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \quad (3.28)$$

ve

$$\lambda(e) = -\frac{d}{de} \left(\frac{de}{d\sigma'} \right) \quad (3.29)$$

Eşitlik (3.26)'da, λ =linearizasyon sabiti ve g =konsolidasyonun sonlu şekil değiştirme katsayısının olduğu denklem (3.28) ve (3.29) yerine konularak Eşitlik (3.30) elde edilmiştir.

$$\frac{\partial^2 e}{\partial z^2} + \lambda(\gamma_s - \gamma_w) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{1}{g} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.30)$$

λ ve g nin sabit olduğu kabulü, σ' ve e nin sınırlı durumlarında sadece geçerlidir (Carrier 1985; Koppula 1985; Cargill 1985; Znidarcic vd., 1986; Feldkamp 1989a,b), ve aynı sınırlama eşitlik (3.30)'a dayanan analitik çözümler ve çözüm grafiklerine uygulanmıştır. Konsolidasyon analizinde σ' ve e nin geniş alanları için ortalama λ ve g değerlerinin kullanma girişimleri kötü sonuçlar üreteceği ifade edilmiştir (Benson ve Sill 1985; McVay vd., 1986).

g parametresinin, c_v ile ilgili olduğu eşitlik 3.31'de gösterilmektedir (Gibson vd., 1981).

$$g = \frac{c_v}{(1+e)^2} \quad (3.31)$$

3.7.2 Boşluk Oranı-Efektif Gerilme İlişkisi

Zemin için e - σ' ilişkisi eşitlik 3.29'da tanımlanmıştır (Gibson vd., 1981). Denklemin entegrasyonu sonucu eşitlik (3.32) elde edilir. Burada C_1 ve C_2 = integrasyon sabitleridir.

$$e = \frac{C_1}{\lambda} + C_2 \exp(-\lambda \sigma') \quad (3.32)$$

Eşitlik (3.32)'deki, $\sigma'=0$ da $e_{00}=e$ ve $\sigma'=\infty$ da $e_{\infty}=e$ (Cargill, 1984) sınır koşullarının uygulamasını, eşitlik (3.33) vermektedir.

$$e = (e_{00} - e_{\infty}) \exp(-\lambda \sigma') + e_{\infty} \quad (3.33)$$

Gibson vd., (1981), sırasıyla konsolidasyonun başında ve sonunda e olarak e_{00} ve e_{∞} yi yanlış olarak tanımlamıştır.

Öncelikle, e_{∞} 'ı sıfıra eşit olduğunu kabul etmek uygundur ve bu nedenle eşitlik (3.33), eşitlik (3.34) gibi sadeleştirilmelidir.

$$e = e_{00} \exp(-\lambda \sigma') \quad (3.34)$$

Bununla birlikte taranmış sedimanlar için Şekil 3.1'de gösterilen e - σ' verisi Poindexter (1988) den elde edilir ve diğer benzer veriler (Carrier ve Beckman 1984; Cargill 1986; Stark 1996) eşitlik (3.34)'den çok eşitlik (3.33)'de daha çok sunulur. Şekil 3.1'de gösterilen en küçük kareler gerileme doğrusuna benzeyen e_{00} , e_x ve λ değerleri Çizelge 3.1'de listelemiştir. Kabul edilir durumları elde etmek için regresyon analizinde ikincisini ihmal etmek gerekli olduğu için regresyon çizgileri düşük σ' için kötü bir şekilde veri noktalarına uyar. Yani, σ' nin sınırlı alanları boyunca uygun parametre ve benzer eşitlik (3.33) gibi en uygun çizgiler e_{00} kullanılarak elde edilir. e_{∞} ın belirsiz doğası, taranmış sedimanlar ve diğer zeminler için e - σ' verisini göstermek eşitlik (3.33) ve (3.34)'ün sınırlı yeteneğini yansıtmaktadır (Gibson vd., 1981; Cargill 1984).

3.7.3 Normalize Edilmiş Boyutsuz Olarak Kullanılan Eşitlikler

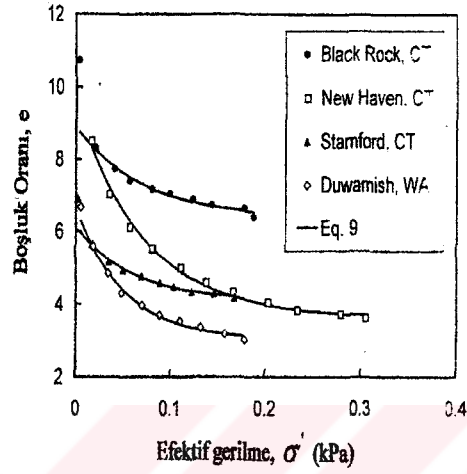
Eşitlik (3.25) ve (3.30)' un çözümlerini elde etmek için normalize edilmiş boyutsuz biçime dönüştürmek uygun olur. Eşitlik (3.30) için Gibson vd., (1981), E ; normalize edilmiş e , Z ; boyutsuz zaman faktörü, N ; boyutsuz kullanılan denklem parametresi ve l ; malzeme koordinatlarında zemin tabakasının yüksekliği olan parametreleri olarak tanımlanmıştır.

$$E(Z,T) = \frac{e(z,t)}{e(00)} \quad (3.35)$$

$$Z = \frac{z}{l} \quad (3.36)$$

$$T = \frac{gt}{l^2} \quad (3.37)$$

$$N = \lambda(\gamma_s - \gamma_w) \quad (3.38)$$



Şekil 3.1 İnce daneli taranmış malzemeler için konsolidasyon verisine uyan (3.33) ve (3.34) boşluk oranı-efektif gerilme ilişkileri

Eşitlik (3.35) ve eşitlik (3.38), eşitlik (3.30) da yerine konularak normalize edilerek, boyutsuz biçim elde edilmiştir.

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} + N \frac{\partial E}{\partial Z} = \frac{\partial E}{\partial T} \quad (3.39)$$

Eşitlik (3.26) ve (3.30) ile eşitlik (3.25) in doğrudan karşılaştırma için u ve x den ziyade e ve z terimleri açısından ifade edilmelidir. Eşitlik (3.25) in kökeninde e den ziyade u yu tercih etme aslında keyfidir, ve eşitlik (3.40) da gösterildiği gibi bir kolaylıktır.

$$c_v \frac{\partial^2 e}{\partial x^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.40)$$

Küçük şekil değiştirme konsolidasyonu için, $e_0(x)$ eşitlik (3.27) de sabittir bu nedenle eşitlik (3.41) yi elde etmek için birleştirilebilir.

$$z = \frac{x}{(1 + e_0)} \quad (3.41)$$

Eşitlik (3.40) da, eşitlik (3.41) ve (3.31) yerine konularak eşitlik (3.42) elde edilir.

$$\frac{\partial^2 e}{\partial z^2} = \frac{1}{g} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.42)$$

Eşitlik (3.42) de, eşitlik (3.35)-(3.37) yerine konularak normalize edilmiş boyutsuz eşitlik (3.43) elde edilir.

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} = \frac{\partial E}{\partial T} \quad (3.43)$$

Eşitlik (3.43), $N=0$ ile (3.39)'a açık olarak eşittir. (3.38) bunun ya $\gamma_s = \gamma_w$, i.e., zeminin su altındaki ağırlığının sıfır olduğunu yada $\lambda=0$, i.e., $de/d\sigma'$ bir sabit olduğunu göstermektedir. İkinci koşul lineer $e-\sigma'$ ilişkisini ifade etmektedir (Koppula 1985). Bu, yumuşak zeminler için denenmiş olan sonlu şekil değiştirme uygun değildir ama küçük şekil değiştirme Terzaghi eşitliği ile birlikte uyumludur (3.25).

Çizelge 3.1. Şekil 3.1 de gösterilen regresyon çizgileri için e_{00} , e_∞ ve λ ın değerleri

Sediman	Eşitlik (3.33)			Eşitlik (3.34)	
	e_{00}	e_∞	λ (kPa ⁻¹)	e_{00}	λ (kPa ⁻¹)
Black Rock, CT	8.872	6.334	13.39	8.221	1.368
Haven, CT	9.503	3.611	13.70	6.895	2.340
Stamford, CT	6.105	4.079	16.07	5.581	1.938
Duwamish, WA	6.605	3.011	19.16	5.521	3.829

3.7.4 Eşitliklerin Analitik Çözümleri

Eşitlik (3.39) ve (3.43)'ün analitik çözümleri, hem E hem de sonlu şekil değiştirme konsolidasyon yüzdesi, hem sürşarj hem de kendi ağırlığı altında yükleme ve hem tek yönlü hem de çift yönlü drenaj için bu bölümde sunulmuştur ve hepsi $0 \leq Z \leq 1$ VE $T > 0$ için geçerlidir. Sonlu şekil değiştirme konsolidasyon yüzdesi U Eşitlik (3.44) ile tanımlanmıştır (Gibson vd., 1981).

$$U(T) = \frac{\int_0^1 [E(Z,0) - E(Z,T)] dZ}{\int_0^1 [E(Z,0) - E(Z,\infty)] dZ} \quad (3.44)$$

3.7.5 Çift Yönlü Drenajla Birlikte Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon

$\sigma' = 0$ karşılık gelen üniform bir başlangıç boşluk oranında (e) depolanmış bir zemin tabakasının hem altta hem üstte drenajlı kendi ağırlığı altında konsolidasyona maruz olduğu kabul edilmiştir (Cargill 1984). Kullanılan eşitlik, Eşitlik (3.39) tir. İlk, son [Eşitlik (3.39)], ve en üst ve en alt sınır koşulları Eşitlik (3.39)'a uygulanabilecektir, sırasıyla

$$E(Z,0)=1; \quad 0 \leq Z \leq 1 \quad (3.45)$$

$$E(Z,\infty)=(1-B)\exp(-NZ)+B; \quad 0 \leq Z \leq 1 \quad (3.46)$$

$$E(0,T)=1; \quad T > 0 \quad (3.47)$$

$$E(1,T)=(1-B)\exp(-N)+B; \quad T > 0 \quad (3.48)$$

$$B = \frac{e_\infty}{e(0,0)} \quad (3.49)$$

Eşitlik (3.39)'u analitik olarak çözmek [Eşitlik(3.46)]'nın son koşulu çıkarılarak (Hildebrand,1949) ve sonra Z ile ilgili türev çıkarılarak (Jost, 1960) onu değiştirmek için gereklidir. Bu durumda, değişim, E^* = değiştirilmiş E nin olduğu Eşitlik (3.50) ile verilir.

$$E = (1 - B) \exp(-NZ) + B + \exp\left(-\frac{NZ}{2} - \frac{N^2 T}{4}\right) E^* \quad (3.50)$$

Değiştirilerek kullanılan denklemi, ilk, son ve en üst ve en alt sınır koşulu sırasıyla verilir.

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} = \frac{\partial E^*}{\partial T} \quad (3.51)$$

$$E^*(Z,0) = (1 - B) \left[\exp\left(\frac{NZ}{2}\right) - \exp\left(-\frac{NZ}{2}\right) \right]; \quad 0 \leq Z \leq 1 \quad (3.52)$$

$$E^*(Z,\infty)=0; \quad 0 \leq Z \leq 1 \quad (3.53)$$

$$E^*(0,T)=0; \quad T > 0 \quad (3.54)$$

$$E^*(1,T)=0; \quad T > 0 \quad (3.55)$$

Eşitlik (3.51) ve (3.53)-(3.55), Eşitlik 3.56 ile birlikte bütün hepsi sağlanır.

$$E^* = \left(1 - B\right) X \sum_{n=1,2,3}^{\infty} a_n \sin(n\pi Z) \exp(-n^2 \pi^2 T) \quad (3.56)$$

Eşitlik 3.52'i tamamlayan, eşitlik (3.56)'da Fourier katsayıları a_n eşitlik (3.57) ile verilir (e.g., Hildebrand 1949)

$$a_n = 2 \int_0^1 \left[\exp\left(\frac{NZ}{2}\right) - \exp\left(-\frac{NZ}{2}\right) \right] \sin(n\pi Z) dZ \quad (3.57)$$

bundan dolayı

$$a_n = \frac{2n\pi(-1)^{n+1} \left[\exp\left(\frac{N}{2}\right) - \exp\left(-\frac{N}{2}\right) \right]}{\left(\frac{N}{2}\right)^2 + (n\pi)^2} \quad (3.58)$$

Eşitlik (3.56)'da değiştirilmiş (3.50) uygulanmasıyla E için çözümü verir.

$$E = (1 - B) \exp(-NZ) + B + (1 - B) \exp\left(-\frac{NZ}{2} - \frac{N^2 T}{4}\right) X \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \left[a_n \sin(n\pi Z) \exp(-n^2 \pi^2 T) \right] \quad (3.59)$$

Eşitlik (3.44)'de eşitlik (3.59) yerine konularak, U için çözüm elde edilir

$$U(T) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \left[\frac{1}{n^2} \exp(-n^2 \pi^2 T) \right] \quad (3.60)$$

Fiziksel olarak, hem üstte hem alttan drenajlı ve sıfıra yaklaşan 1 ile başlangıç olarak konsolide olmamış zemin tabakasının kendi ağırlığı altında konsolidasyonunu yaklaşık olarak tanımlıyor. Eşitlik (3.60)'ın karşılığı olan çözüm grafiği Şekil 3.2'de gösterilmiştir.

3.7.6 Çift Yönlü Drenajlı Başlangıçta Konsolide Olmuş Zemin

Üst ve alttan drenajlı bir zemin tabakası başlangıç olarak tamamen konsolidedir ve hem kendi ağırlığı hem de en üst yüzeyi üzerinde rol oynayan düşey efektif gerilme altında dengede olduğu düşünülür (Gibson vd., 1981; Cargill 1984). Toplam düşey gerilme $t=0$ da aniden artırılır ve artış ondan sonrada devam ettirilir. Eşitlik (3.39)'a uygulanabilecek başlangıç, son ve en üst ve en alt sınır koşulları sırasıyla,

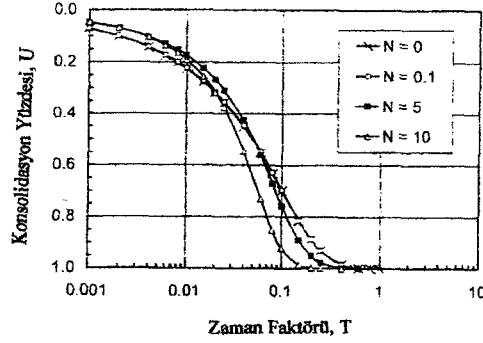
$$E(Z,0) = (1 - B) \exp(-NZ) + B; \quad 0 \leq Z \leq 1 \quad (3.61)$$

$$E(Z, \infty) = (R - B)\exp(-NZ) + B; \quad 0 \leq Z \leq 1 \quad (3.62)$$

$$E(0, T) = R; \quad T > 0 \quad (3.63)$$

ve

$$E(1, T) = (R - B)\exp(-N) + B \quad T > 0 \quad (3.64)$$



Şekil 3.2 Lineer sonlu şekildeğiştirme tarafından çift yönlü drenajla başlangıç olarak konsolide olmamış zemin tabakaları için boyutsuz zaman faktörüne karşı konsolidasyon yüzdesi

R , $z=0$ da normalize edilmiş e ile Eşitlik (3.65) de verilir.

$$R = \frac{e(0, t)}{e(0, 0)} \quad (3.65)$$

Eşitlik (3.39) önceki durum konusunda devam ettirilerek çözülür. Bu durumda, değişim Eşitlik (3.66) ile verilir.

$$E = (R - B)\exp(-NZ) + B + \exp\left(-\frac{NZ}{2} - \frac{N^2T}{4}\right)E^* \quad (3.66)$$

E ve U için çözümleri sırasıyla aşağıda verilir.

$$E = (R - B)\exp(-NZ) + B + (1 - R)\exp\left(-\frac{NZ}{2} - \frac{N^2T}{2}\right) \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \left[b_n \sin(n\pi Z) \exp(-n^2\pi^2 T) \right] \quad (3.67)$$

Fourier katsayıları b_n Eşitlik (3.68) ile verilir.

$$b_n = \frac{2\pi m \left[1 + (-1)^{n+1} \exp\left(-\frac{N}{2}\right) \right]}{\left(\frac{N}{2}\right)^2 + (n\pi)^2} \quad (3.68)$$

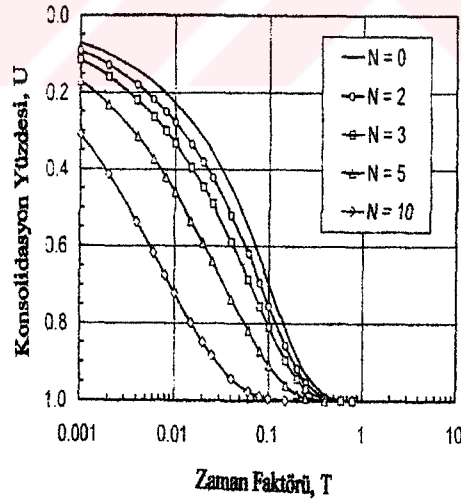
ve

$$U(T) = 1 - 2\pi^2 N \left(\frac{\exp\left(-\frac{N^2 T}{4}\right)}{1 - \exp(-N)} \right) X \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \left(\frac{n^2 \left[1 + (-1)^{n+1} \exp\left(-\frac{N}{2}\right) \right]^2 \exp(-n^2 \pi^2 T)}{\left[\left(\frac{N}{2}\right)^2 + (n\pi)^2 \right]^2} \right) \quad (3.69)$$

$N=0$ ın sınırlı durumu için, eşitlik (3.69), eşitlik (3.70) e sadeleştirilir

$$E = R + \frac{2}{\pi} (1 - R) \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \left\{ \frac{1}{n} \left[1 + (-1)^{n+1} \right] \sin(n\pi Z) \exp(-n^2 \pi^2 T) \right\} \quad (3.70)$$

ve (3.70), (3.62) e göre L'Hospital kuralı ile sadeleşir. Eşitlik (3.70) ve (3.62) e karşılık olan çözüm grafiği Şekil 3.3' de gösterilir.



Şekil 3.3 Lineer sonlu şekil değiştirme teorisi tarafından çift yönlü drenajlı başlangıç olarak normal konsolide olmuş zemin tabakaları için boyutsuz zaman faktörüne karşı konsolidasyon yüzdesi

3.7.7 Çift Yönlü Drenaj için Küçük Şekil Değiştirme Çözümü

Üstte ve altta drenajlı bir zemin tabakası üniform e ile başlangıç olarak tamamen konsolidasyonlu, ve en üst yüzeyi üzerinde rol oynayan düşey efektif gerilme altında dengede olduğu düşünülür. Kendi ağırlığı ihmal edilir ve kullanılan eşitlik (3.43)'dür. Toplam düşey gerilme $t=0$ da aniden arttırılır ve artış ondan sonrada devam ettirilir. Başlangıç, son ve uygulanabilecek en üst ve en alt sınır koşulları sırasıyla

$$E(Z,0) = 1; \quad 0 \leq Z \leq 1 \quad (3.73)$$

$$E(Z,\infty) = R; \quad 0 \leq Z \leq 1 \quad (3.74)$$

$$E(0,T) = R; \quad T > 0 \quad (3.75)$$

ve

$$E(1,T) = R; \quad T > 0 \quad (3.76)$$

Eşitlik (3.43) geçmiş çift yönlü drenaj konusunda devam edilerek çözülür. Değişim Eşitlik (3.77) ile verilir.

$$E = R + E^* \quad (3.77)$$

E ve U için çözümler sırasıyla Eşitlik (3.72) ve (3.62) ile verilir. Yani küçük şekil değiştirme ve sınırlı ($N=0$) sonlu şekil değiştirme durumları için aynıdır.

3.7.8 Tek Yönlü Drenajlı Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon

Bu problem, zemin tabakasının sadece üstten drenajlı olduğu durum hariç önceki düşünülen kendi ağırlığı altında konsolidasyon problemlerine benzerdir. Başlangıç, son ve kullanılan (3.39) eşitliğine uygulanacak en üst sınır koşulları Eşitlik (3.45)-(3.47) ile verilir. En alt sınır koşulu aşağıdaki eşitlikle verilir.

$$\frac{\partial E(1,T)}{\partial Z} + N[E(1,T) - B] = 0; \quad T > 0 \quad (3.78)$$

Eşitlik (3.39), Eşitlik (3.50) kullanılarak ilk kez dönüştürülerek yeniden çözülür. Dönüştürülmüş kullanılan eşitlik ve başlangıç, son ve en üst sınır koşulları sırasıyla Eşitlik (3.51)-(3.54) ile verilir.

Değiştirilmiş en üst sınır koşulu Eşitlik (3.79) ile verilir.

$$\frac{\partial E^*(1,T)}{\partial Z} + \frac{N}{2} E^*(1,T) = 0; \quad T > 0 \quad (3.79)$$

Eşitlik (3.51) ve Eşitlik (3.53), G_n , H_n , ve α_n belirlenecek katsayıların olduğu, Eşitlik (3.80) ile sağlanır.

$$E^* = \sum_{n=1,2,3}^{\infty} [G_n \cos(\alpha_n Z) + H_n \sin(\alpha_n Z)] \exp(-\alpha_n^2 T) \quad (3.80)$$

Bütün n için $G_n=0$ ise, Eşitlik (3.54), Eşitlik (3.80) ile tamamlanır ve Eşitlik (3.79) ondan sonra sağlanır.

$$\alpha_n \cos(\alpha_n) = -\left(\frac{N}{2}\right) \sin(\alpha_n) \quad (3.81)$$

Mevcut problem, bir ucunda radyasyonla, sonlu uzunluğun alanında bir boyutlu sıcaklık akışına paraleldir. Carslaw ve Jaeger (1959) her iki uçta radyasyonla sonlu uzunluğun bir alanında sıcaklık akışına çok benzer bir problem düşünerek gerçekleştirdikleri analizler eşitlik (3.81)'in (α_n) bütün köklerinin gerçek olduğunu göstermiş ve sadece pozitif köklere ihtiyaç olduğu ortaya çıkarmışlardır.

Başlangıç koşulunu (3.52) sağlamak için aşağıdaki serilerin genişletilmiş biçimleri kabul edilir, Fourier serileri gibi terimler integre edilebilir (Carslaw ve Jaeger 1959). α_n = Eşitlik (3.81)'in pozitif kökü

$$\exp\left(\frac{NZ}{2}\right) - \exp\left(-\frac{NZ}{2}\right) = \sum_{n=1,2,3}^{\infty} H_n \sin(\alpha_n Z) \quad (3.82)$$

Şimdiki problem için Carslaw ve Jaeger (1959) tarafından kabul edilen yaklaşımın uygulaması, seri genişletmesi uygulamasının gerekli olduğunu göstermiştir. Eşitlik (3.52)'yi sağlamak için gerekli Eşitlik (3.83) ile verilir.

$$H_n = \frac{2N \exp\left(\frac{N}{2}\right) \sin(\alpha_n)}{\alpha_n^2 + \left(\frac{N}{2}\right)^2 + \frac{N}{2}} \quad (3.83)$$

Eşitlik (3.80) böylece Eşitlik (3.84)'e dönüştürülür.

$$E^* = (1 - B) \sum_{n=1,2,3}^{\infty} H_n \sin(\alpha_n Z) \exp(-\alpha_n^2 T) \quad (3.84)$$

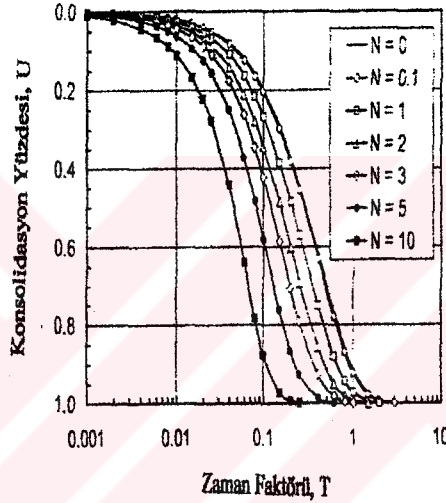
[Eşitlik (3.50)] ilk değişimin tersine çevrilmesi E için çözümü veriyor.

$$E = (1 - B)\exp(-NZ) + B + (1 - B)X \exp\left(-\frac{NZ}{2} - \frac{N^2T}{4}\right) \sum_{n=1,2,3}^{\infty} [H_n \sin(\alpha_n Z) X \exp(-\alpha_n^2 T)] \quad (3.85)$$

Eşitlik (3.44) de Eşitlik (3.85) yerine konularak U için gerekli çözümü verir.

$$U(T) = 1 - \frac{32}{\pi^3} \sum_{n=1,2,3}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} \sin\left(\frac{n\pi}{2}\right) \exp(-n^2 \pi^2 T) \right] \quad (3.86)$$

Eşitlik (3.86)'nın karşılığı olan çözüm grafiği Şekil 3.4 de gösterilir.



Şekil 3.4 Lineer sonlu şekil değiştirme teorisi tarafından tek yönlü drenajlı başlangıç olarak konsolide olmamış zemin tabakaları için boyutsuz zaman faktörüne karşı konsolidasyon yüzdesi

3.7.9 Tek Yönlü Drenajlı Başlangıç Olarak Konsolide Olmuş Zemin

Bu problem tabakanın sadece üstten drenajlı durumu hariç daha önce düşünülen başlangıç olarak normal konsolide olmuş bir zemin tabakasının konsolidasyonuna benzerdir. Başlangıç, son ve sonlu şekil değiştirmeyi kullanan eşitlik (3.39) uygulanabilecek en üst ve en alt sınır koşulları (3.63),(3.65) ve (3.78) ile verilir.

Eşitlik (3.39), (3.68)'de kullanılarak başlangıç olarak değiştirilerek çözülür. Analiz tek yönlü drenaj için önceki durum konusunda devam eder.

E için çözüm

$$E = (R - B)\exp(-NZ) + B + (1 - R)X \exp\left(-\frac{NZ}{2} - \frac{N^2T}{4}\right) \sum_{n=1,2,3}^{\infty} [K_n \sin(\alpha_n Z) \exp(-\alpha_n^2 T)] \quad (3.87)$$

K_n katsayısı Eşitlik (3.88) ile verilir.

$$K_n = \frac{2\alpha_n}{\alpha_n^2 + \left(\frac{N}{2}\right)^2 + \frac{N}{2}} \quad (3.88)$$

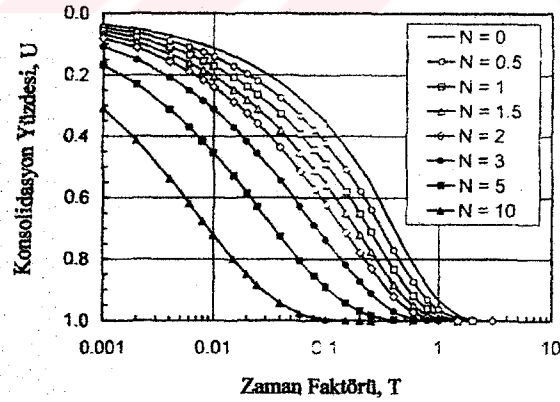
Eşitlik (3.44)'de (3.88) kullanılarak U için gerekli çözümü veriyor.

$$U(T) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \left[\frac{1}{n^2} \exp\left(-\frac{n^2 \pi^2 T}{4}\right) \right] \quad (3.89)$$

$N=0$ ın sınırlı durumu için eşitlik (3.88) ve (3.90) sırasıyla (3.91) ye döndürülür (L'Hospital kuralı).

$$E = R + \frac{4}{\pi} (1 - R) \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \left[\frac{1}{n} \sin\left(\frac{n\pi Z}{2}\right) \exp\left(-\frac{n^2 \pi^2 T}{4}\right) \right] \quad (3.90)$$

Eşitlik (3.90)'a karşılık gelen çözüm grafiği Şekil 3.5'de gösterilir



Şekil 3.5 Lineer sonlu şekil değiştirme teorisi tarafından tek yönlü drenajlı başlangıç olarak normal konsolide olmuş zemin tabakaları için boyutsuz zaman faktörüne karşı konsolidasyon yüzdesi

3.7.10 Tek Yönlü Drenaj için Küçük Şekil Değiştirme Çözümü

Bu problem, zemin tabakasının sadece üstten drenajlı olduğu durum hariç önceki düşünülen

küçük şekildeğiştirme problemine benzerdir. Küçük şekil değiştirmeyi kullanan eşitlik (3.43)'e uygulanabilecek, başlangıç, son ve en alt ve en üst sınır koşulları sırasıyla eşitlik (3.73)-(3.75) ile, en alt sınır koşulu (3.91) ile verilmiştir.

$$\frac{\partial E(1,T)}{\partial Z} = 0; \quad T > 0 \quad (3.91)$$

Eşitlik (3.43) tek yönlü drenaj problemlerine göre devam ettirilerek çözülür. İlk dönüşüm (3.77) ile verilir ve E ve U için çözümler sırasıyla (3.91) ve (3.93) ile verilir. Yani küçük şekil değiştirme için çözümler ve sınırlı (N=0) sonlu şekil değiştirme durumları yine benzerdir.



4. YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİNLERİN MUKAVEMETİ VE GERİLME-ŞEKİL DEĞİŞTİRME DAVRANIŞI

Yumuşak kohezyonlu zeminlerin mukavemeti esas olarak onların su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlıkları tarafından kontrol edilmektedir. Dolayısıyla, yumuşak zeminlerden elde edilecek yapay dolgu alanların kullanılabilir hale getirilmesi her şeyden önce bu tabakaların etkin bir drenaj ve kurutma sistemi ile su muhtevalarının azaltılmasına ve kuru birim hacim ağırlıklarının artırılmasına bağlıdır.

Arazide yeraltı su tablası altında yer alan zeminlerin çoğunlukla suya doymun olduğu bilinmektedir. Yeraltı su tablasının üzerinde yer alan ince daneli zeminler de belli bir yüksekliğe kadar kapilerite etkisi ile suya doymun hale gelir. Bu nedenle temel mühendisliği ile ilgili problemlerde çoğunlukla suya doymun killi zeminlerin davranışının saptanması yeterli olmaktadır.

4.1 Killi Zeminlerin Drenajsız Kayma Mukavemeti

Killi zeminler kesmeye maruz kaldığında, drenajlı kesme sırasında hacim değişliği (ister genişleme ister sıkışma şeklinde olsun) sadece boşluk oranı ve hücre basıncına bağlı olmayıp zeminin gerilme tarihçesine de bağlıdır. Benzer şekilde, drenajsız kesmede gelişen boşluk suyu basınçları önemli ölçüde zeminin normal konsolide ve aşırı konsolide oluşuna bağlıdır. Genelde mühendislik yükleri kil zeminde suyun gözeneklerinden kaçışından daha hızlı yüklenmekte ve bunun sonucunda hidrostatik basınçlar veya boşluk suyu basınçları oluşmaktadır. Eğer yükleme zeminde yenilmeye sebep olmayacak şekilde yapılırsa boşluk suyu basıncı sönümlenir ve konsolidasyon olarak adlandırdığımız süreç vasıtası ile hacim değişimi gerçekleşir.

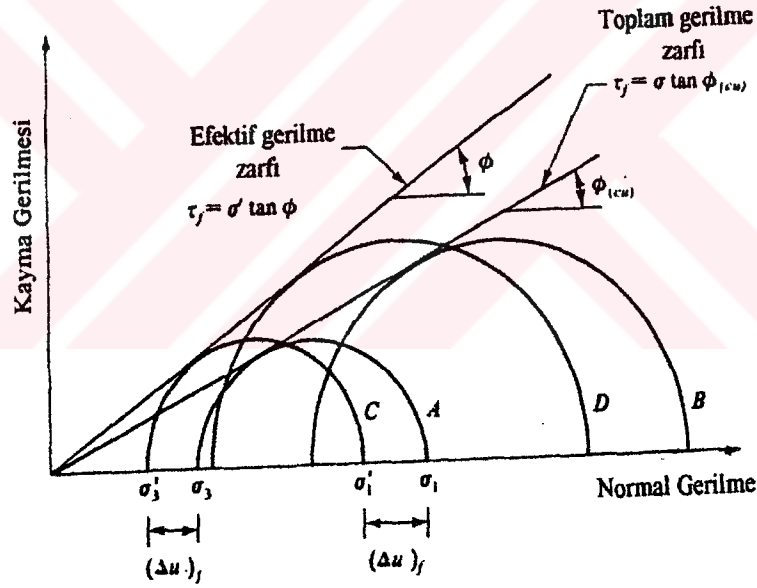
Geoteknik mühendisliğindeki stabilite problemlerinin çözümünde farklı iki yaklaşım olarak toplam gerilme yaklaşımı ve efektif gerilme yaklaşımı söz konusudur. Toplam gerilme yaklaşımında kesme deneyi sırasında hiç bir şekilde drenajın gelişmesine izin verilmez ve bu durumda numunedeki boşluk suyu basıncının ve dolayısı ile efektif gerilmenin arazide şartlarla özdeş olduğu varsayımında bulunulur. Bu yöntemle dayalı stabilize analizine toplam gerilme analizi denir ve yöntemde zeminin drenajsız kayma dayanımından (c_u) yararlanır.

4.1.1 Drenajsız Kayma Mukavemetinin Laboratuvar Deneyleri ile Belirlenmesi

4.1.1.1 Konsolidasyonlu-Drenajsız (CU) Üç Eksenli Basınç Deneyi

Konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli deneylerde konsolidasyon basıncı izotropik veya

anizotropik olabilir. Standart deneylerde suya doygun numune, σ_3 izotropik gerilmesi altında konsolide edildikten sonra, drenajsız şartlarda eksenel yük artırılarak göçmeye ulaşılır. Eksenel yük aşamasında boşluk suyu basınçları ölçülürse toplam ve efektif gerilmeler cinsinden kayma mukavemeti parametreleri belirlenebilir. Normal konsolide killerde, boşluk suyu basıncı şekil değiştirmeye artar. Şekil 4.1’de tipik bir konsolidasyonlu drenajsız deneyden elde edilen Mohr daireleri görülmektedir. A ve B iki deneyden elde edilen toplam gerilme Mohr daireleri, C ve D’de efektif gerilme Mohr daireleridir. Oluşan boşluk suyu basıncının büyüklüğüne bağlı olarak toplam ve efektif gerilmeler cinsinden bulunan kayma mukavemeti parametreleri birbirinden farklıdır. Konsolidasyonsuz-drenajsız deneylerden bulunan kayma mukavemeti parametreleri c_{cu} ve ϕ_{cu} pratikte problemlerin çözümünde genellikle kullanılmazlar. Fakat deney sırasında boşluk suyu basıncı ölçümü yapılırsa elde edilecek efektif kayma mukavemeti parametreleri c' ve ϕ' değerleri geoteknik problemlerin çözümünde kullanılmaktadır.

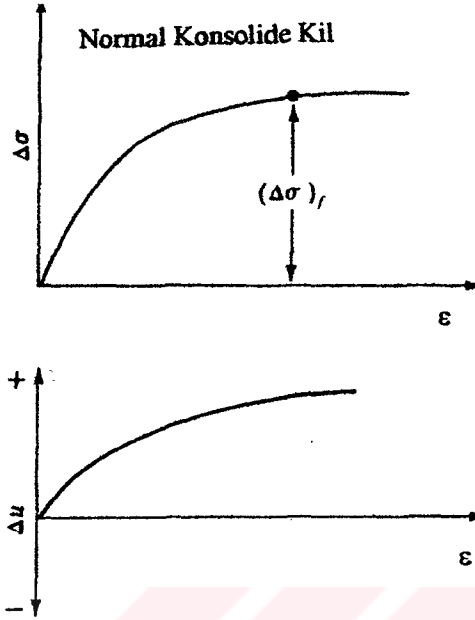


Şekil 4.1 Normal konsolide zeminlerde konsolidasyonlu-drenajsız deneylerde toplam ve efektif gerilme göçme zarfları

Normal konsolide kohezyonlu zeminlerde yapılan konsolidasyonlu-drenajsız deneylerde zeminin kohezyonsuz bir malzeme gibi davrandığı gözlenmiştir, boşluk oranının değişmesine bağlı olarak zeminin kayma mukavemeti de değişir. Bu deneyler sonucunda kayma mukavemeti normal konsolide killerde efektif parametrelere göre,

$$\tau = \sigma' \tan \phi' \quad (4.1)$$

şeklinde ifade edilebilir. Normal konsolide suya doymun zeminlerde, konsolidasyonlu drenajsız deneylerden elde edilen tipik gerilme birim deformasyon, boşluksuyu basıncı davranışı Şekil 4.2’de gösterilmektedir.



Şekil 4.2 Normal konsolide zeminlerde konsolidasyonlu drenajsız gerilme birim deformasyon, boşluk suyu basıncı davranışı

4.1.1.2 Laboratuvar Veyn Deneyi

Yumuşak zeminlerin drenajsız kayma mukavemetini laboratuvar deneyi olarak belirlemek için Şekil 4.3’de gösterilen fırıldak (veyn) zemin içine batırıldıktan sonra, zemin içinde dönmeye zorlanmakta, zeminin direncinin aşılmasına karşılık gelen burulma momentinden zeminin kayma mukavemeti aşağıdaki bağıntılardan bulunabilmektedir.

$$\tau_f = \frac{3 T_{\max}}{2 \pi D^3} \quad \left(\frac{H}{D} = 1 \right) \quad (4.2)$$

$$\tau_f = \frac{6 T_{\max}}{7 \pi D^3} \quad \left(\frac{H}{D} = 2 \right) \quad (4.3)$$

bağıntılarından hesaplanabilmektedir. Burada, $T_{\max}$ zeminde göçmeye (fırıldakın zemin içinde rahatça dönmeye) yol açan burulma momentini, H ve D ise fırıldakın boyutlarını göstermektedir. Veyn deneyinin arazideki zemin tabakalarını yerinde kayma mukavemetini ölçmek için geliştirilmiş modellerde mevcuttur. Deney ancak yumuşak killerde güvenilir sonuç vermektedir. Yalnız yükleme hızı, arazide uygulanan yükleme hızlarından oldukça daha yüksek olduğu için, bir düzeltme yapılmasının uygun olacağı tavsiye edilmektedir.

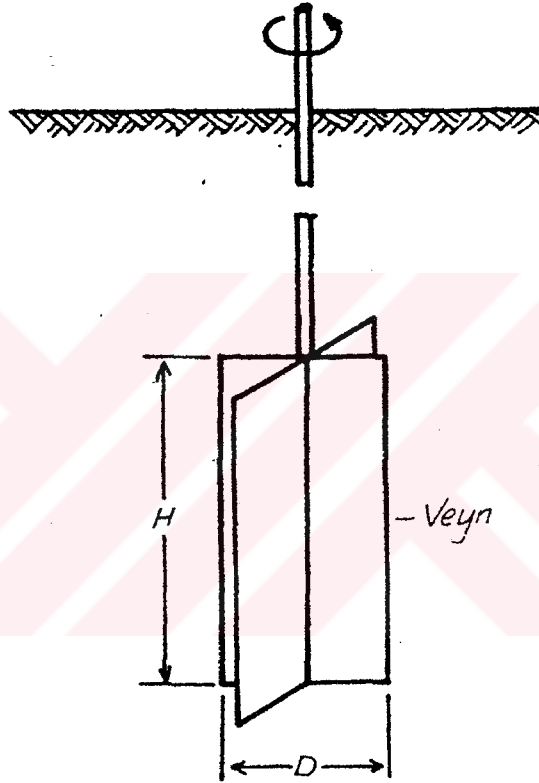
Bjerrum (1972) bu düzeltmenin

$$(\tau_f)_{arazi} = \mu(\tau_f)_{veyn} \quad (4.4)$$

şeklinde yazılabileceğini ve μ düzeltme faktörünün zeminin plastisite indisi değerine bağlı olarak ,

$$\mu = 1.7 - 0.54 \log I_p \leq 1.0 \quad (4.5)$$

şeklinde kullanılabileceğini önermiştir.



Şekil 4.3 Veyn deneyi aleti

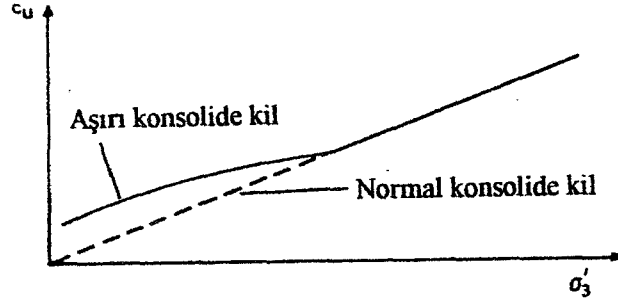
4.1.2 Drenajsız Kayma Mukavemetinin Konsolidasyon Basıncı ile Değişimi

Normal konsolide killeri için drenajsız mukavemet genellikle derinlikle artan efektif gerilme ile doğrusal olarak artar. Bu durum konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli deneylerde σ'_3 ve c_u 'nun değişimi ile karşılaştırılabilir (Şekil 4.4).

Normal konsolide killerde, drenajsız kayma mukavemeti konsolidasyon basıncına göre normalize edildiğinde her zemin tipinde sabit bir değer elde edilir. c_u / σ'_v ve plastisite indisi I_p arasındaki ilişki normal konsolide killeri için Skempton (1957) tarafından,

$$c_u / \sigma'_v = 0.11 + 0.0037 I_p \quad (4.6)$$

eşitliği ile önerilmektedir.



Şekil 4.4 CU deneyinde konsolidasyon basıncı ile kayma mukavemeti değişimi

Konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli deneyde killerin drenajsız mukavemeti konsolidasyon basıncı (konsolide edildiği izotropik basınç) σ'_3 'ün bir fonksiyonudur. İzotropik konsolidasyon basıncı deneyin drenajsız bölümünde kilin kayma mukavemeti üzerinde etkili değildir. Normal konsolide killerde c_u ile σ'_3 arasındaki ilişki Şekil 4.4'deki gibi doğrusaldır ve başlangıçtan geçer. Aşırı konsolide zeminlerde ise bu ilişki doğrusal değildir.

4.2 Gerilme Analizi

Gerilme analizi için en basit yöntem Mohr dairesinden yararlanmaktır. Bir Mohr dairesi Şekil 4.5 'de gösterildiği gibi iki asal gerilme (σ'_1 , σ'_3) ile oluşturulabilir ve kayma gerilmelerinin göreceli büyüklükleri mobilize olan kayma direnci açısıyla tanımlanabilir (4.7).

$$\sin \phi' = \frac{\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{\frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)} \quad (4.7)$$

Düzlem gerilme durumunda Mohr dairelerinden yararlanarak efektif asal gerilmeler yazılırsa,

$$\left. \begin{matrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_3 \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{zz}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz}}{2} \right)^2 + \sigma'^2_{zx}} \quad (4.8)$$

elde edilir ve ortalama efektif gerilme,

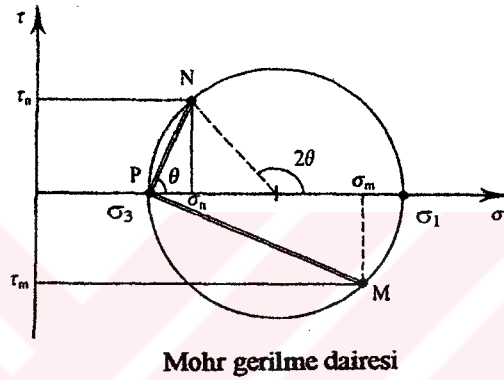
$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (4.9)$$

maksimum kayma gerilmesi,

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (4.10)$$

$$\sin \phi = \frac{t}{s'} \quad (4.11)$$

şeklinde gösterilebilir.



Şekil 4.5 Düzlem zemin elemanına etkiyen gerilmeler

$\sigma'_1 = \sigma'_3$ aksel simetri özel halinde q'/p' oranının ϕ' ile bağıntılı olduğu ve kesme ve normal gerilmelerin göreceli büyüklüklerini temsil etmesi durumunda q' ve p' parametreleri

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (4.12)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (4.13)$$

$$\eta' = \frac{q'}{p'} \quad (4.14)$$

şeklinde gösterebiliriz. t' , s' ve q' , p' gerilme izlerinin çizilmesi için uygun eksenlerdir. $t':s'$ eksenleri $\varepsilon_2=0$ iken ve ara asal gerilmeler ihmal edilirken düzlem birim deformasyon koşullarında kullanılabilir. Aynı zamanda $q':p'$ eksenleri $\sigma'_2 = \sigma'_3$ iken aksel simetri halinde kullanılabilir. Burada $q=q'$ deviatör gerilmeyi p , p' ortalama normal gerilmeyi göstermektedir.

Zemin elemanın boşluk suyu basıncı (u) ile gösterilirse, $\sigma_1 = \sigma_1' + u$, $\sigma_3 = \sigma_3' + u$ ve

$$t' = t \quad s' = s - u \quad (4.15)$$

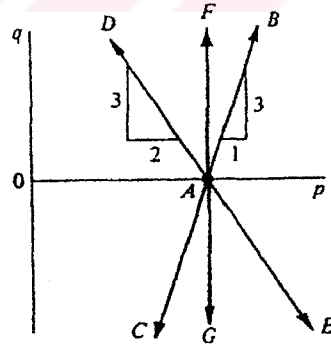
$$q' = q \quad p' = p - u \quad (4.16)$$

şeklinde gösterilebilir (Atkinson, 1993).

4.2.1 Gerilme İzleri

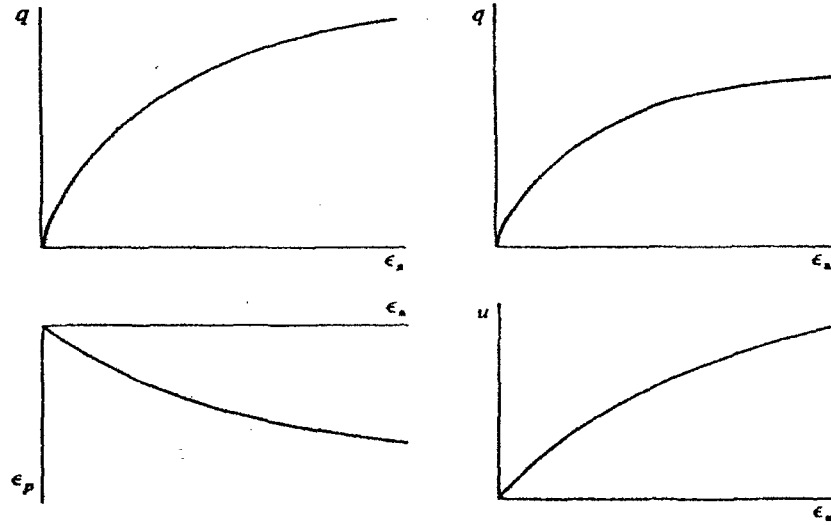
Zeminin içinde bulunduğu gerilme ortamında Mohr gerilme dairesinin tepe noktası, ortalama normal gerilme ve maksimum kayma gerilmeleri σ , $\tau_{\max}$ ile gösterilirse bu noktaya maksimum gerilme noktası denir. Dolayısıyla gerilme değişimi olan bir ortamda gerilme noktalarını birleştirerek gerilme izini belirlemek olanağı vardır. Diğer bir deyimle, gerilme izi gerilme dairelerinin tepe noktalarının değişen yerini gösteren bir doğru veya eğri olmaktadır. Böylece gerilme durumu Mohr diagramı (σ , τ) yerine iki boyutta $s - t$ diagramı ile eğer gerilme durumu üç eksenli sistemde gösterilecek olursa $p - q$ şeklinde daha kolay izlenebilir.

Genellikle üç eksenli basınç deneylerinde, yükleme aşamasında hücre basıncı sabit tutulurken $\delta\sigma_r = 0$ eksenel yük artırılır bu durumda $\delta p = \delta q/3$ olarak belirtilir ve toplam gerilme izi 3:1 eğimle çizilir. Şekil 4.6' da üç eksenli basınç ve çekme deneylerinde toplam gerilme izleri gösterilmiştir. Burada başlangıç gerilme durumu A noktası ile tanımlanmıştır.



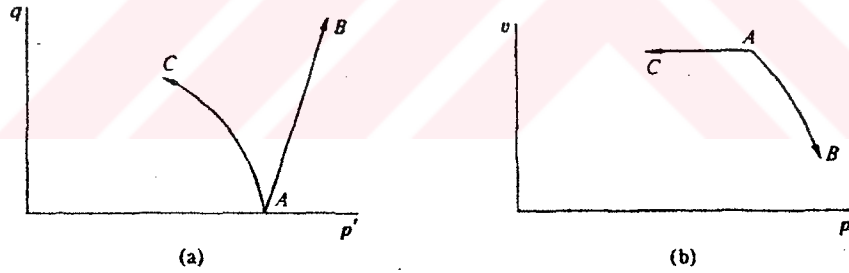
Şekil 4.6 Üç eksenli basınç ve çekme deneylerinde toplam gerilme izleri

Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı tanımlanırken p' : q efektif gerilme düzlemi ve p' : v sıkışma düzleminden faydalanılacaktır. Burada $v = (1+e)$ zemin özgül hacmini belirtir. Şekil 4.7' de drenajlı ve drenajsız üç eksenli basınç deneyinden belirlenebilecek tipik zemin davranışı gösterilmiştir.



Şekil 4.7 Üç eksenli basınç deneyi (drenajlı-drenajsız) sonuçları

Şekil 4.8'de $p':q$ efektif gerilme düzleminde ve $p':v$ sıkışma düzleminde geleneksel üç eksenli basınç deneyinde drenajlı ve drenajsız şartlarda belirlenen gerilme izleri



Şekil 4.8 $p':q$ efektif gerilme düzleminde ve $p':v$ sıkışma düzleminde geleneksel üç eksenli basınç deneyinde drenajlı ve drenajsız şartlarda belirlenen gerilme izleri

4.3 Kritik Durum Teorisi

Kritik durum kavramı drenajlı ve drenajsız kesme koşullarında zeminin özgül hacmi ($v=1+e_0$) ile efektif gerilme arasındaki bağıntıyı dikkate aldığı için şekil değiştirme ve kayma gerilmeleri tek ifade ile gösterilebilmektedir. Başlangıçta yoğrulmuş killerde idealleştirilmiş özelliklere uygulanırken günümüzde doğal killerde de geçerliliği gösterilmiştir.

Kritik durum kavramına göre bir kilin içinde bulunabileceği tüm gerilme koşullarını sınırlayan bir karakteristik yüzey vardır (limit durum yüzeyi) ve tüm efektif gerilme izleri bu

yüzey üzerindeki bir doğruya yaklaşıp ya da erişir. Bu yüzeye ulaşıldığında zemin sabit hacimde ve değişmez efektif gerilmede şekil değiştirmektedir. Bu kavram iki ve üç boyutlu gerilme sistemlerinde geçerlidir, ancak farklı gerilme sistemleri altında değişik karakteristik yüzeyler bulunmaktadır.

4.3.1 Normal Yüklenmiş Killerde Kritik Durum

Şekil 4.9.a' da bir normal konsolide kil için konsolidasyonlu-drenajsız (CIU) ve konsolidasyonlu drenajlı (CID) üç eksenli deney için gerilme izleri gösterilmektedir. Her iki deneyde de numune C' noktasına σ'_c gibi bir çevre basıncında konsolide edilerek getirilmiştir. Yenilme CU deneyinde A', CD deneyde ise B' noktasında belirir. Her iki nokta da limit durumu gösteren OS' kırılma doğrusu üzerinde veya yakınındadır. Farklı bir kaç σ'_c basıncına konsolide edilmiş numuneler kırıldığında gerilme izleri benzer şekillerle yine limit durum eğrisine değişik noktalarda ulaşmakta, ancak drenajlı deneylerde eğim her örnek için 3:1 olmaktadır.

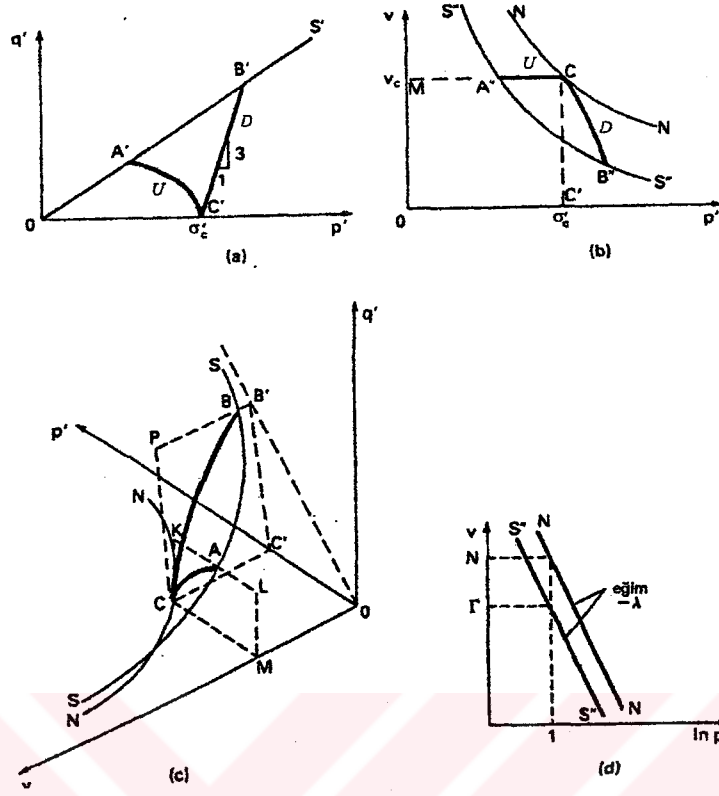
Şekil 4.9.b' de ise bu kil için izotrop (I) konsolidasyon eğrisi NN gösterilmektedir. Drenajsız deneyde boşluk oranı sabit kalmakta, ancak efektif gerilme öylesine değişmektedir ki yenilmeye doğru boşluk suyu basıncı sabitlendiğinde numunenin boşluk oranı kritik boşluk oranı haline gelmektedir (M noktası).

Drenajlı deneyde NL kilin hacmi sürekli azalacağından efektif gerilmede azalma olduğu halde özgül hacimde C noktasından B'' ne gitmektedir. $\sigma' - \nu - \bar{q}$ parametrelerini bir araya getirecek limit durum yüzeyi Şekil 4.9.c' de gösterilmektedir. Yatay düzlemdeki $(p' - \nu)$ izotrop sıkışma eğrisi NN, düşey düzlemde ise $(p' - q')$ limit durum doğrusu OS' noktalanacak olursa OS' ve S''S'' eğrilerinin uzayda SS eğrisini oluşturacakları görülmektedir. Bunun izdüşümü olan doğruya kritik durum çizgisi (CSL) denir ve bu eğriye ulaşıldığında yenilme sabit hacimde sürer.

Drenajsız deneyde hacim değişmediğinden gerilme izi Şekil 4.9.c' de CKLM düzleminde ve $\bar{q} - \bar{p}$ düzlemine paralel durmaktadır. Drenajlı deneyde ise gerilme izi CB' bir CPB'C' düzlemi üzerinde, $\bar{q} - \bar{p}$ düzlemine dikey olarak 3:1 eğimde yükselmektedir.

Şekil 3.14d'de NN ve S''S'' eğrileri yarı logaritmik bağıntı olarak gösterilmiştir. Buradan her iki eğrinin eğiminin sıkışma indisi C_c ye benzer biçimde $-\lambda$ olarak belirlediği sonucu gözlenmektedir. Burada N ve Γ ortalama gerilmenin bir kPa gibi olabilecek en düşük

değerlerine karşılık özgül hacim olarak tanımlanmışlardır.



Şekil 4.9 Normal yüklenmiş killerde kritik durum

Kritik durum eğrisinin $q' - p'$ düzlemindeki izdüşümü M eğimi ile orijinden geçen

$$q' = M.p' \quad (4.17)$$

doğrusu ve $v - p'$ düzleminde de

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (4.18)$$

doğrusu ile ifade edilecektir. İki denklemi birleştirerek kritik durum için

$$q_f = M.e^{\frac{\Gamma-v_f}{\lambda}} \quad (4.19)$$

yazılabilmektedir.

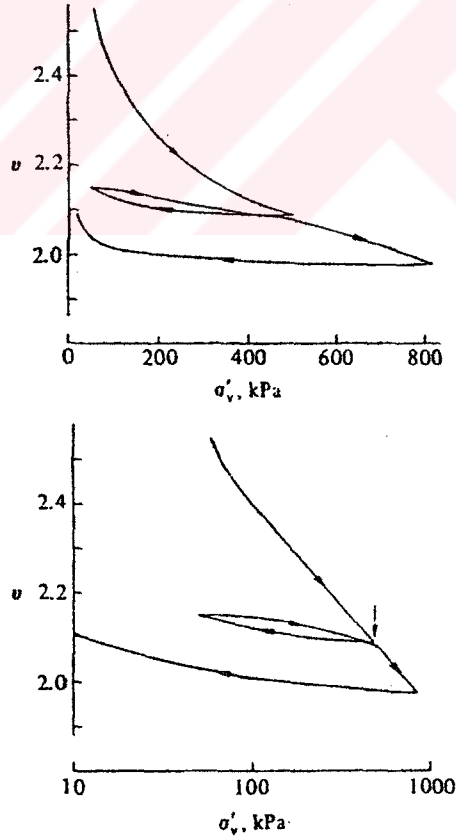
4.4 Zeminlerde Plastisite

Bilindiği gibi göçme zarfı dışında gerilme durumları oluşamaz ve gerilme durumları akma çizgisi altında olursa sadece elastik şekil değiştirmeler meydana gelir, gerilme durumları akma çizgisi üstünde olursa elastik ve plastik şekil değiştirmeler meydana gelir. Buna göre

zeminlerde plastik davranışı tanımlayabilmek için üç temel unsurun tarif edilmesi gerekmektedir. Bunlardan birincisi, malzemenin plastik davranışa başlayıp başlamadığını yani akma gösterip göstermediği durumu bildiren akma fonksiyonu, ikincisi, plastik şekil değiştirmelerden dolayı akma fonksiyonundaki değişiklikleri dikkate alan pekleşme fonksiyonu ve son olarak plastik şekil değiştirmelerin yönünü belirleyen akma kuralıdır. Zeminlerde plastik davranışı tanımlayabilmek için gereken bu üç temel unsuru açıklayalım.

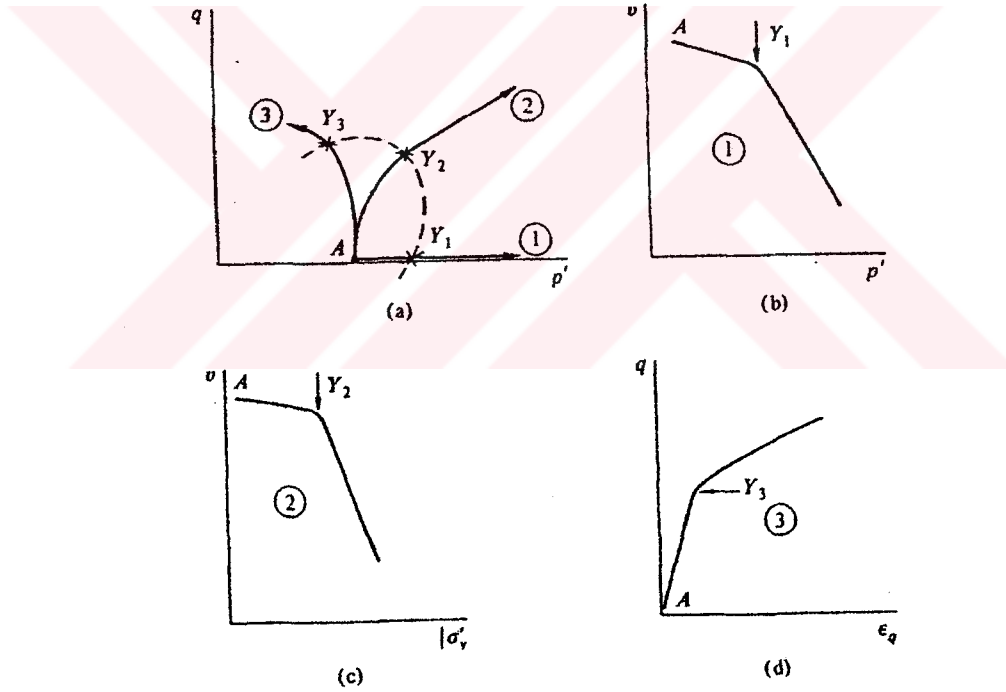
4.4.1 Killerin Akması

Geoteknik mühendisliğinde, zeminlerin tek eksenli sıkışma karakterlerinin saptanması için kullanılan ödometre deneyi tek serbestlik derecelidir. Deney sonuçları Şekil 4.10'da gösterildiği gibi uygulanan efektif gerilmeye karşılık hacim değişimi ile tanımlanırsa deneyden elde edilen ön konsolidasyon basıncı, örneğin rijitliğinin hızlı olarak düştüğü gerilmedir ve bu değer zeminin akma noktası olarak yorumlanır. Ön konsolidasyon basıncından önceki gerilme değerlerinde, ödometre deneyindeki örneğin davranışı rijit ve elastiktir, ön konsolidasyon basıncı σ_{vc}' den sonra genellikle zeminin rijitliği azalır ve $v-\sigma_v'$ eğrisinin eğimi ani bir değişim gösterir.



Şekil 4.10 Ödometre deneyi sonucuna göre killerde akmanın belirlenmesi

Ödometre deneyinde ön konsolidasyon basıncının belirlenmesi zeminlerde akmanın tariflenmesi için çok uygun bir örnek olup benzer şekilde izotropik sıkışma deneylerinden, geleneksel drenajlı veya drenajsız sıkışma deneylerinden de belirlenebilir. Örneğin Şekil 4.11 a' da gösterildiği gibi, aynı yerden alınmış 3 aynı özellikteki (1), (2) ve (3) zemin örnekleri üç eksenli hücrede aynı efektif gerilme durumunda (A noktası) olsun, (1) örneği hücre basıncı artırılarak izotropik olarak sıkışmıştır ve akma noktası Y_1 ' de örneğin rijitliği değişmiştir, Şekil 4.11'de b'de (2) örneği ödometrede tek boyutlu sıkışmaya maruz kalmış ve akma noktası Y_2 ' de yine örneğin rijitliği keskin bir biçimde değişmiştir, Şekil 4.11 de c'de (3) örneği üzerinde boşluk suyu basıncı ölçülerek drenajsız üç eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Deviator gerilme q , üç eksenli kayma şekil değiştirmelerine karşılık çizildiğinde Y_3 ' de örneğin rijitliğinin keskin bir biçimde değiştiği gözlenmiştir Şekil 4.11(d). Bu üç deneyden üç farklı yolla aynı bir zemin numunesinde elastik bölgenin sınırı belirlenerek Şekil 4.11(a) 'da üç deneyden belirlenen bir akma eğrisi çizilmiştir (Wood, 1990).



Şekil 4.11 Aynı yerden alınmış 3 aynı özellikteki (1), (2) ve (3) zemin örnekleri üzerinde uygulanan deneylerden akma gerilmesinin belirlenmesi

Killerde akma olgusu, akan bölgelerdeki gerilme dağılımı üzerinde olduğu kadar zeminin mukavemet ve konsolidasyon özelliklerinde de belirli bir değişime neden olur. Akmanın zemin bünyesinde meydana getirdiği değişiklikler, konsolidasyon katsayısı c_v değerinin azalması, ilave boşluk suyu basıncının hızlı artışı ve boşluk suyu basıncının dağılımındaki yavaşlama ile gözlenebilir. Eksenel simetri veya düzlem deformasyon koşullarında gerek

teorik olarak önerilen, gerekse laboratuvar deneyleri ve arazi ölçümleri sonucunda çeşitli araştırmacılar tarafından verilen akma zarfı şekilleri birbirleriyle uyum içindedir (Crooks ve Graham 1976; Shahanguiam 1981; Watson vd., Yam 1984; Folkes ve Crooks 1985). Son araştırmalara göre akma zarfı eliptiktir, düzlem deformasyon koşullarında K_0 (sükünetteki zemin basıncı katsayısı) çizgisine göre, eksenel simetri koşullarında p' eksenine göre oldukça simetrik. Bir akma zarfının uç noktasını meydana getiren ön konsolidasyon basıncı σ_{vc}' , akma zarfının büyüklüğünü de belirler (Çinicioğlu ve Toğrol, 1985).

4.4.2 Plastik Hacimsel Şekil Değiştirmeler ve Plastik Pekleşme

Bu bölümde, zeminde akma meydana geldikten sonra veya akma gerilmesi aşıldıktan sonraki gerilme değişimleri incelenecektir. Gerilme değişiminden dolayı akma çizgisinin biçiminin aynı kalması ancak pozisyonunun değişmesi olayına plastik pekleşme denir. Şekil 4.12 (a) da birinci akma eğrisi (y_{l1}) üzerindeki K noktası gerilmedeki değişim sonucunda akma eğrisinin dışındaki bir L noktasına taşınmıştır. L noktasındaki gerilme durumu yeni bir akma eğrisi (y_{l2}) üzerinde olmak zorundadır ve tahminler bu yeni akma eğrisine göre yapılmalıdır. K dan L'ye doğru gerilme durumundaki değişimden dolayı toplam hacimde meydana gelen değişim Δv Şekil 4.12 (b) de sıkışma düzleminde verilmiştir. Toplam hacim değişiminin elastik ve plastik bileşenlerinin belirlenmesi gerekmektedir.

$$\Delta v = \Delta v^e + \Delta v^p \quad (4.20)$$

Burada üst indis e ve p elastik ve plastik deformasyonları belirtmektedir.

Şekil 3.18'de $v : p'$ ve $v : \log p'$ düzleminde sıkışma ve boşaltma-tekrar yükleme çizgileri gösterilmiştir. Birinci boşaltma-tekrar yükleme çizgisinin (url 1) denklemi,

$$v = v_{k1} - \kappa \ln p' \quad (4.21)$$

ve ikinci boşaltma-tekrar yükleme çizgisinin (url 2) denklemi ile ifade edilir.

$$v = v_{k2} - \kappa \ln p' \quad (4.22)$$

Buradan hacimde meydana gelen plastik şekil değiştirmeler

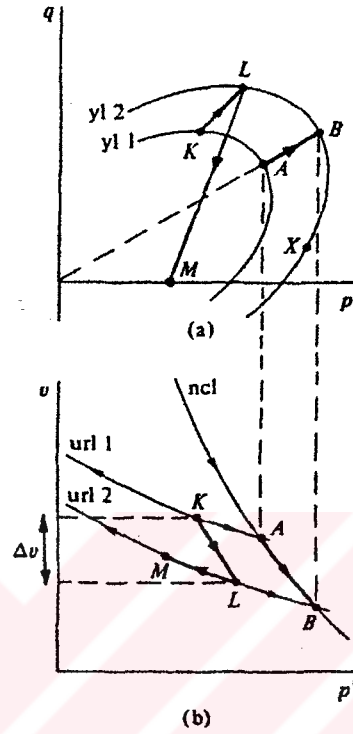
$$\Delta v^p = \Delta v_{\kappa} = v_{k2} - v_{k1} \quad (4.23)$$

şeklinde yazılabilir. Bu denklem biraz daha açılırsa Şekil 4.13 (a)'dan

$$\Delta v^p = -\lambda \ln \left(\frac{p'_{02}}{p'_{01}} \right) + \kappa \ln \left(\frac{p'_{02}}{p'_{01}} \right) \quad (4.24)$$

$$\Delta v^p = -(\lambda - \kappa) \ln \left(\frac{p'_{02}}{p'_{01}} \right) \quad (4.25)$$

eşitliği yazılabilir.



Şekil 4.12 Plastik hacimsel şekil değiştirmelerin belirlenmesi ve plastik pekleşme

(4.24) eşitliği ortalama gerilmenin normal konsolidasyon çizgisi üzerinde A dan B'ye doğru değiştiği zaman hacimde meydana gelen toplam değişimi, (4.25) eşitliği ise ortalama gerilme tekrar azaltıldığı zaman geri gelebilen hacim değişiminin bir parçasını göstermektedir. Limit durumda (4.25) eşitliği aşağıdaki gibi yazılırsa plastik hacimsel şekil değiştirmenin büyüklüğü belirlenebilir.

$$\delta v^p = -(\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_0}{p'_0} \quad (4.26)$$

şekil değiştirmelere göre ifade edilirse,

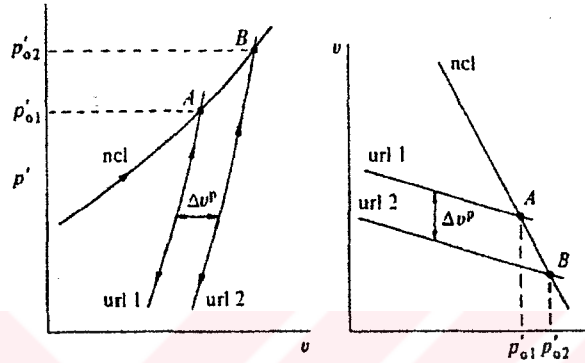
$$\delta \varepsilon_p^p = (\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_0}{v p'_0} \quad (4.27)$$

Elastik hacimsel değişimler ortalama efektif gerilmede (p') meydana gelen değişimlerden, plastik hacimsel değişimler ise belirli bir normal sıkışma gerilmesi (ön konsolidasyon basıncı

aşıldığı zaman ki gerilme) (p_0') tarafından akma çizgisinin boyutu değiştiği zaman meydana gelir. Toplam hacimsel şekil değiştirme artımının elastik ve plastik bileşenleri aşağıdaki eşitliklerde verilmiştir.

$$\delta \varepsilon_p = \delta \varepsilon_p^e + \delta \varepsilon_p^p \quad (4.28)$$

$$\delta \varepsilon_p = \kappa \frac{\delta p'}{vp'} + (\lambda - \kappa) \frac{\delta p_0'}{vp_0'} \quad (4.29)$$

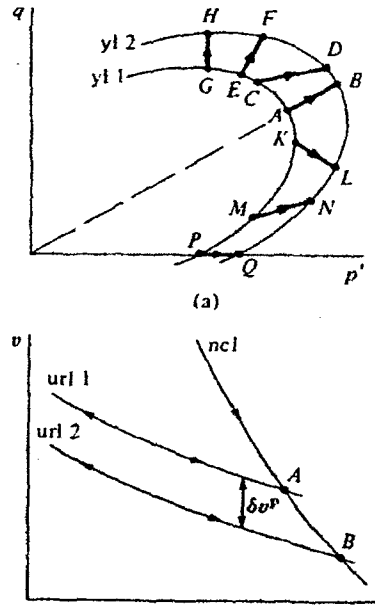


Şekil 4.13 $v : p'$ ve $v : \log p'$ düzleminde sıkışma ve boşaltma-tekrar yükleme çizgileri

4.4.3 Plastik Kayma Şekil Değiştirmeleri

Bir önceki bölümde plastik hacimsel şekil değiştirmelerin akma çizgisinin boyutunun değişmesi ile oluştuğu gösterilmiştir. Şekil 4.14'de akma çizgisi $yl1'$ den akma çizgisi $yl2'$ 'ye genişlemesi ile hacimsel plastik şekil değiştirmeler oluşur ancak bu genişleme AB, CD, EF, GH, KL, MN, veya PQ gerilme izlerinin herhangi biri izlenerek olabilir.

Bu gerilme izlerinde oluşacak elastik hacimsel şekil değiştirmelerin her birinin büyüklüğü farklı olmalıdır zira ortalama efektif gerilmelerdeki (p') değişim farklıdır. Her bir gerilme izinin formu ile iki akma çizgisi arasında bir bağlantı vardır, p_0' deki değişim nedeniyle (akma çizgisinin boyutunu belirleyen) her bir gerilme izi aynıdır, böylece eşitlik (4.29)' dan plastik hacimsel şekil değiştirmenin aynı olacağı anlaşılmaktadır. Plastik şekil değiştirme artımlarının göreceli şiddetleri ile gerilmeler arasında bir bağ kurmak yerine, elastik davranışın tersine gerilme artımları plastik davranış için ayırt edici bir özelliktir. Bu nedenle plastik kayma şekil değiştirmelerinin değeri zeminlerin plastik davranışının tamam olarak tanımlanması sonucunda hesaplanabilecektir.



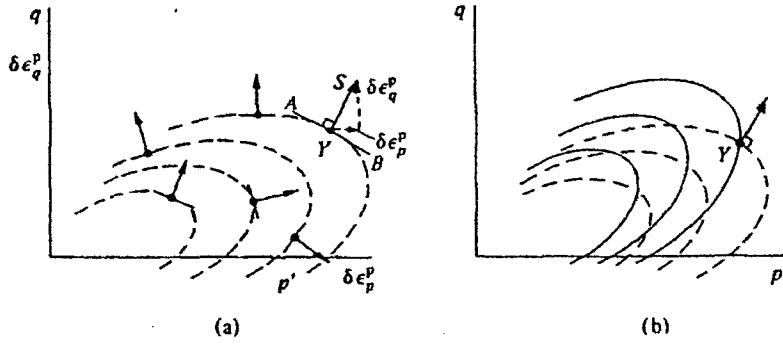
Şekil 4.14 Plastik kayma şekil değiştirmelerin belirlenmesi

4.4.3.1 Plastik Potansiyel

Şekil 4.15'de p' : q düzleminde Y noktasındaki bir gerilme durumunda akma meydana gelir. Akma plastik hacimsel şekil değiştirmeler $\delta\epsilon_p^p$ ve plastik kayma şekil değiştirmelerinin $\delta\epsilon_q^p$ meydana gelmesi ile ilişkilidir. Bu iki şekil değiştirme bileşeninin şiddeti YS vektörü ile gösterilmiştir. Y noktasında plastik şekil değiştirme artım vektörüne AB gibi bir ortogonal çizilebilir. Bir zeminin yüklenme tarihçesindeki birçok gerilme kombinasyonu altında akma meydana gelebilir ve her bir gerilme kombinasyonu için plastik şekil değiştirme artım vektörü ve ortogonal bir çizgi çizilerek bu çizgiler birleştirilirse plastik şekil değiştirme artım vektörüne ortogonal bir eğriler demeti elde edilir. İşte elde edilen bu eğriler plastik potansiyel olarak adlandırılır.

4.4.3.2 Normalite Veya Birleşik Akma

Plastik potansiyeller Şekil 4.15'de p' : q gerilme düzleminde bir eğriler demeti biçimindedir. Akma çizgisi de p' : q gerilme düzleminde bir eğriler demeti biçimindedir. Eğer bir malzeme için akma yüzeyleri ile plastik potansiyel yüzeyleri aynı ise malzeme normalite koşulunu sağlıyor denilir, yani plastik şekil değiştirme artımı vektörünün yönü akma yüzeyinden dışarıya doğru ve diktir.



Şekil 4.15 p': q gerilme düzleminde plastik potansiyel ve akma kuralı

4.5 Genel Elasto-Plastik Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

Elasto-plastik davranış modelinin temelinde şekil değiştirme ve şekil değiştirme artımlarının elastik ve plastik bileşenler olarak ayrılması yatar. Elasto-plastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin tanımlanabilmesi için kullanılacak yapısal bünye modeline göre akma fonksiyonunun, plastik potansiyel fonksiyonunun, akma kuralının ve pekleşme kanununun tanımlanması gerekir. Buna göre genellikle elastik ve plastik şekil değiştirme değişimlerinin artımsal formda belirtilmesi gerekir.

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (4.30)$$

$$\delta \epsilon = \delta \epsilon^e + \delta \epsilon^p \quad (4.31)$$

Gerilme değişimleri ile elastik şekil değiştirme değişimleri arasındaki ilişki Hooke yasası ile açıklanabilir.

$$\{\sigma'\} = [D^e] \{\epsilon^e\} \quad (4.32)$$

Burada, $\{\sigma'\}$ gerilme matrisi, $\{\epsilon^e\}$ elastik şekil değiştirme matrisi, $[D^e]$ E ve ν 'ye bağlı bünye matrisidir.

Bir analizde plastik davranışın meydana gelip gelmediğini belirleyebilmek için gerilme ve şekil değiştirmelerin bir fonksiyonu olarak bir akma fonksiyonu gereklidir. Akma fonksiyonu genellikle asal gerilme uzayında bir yüzey olarak tanımlanır ve model parametreleri ile belirtilir. Akma yüzeyi içinde tanımlanan gerilme durumları için davranış elastiktir. Akma fonksiyonu,

$$f(p', q, p_0') = 0 \quad (4.33)$$

şeklinde ifade edilir. p_0' pekleşme parametresidir ve plastik şekil değiştirme değişimine $\delta \epsilon^p$ bağlıdır. Akma fonksiyonu $p' : q$ düzleminde elastik bölgenin sınırlarını tanımlar ve p_0' akma çizgisi demetinin herhangi bir üyesinin boyutlarını gösterir.

Gerilme durumu akma yüzeyine ulaştınca plastik gerilme artımları plastik potansiyel ile tanımlanır. Zeminlerde plastik potansiyel bir fonksiyonla ifade edilirse,

$$g(p', q, \zeta) = 0 \quad (4.34)$$

ζ parametresi $p' : q$ efektif gerilme durumunda plastik potansiyelin boyutlarını kontrol eder. Çok eksenli gerilme durumunda, her gerilme seviyesinde plastik şekil değiştirmelerin yönünün belirlenmesi gereklidir. Bu durum akma kuralı ile göz önüne alınır. Böylece,

$$\delta \epsilon_p^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial p'} \quad (4.35)$$

$$\delta \epsilon_q^q = \lambda \frac{\partial g}{\partial q} \quad (4.36)$$

λ skaler bir çarpandır. Pekleşme kanununa göre p_0' değişimden dolayı akma çizgisinin boyutlarındaki değişim plastik kayma ve hacimsel değişimlerin her ikisinin değişimi ile ilişkilidir.

$$\delta p_0' = \frac{\partial p_0'}{\partial \epsilon_p^p} \delta \epsilon_p^p + \frac{\partial p_0'}{\partial \epsilon_q^q} \delta \epsilon_q^q \quad (4.37)$$

Akma çizgisinin diferansiyel formu

$$\frac{\partial f}{\partial p'} \delta p' + \frac{\partial f}{\partial q} \delta q + \frac{\partial f}{\partial p_0'} \delta p_0' = 0 \quad (4.38)$$

ile gösterilir.

(4.37) - (4.38) eşitliklerinden skaler çarpan λ belirlenir.

$$\lambda = \frac{-\left(\frac{\partial f}{\partial p'} \delta p' + \frac{\partial f}{\partial q} \delta q\right)}{\frac{\partial f}{\partial p_0'} \left(\frac{\partial p_0'}{\partial \epsilon_p^p} \frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial p_0'}{\partial \epsilon_q^q} \frac{\partial g}{\partial q}\right)} \quad (4.39)$$

λ skaler çarpanı (4.36) ve (4.37) eşitliklerinde yerine yazılırsa genel plastik gerilme-şekil

değiştirme ilişkisi belirlenir.

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{-1}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial p_0'} \left[\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_p^p} \frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_q^p} \frac{\partial g}{\partial q'} \right] \right\}} \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial g}{\partial p'} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial p'} \\ \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial g}{\partial q} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial q} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (4.40)$$

(4.40) eşitliğinde plastik potansiyel ve akma çizgisi çakışırsa ($f=g$) zemin davranışı bileşik akma kuralına uyar ve uygunluk matrisi simetrik olur. Bu durumda belirlenen hacimsel deformasyonlar deneylerde bulunanlara oranla fazla tahmin edilir. Bu nedenle plastik deformasyon artımı vektörünün akma yüzeyi (f) 'ye değil potansiyel yüzey (g)'ye dik olduğu bileşik olmayan akış kuralı uygulanır.

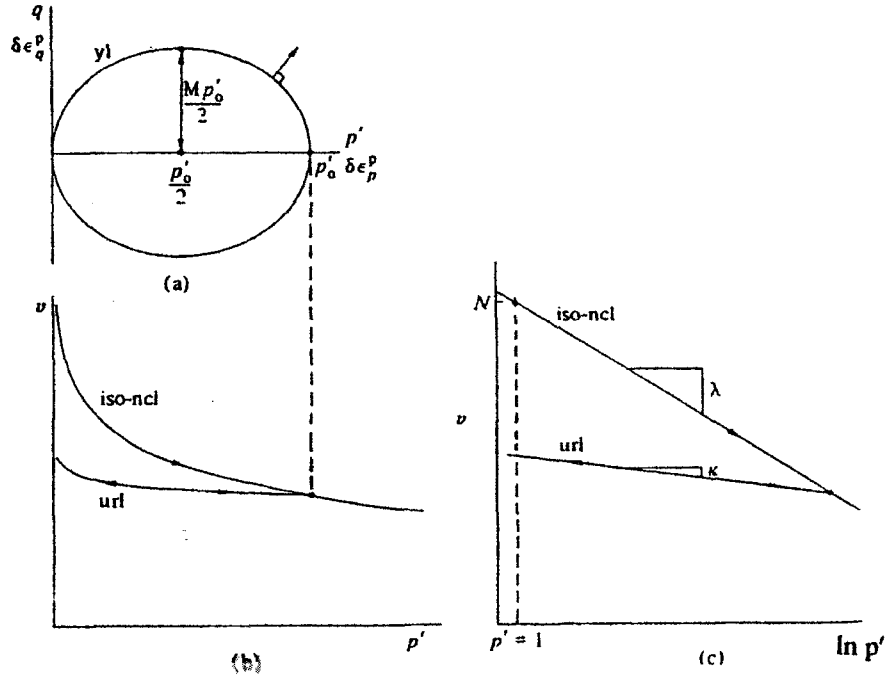
Non-linear analizlerde plastik şekil değiştirmelerden dolayı akma fonksiyonundaki değişiklikleri göz önüne alan bir pekleşme fonksiyonuna gereksinim vardır. Bu fonksiyon malzemenin plastik bölgedeki davranışını tanımlamaktadır yani, yumuşama, pekleşme ve ideal plastik durumları belirler.

Pekleşme, analizlerde iki şekilde göz önüne alınabilir; bunlar sırasıyla izotropik ve kinematik pekleşmedir. İzotropik pekleşmede; akma yüzeyi, gerilme uzayında plastik şekil değiştirmeler gelişirken bir başlangıç akma yüzeyine göre paralel bir şekilde genişlemektedir, yani akma yüzeyinin biçimi aynı kalırken, gerilme değişiminden dolayı sadece pozisyonu değişmektedir. Yumuşak zemin davranışını tanımlamak için geliştirilen Cam-clay modeli, başlık modeli izotropik pekleşmeli modellerdir. Kinematik pekleşmede ise; akma yüzeyinin sabit boyutlarda olduğu kabul edilmekte fakat gelişen akma ile birlikte bu yüzey gerilme uzayında farklı boyutlara taşınmaktadır (Wood, 1990).

4.6 Cam-Clay Yapısal Bünye Modeli

Orjinal Cam-clay olarak bilinen birinci model Shofield ve Wroth (1968) tarafından, ikinci model Modifiye Cam-clay olarak Roscoe ve Burland (1968) tarafından tanımlanmıştır. Cam-clay modeli normal konsolide ve hafif aşırı konsolide zeminler için geliştirilmiştir.

Cam-clay ve modifiye Cam-clay modelleri arasındaki fark akma yüzeylerinin farklı tanımlanmasındandır. Orjinal Cam-clay modelinde akma yüzeyi logaritmik spiral iken modifiye Cam-clay modelinde akma yüzeyi eliptiktir. Böylece zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı elastisite, plastisite, kritik durum, akma sınırı ve normalite teorilerinin yardımıyla matematiksel bir modelle ifade edilebilmektedir.



Şekil 4.16 Modifiye Cam-Clay bünye modelinde akma çizgisinin formu

Şekil 4.16 'da görüldüğü gibi Modifiye Cam-clay bünye modelinde akma çizgisinin formu elips şeklindedir ve $p' : q$ düzleminde elips p' eksenini üzerinde ortalanmıştır. Elipsin denklemi yazılırsa,

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{M^2}{M^2 + \eta'^2} \quad (4.41)$$

burada $\eta' = q/p'$ dir. Bu denklemin boyutları p'_0 tarafından kontrol edilen, orijinden geçen, biçimleri $p' : q$ düzleminde kritik durum çizgisinin eğimi M tarafından kontrol edilen bir elips grubunu tanımlar. Zemin aktığı zaman (4.41) eşitliğinin diferansiyel formu boyunca akma çizgisinin pozisyonundaki değişim efektif gerilme p' ve $q = \eta'p'$ deki değişimle bağlantılıdır. Böylece (4.41) eşitliği aşağıdaki biçimde yazılabilir ve bu eşitlik akma fonksiyonunu verir.

$$f = q^2 - M^2 [p'(p'_0 - p')] = 0 \quad (4.42)$$

Zemin normalite koşulunu sağlarsa plastik potansiyel fonksiyonu ile akma fonksiyonu aynıdır ($f=g$) ve plastik şekil değiştirme artım vektörü $\delta \epsilon_p^p$; $\delta \epsilon_q^p$ akma çizgisinin normalinden dışarıya doğrudur. Böylece plastik deformasyonlar oluşurken,

$$\frac{\delta \epsilon_p^p}{\delta \epsilon_q^p} = \frac{\partial g / \partial p'}{\partial g / \partial q} = \frac{M^2 (2p' - p'_0)}{2q} = \frac{M^2 - \eta'^2}{2\eta'} \quad (4.43)$$

yazılabilir. Akma çizgisinin aynı biçimde genişlediği kabul edilirse ve biçimi p'_0 tarafından

kontrol edildiğinde buna izotropik pekleşme adı verilir. Özgül hacim ile ortalama efektif gerilmenin logaritmik değişimi arasında $v = N - \lambda \ln p_0'$ ilişkisi yazılıp, plastik hacimsel şekil değiştirmeler,

$$\delta \varepsilon_p^p = [(\lambda - \kappa) / v] \delta p_0' / p_0' \quad (4.44)$$

şeklinde ifade edilir. Pekleşme ilişkisi de,

$$\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_p^p} = \frac{vp_0'}{\lambda - \kappa} \text{ ve } \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_q^p} = 0 \quad (4.45)$$

şeklinde yazılır. Böylece elastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi matris formunda ve plastik gerilme şekil değiştirme ilişkisi de matris formunda aşağıdaki eşitlikle ifade edilir.

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{vp'(M^2 + \eta'^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta'^2 & 2\eta' \\ 2\eta' & 4\eta'^2 / M^2 - \eta'^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (4.46)$$

5.YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİN DAVRANIŞININ NÜMERİK ANALİZİ

Geoteknik mühendisliğinde yapılan çalışmalarda problemlerin çözümü için aynı anda bir çok karakteristik özelliğin bir arada bulunması gereklidir. Bu yüzden karşılaşılan uygulamalarda zeminin sürekli bir ortam olarak düşünülerek çeşitli etkenler karşısında davranışı (yükleme, konsolidasyon vb.) fiziksel bir temele dayanan teoriler ile ele alınmıştır. Terzaghi (1943), geliştirdiği konsolidasyon teorisi ile geoteknik mühendisliğinde bu tür çalışmalara ilk örnek olarak ortaya çıkmıştır. Geliştirilen bu teoriler genelde matematiksel olarak diferansiyel denklemlerden meydana geldiğinden kapalı çözümlere ulaşmak için bir takım basit kabuller yapmak gerekmektedir. Nümerik analiz yöntemlerinin gelişmesi ve bir çok özelliği aynı anda gözönüne alabilmesi bilgisayarların gelişmesine bağlı olmuştur.

5.1 Büyük Şekil Değiştirme Konsolidasyonu İçin Nonlinear Model:CS2

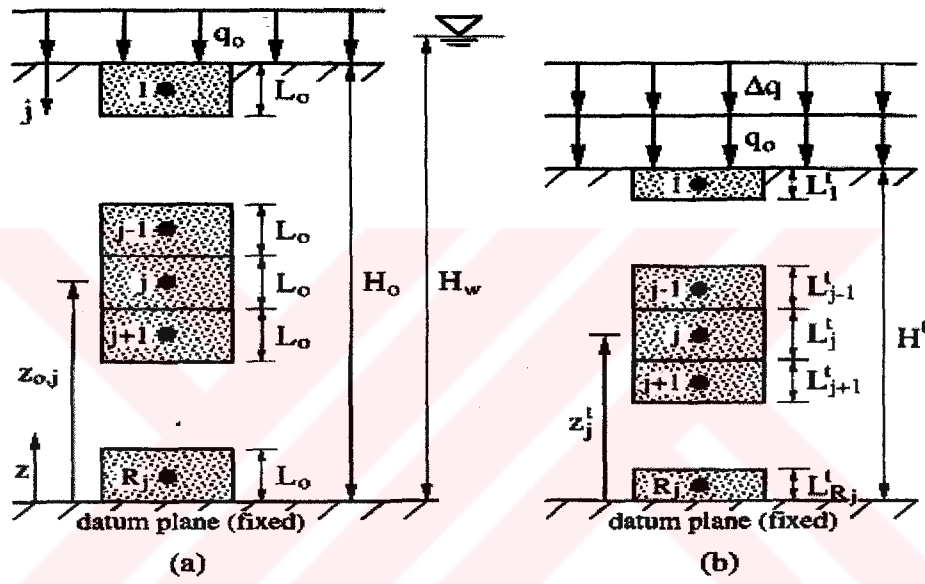
Tek boyutlu büyük şekil değiştirme konsolidasyonunu fiziksel olarak en iyi modelleyen Gibson vd. (1967) tarafından geliştirilen matematiksel ifadede bulunduğu halde, Townsend ve McVay (1990), adımsal lineer modellerin (piecewise-linear), başlangıç koşulları, sınır koşulları ve zemin heterojenliği dikkate alındığında daha uygun sonuçlar verdiğini ileri sürmüşlerdir. Adımsal lineer (Piecewise-Linear) yaklaşımda, problemin geometrisi, malzeme özellikleri, sıvı akışı ve efektif gerilme ile ilgili olan tüm değişkenler sabit Eulerian koordinat sistemine göre her zaman adımından sonra güncelleştirilmektedir. Olson ve Ladd (1979), tarafından Crank-Nicholson yönteminin kullanıldığı bir model geliştirilmiş ve Yong vd. (1983) tarafından geliştirilen kesin sonlu fark yöntemini (Explicit Finite Difference) kullanmıştır. Adımsal lineer modellerde işlem sayısı, malzeme koordinatlarını kullanan modellere (Lagrangian koordinat sistemi) nazaran daha fazladır. Adımsal lineer yöntemde belirlenmiş ikinci sınırlama, küçük artımsal hataların birikerek sonucu ırsamasıdır. Bununla beraber,Yong ve Ludwing (1984), adımsal olarak yerleştirilen bir çamur tabakasının kendi ağırlığı altında konsolidasyonu için adımsal lineer çözümlerinin Gibson vd.(1967), tarafından verilen çözüme eşit olduğunu göstermiştir.

Fox ve Berles (1997) tarafından önerilen CS2 modeli, tek boyutlu büyük şekil değiştirme konsolidasyonu için Terzaghi konsolidasyon denklemini malzeme bünye davranışını adımsal lineer olarak dikkate alarak sonlu farklar yöntemi ile çözüm yöntemidir. Modelde geleneksel Terzaghi teorisi için hesaplanan düzeltme faktörleri, geçen zamanın hesaplanan değerleri üzerinde düşey şekil değiştirmenin etkisi ve konsolidasyon sırasında maksimum artık boşluk suyu basıncı dikkate alınarak hesaplamaktadır. Farklı veri noktaları ile tanımlanan bu

modelde, yapısal ilişkiler Eulerian koordinat sistemi kullanılarak geliştirilmiştir. Fox ve Berles (1997) tarafından küçük şekil değiştirme, büyük şekil değiştirme, kendi ağırlığı altında oturma davranışı ve nonlinear yapı ilişkilerini de içine alan dört ayrı problemin çözümü yapılarak diğer analitik ve nümerik çözümlerle karşılaştırılmış ve sonuçların oldukça tatmin edici olduğu görülmüştür.

5.1.1 Model Tanımı

CS2 modelde yük uygulanmadan önce sıkışabilir tabakanın geometrisi Şekil 5.1'de gösterildiği gibi modellenmektedir.



Şekil 5.1 CS2 için geometri: (a) başlangıç konfigürasyonu ($t < 0$) ve (b) düşey efektif gerilmenin artım ($t \geq 0$) uygulamasından sonra konfigürasyon

CS2 modele göre sonsuz yanal uzunluğu ve başlangıç H_0 yüksekliğine sahip doygun homojen bir zemin tabakası, katı daneler ve boşluk suyu sıkıştırılamaz olduğunda iki fazlı bir malzeme gibi davranmaktadır. Düşey Eulerian koordinatı z , tabakanın altıyla sabit bir başlangıç yüzeyinden yukarı doğru pozitif olarak tanımlanmaktadır. Eleman koordinatı j , alt sınır orijininin yukarıya doğrudur. Tabaka, başlangıç yüksekliği L_0 olan birim uzunlukta R_j adet elemana bölünür. Bu elemanların başlangıç yüksekliğine yerleşen merkez düğüm noktasının koordinatı $z_{0,j}$ olarak tanımlanır. Tabaka içinde başlangıç boşluk oranları $e_{a,j}$ olup, ortamın efektif jeolojik gerilme q_0 ve zeminin kendi ağırlığı ile dengede olabileceği varsayılmaktadır. Tabakanın alt ve üst sınırları drenajlı ve geçirimsiz olarak belirlenebilmektedir. Drenaj sınırları, sabit bir H_w yüksekliğinde yeraltı su seviyesine hidrolik olarak birleştirilir. $t=0$ 'da ani bir düşey efektif gerilme artımı Δq , sıkışabilir tabakaya uygulanır. Çözümler sırasında

hem q_0 hem de Δq sabittir ve üstteki sınırla birlikte hareket eder. Daha sonra bir t zamanında Şekil 5.1a'da, tabakanın yüksekliği H^t ve j th elemanın yüksekliği L_j^t olur. Dügümler düşey olarak hareket etmekte ve konsolidasyon işlemi boyunca ayrı ayrı elemanların merkezinde kalmaktadır. Dügüm özellikleri z_j^t , hareketsiz başlangıç noktasına göre ele alınmakta ve her zaman adımında güncellenmektedir. CS2'de, hesap zaman aralığı τ , aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır.

$$\tau = k_{q_0} t \quad (5.1)$$

Burada, k_{q_0} , e_{q_0} da düşey permeabilite; q_0 , düşey efektif gerilme e' de boşluk oranıdır.

5.1.2 Malzeme Bünye Bağlılıları

Sıkışabilir tabaka için malzeme davranışı CS2'de Şekil 5.2' de gösterilen efektif düşey gerilme-boşluk oranı ve Şekil 5.3'de gösterilen boşluk oranı-permeabilite değişimi ile modellenmektedir. Bu işlem farklı boşluk oranı değerlerine karşı gelen efektif düşey gerilme ile permeabilite değerleri verilerek yapılmaktadır.

Toplam gerilme, efektif gerilme, ve boşluk basıncı: Her bir düğümden düşey toplam gerilme sıkışabilir tabakanın kendi ağırlığı ve uygulanan jeolojik gerilmeden hesaplanmaktadır. $\tau \geq 0$ için j , $\sigma_j^{*\tau}$ düğümünde toplam gerilme

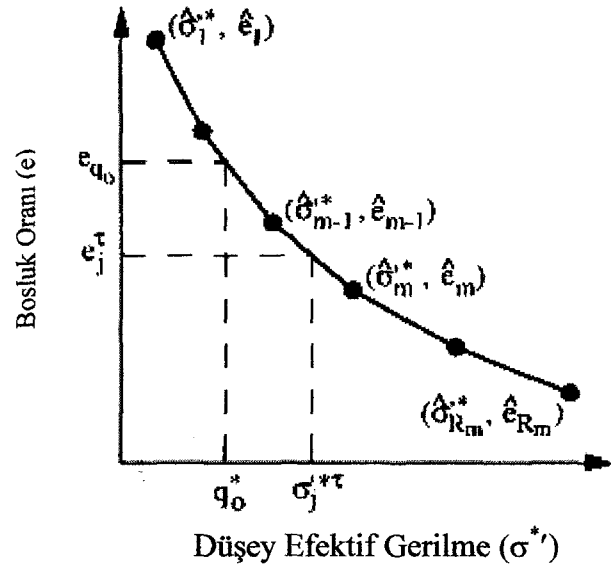
$$\sigma_j^{*\tau} = \frac{\sigma_j^\tau}{H_0 \gamma_w} = H_w^* - H^{*\tau} + q_0^* + \Delta q^* + \frac{L_j^{*\tau}}{2} + \sum_{i=1}^{j-1} L_i^{*\tau} \gamma_i^{*\tau} \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.2)$$

Burada, $\gamma_j^{*\tau}$, j elemanın doygün birim hacim ağırlığıdır ve e_j^τ , boşluk oranı yerini tutar.

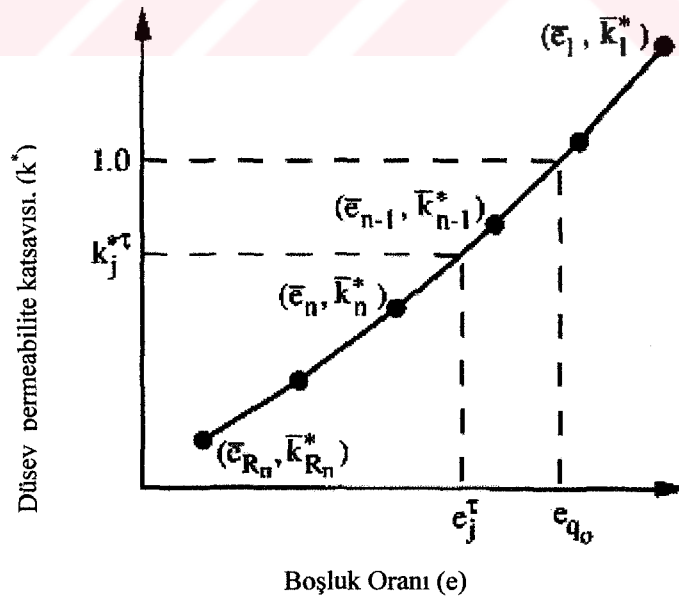
CS2'de katıların özgül yoğunluğu G_s , sıkışabilir tabaka için sabittir ve e_j^τ , verilen zaman artımı üzerinden herbir eleman üzerinde sabittir.

$$\gamma_j^{*\tau} = \frac{\gamma_j^\tau}{\gamma_w} = \frac{G_s + e_j^\tau}{1 + e_j^\tau}, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.3)$$

j , $\sigma_j^{*\tau}$ düğümünde düşey efektif gerilme, e_j^τ den hesaplanmaktadır ve sıkışabilirlik eğrisi aşağıda verildiği gibidir.



Şekil 5.2 Zemin bünye ilişkileri: sıkışabilirlik



Şekil 5.3 Zemin bünye ilişkileri:permeabilite

$$\sigma_j^{*\tau} = \frac{\sigma_j^{\tau}}{H_0 \gamma_w} = \sigma_{m-1}^* + \frac{e_{m-1} - e_j^{\tau}}{a_{v,j}^{*\tau}}, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.4)$$

Burada, $a_{v,j}^{*\tau}$, sıkışabilirlik katsayısıdır ve

$$a_{v,j}^{*\tau} = -\frac{\hat{e}_m - \hat{e}_{m-1}}{\hat{\sigma}_m^* - \hat{\sigma}_{m-1}^*}, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.5)$$

$(\hat{\sigma}_{m-1}^*, \hat{e}_{m-1})$ ve $(\hat{\sigma}_m^*, \hat{e}_m)$ noktaları $\hat{e}_m \leq e_j^{\tau} \leq \hat{e}_{m-1}$ aralığında sıkışabilirlik eğrisinin lineer parçasını tanımlar (Şekil 5.2).

j , $u_j^{*\tau}$ düğümü için boşluk suyu basıncı, toplam ve efektif gerilme arasındaki farktır,

$$u_j^{*\tau} = \frac{u_j^{\tau}}{H_0 \gamma_w} = \sigma_j^{*\tau} - \sigma_j^{*\tau}, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.6)$$

ve aşırı boşluk suyu basıncı yerine aşağıdaki eşitlik yazılır.

$$u_{ex,j}^{*\tau} = \frac{u_{ex,j}^{\tau}}{H_0 \gamma_w} = u_j^{*\tau} + z_j^{*\tau} - H_w^*, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.7)$$

Permeabilite (5.4) eşitliğine benzer olarak, j , $k_j^{*\tau}$ elemanı için düşey permeabilite aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$k_j^{*\tau} = \frac{k_j^{\tau}}{k_{q_0}} = k_{n-1}^* + \frac{k_n^* - k_{n-1}^*}{e_n - e_{n-1}} (e_j^{\tau} - e_{n-1}), \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.8)$$

(e_{n-1}, k_{n-1}^*) ve (e_n, k_n^*) noktaları $e_n \leq e_j^{\tau} \leq e_{n-1}$ aralığında permeabilite eğrisinin lineer parçasını tanımlar (Şekil 5.2). Bitişik elemanların permeabilitesi genellikle eşit olmayacağı için eşit permeabilite serileri eleman içinde sıvı akışını hesaplamak için kullanılır.

τ zamanında eşit permeabilite serileri $k_{s,j}^{*\tau}$, j düğümü ve $(j-1)$ düğümü arasında bulunur.

$$k_{s,j}^{*\tau} = \frac{k_{j-1}^{*\tau} k_j^{*\tau} (L_{j-1}^{*\tau} + L_j^{*\tau})}{L_{j-1}^{*\tau} k_j^{*\tau} + L_j^{*\tau}}, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.9)$$

Kütle ve momentumun korunumu: için her eleman içinde bulunan katıların ağırlığı

konsolidasyon işlemi boyunca değişmez değerdedir . Böylece, katı daneleri bir elemandan bir sonrakine geçemez ve düğümler gibi eleman ara yüzeylerinin zemin iskeleti içinde gömüleceği düşünülebilir. Her bir elemanın üst ve alt sınırlarına karşı sıvı hızının düşünülmesi kütle denge hesabı için yeterlidir.

Atalet kuvvetleri ihmal edilerek, katı aşamada ayrıca hareket halinde poroz bir ortam içinde bulunan sıvı akışı Darcy- Gersevanov (1934) yasası ile ifade edilir.

$$n(\theta_p - \theta_s) = -ki \quad (5.10)$$

Burada, n, porozite; θ_p sıvının sızıntı hızı; θ_s katıların hızı; k, permeabilite; i, hidrolik eğim dir. Hem θ_p hem θ_s tabakanın temelinde hareketsiz düzleme göre mutlak hızlardır. İlgili hareketin prensibi aşağıdaki gibi yazılır.

$$\theta_p = \theta_g + \theta_s = \frac{v_{rf}}{n} + \theta_s \quad (5.11)$$

θ_g ve v_{rf} katı aşamaya göre sırası ile nispi sızıntı hızı ve boşluk suyunun nispi deşarj hızıdır. (3.22) eşitliği (3.23) eşitliği yerine konularak nispi deşarj hızı yazılır.

$$v_{rf} = -ki \quad (5.12)$$

CS2'de göreceli deşarj hızı (yukarı doğru pozitif) $v_{rf,j}^{*\tau}$, j ve j-1 düğümleri arasında aşağıdaki gibi ifade edilmektedir (Şekil 5.4).

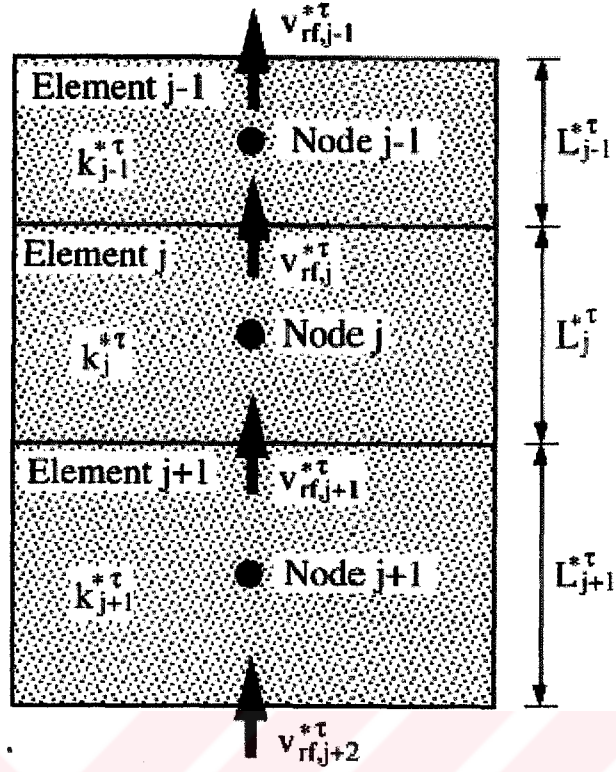
$$v_{rf,j}^{*\tau} = \frac{v_{rf,j}^{\tau}}{k_{q_0}} = -k_{s,j}^{*\tau} i_j^{\tau}, \quad j=2,3,\dots,R_j \quad (5.13)$$

$$i_j^{\tau} = \frac{h_{j-1}^{*\tau} - h_j^{*\tau}}{z_{j-1}^{*\tau} - z_j^{*\tau}}, \quad j=2,3,\dots,R_j, \quad (5.14)$$

ve j, $h_j^{*\tau}$ düğümü için ,

$$h_j^{*\tau} = \frac{h_j^{\tau}}{H_0} = z_j^{*\tau} + u_j^{*\tau}, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.15)$$

olarak tariflenmektedir.



Şekil 5.4 Bitişik elemanlar arasındaki sıvı akışı

Aşağıdaki ek eşitlikler tabakanın alt ve üst sınırlarında gereklidir.

$$i_1^\tau = \frac{H_w^* - h_1^{*\tau}}{H^{*\tau} - z_1^{*\tau}} \quad \text{üst sınırdaki hidrolik eğim (drenajlı)} \quad (5.16)$$

$$i_1^\tau = 0 \quad \text{üst sınırdaki hidrolik eğim (drenajsız)} \quad (5.17)$$

$$i_b^\tau = \frac{h_{R_j} - H_w^*}{z_{R_j}^{*\tau}} \quad \text{alt sınırdaki hidrolik eğim (drenajlı)} \quad (5.18)$$

$$i_b^\tau = 0 \quad \text{alt sınırdaki hidrolik eğim (drenajsız)} \quad (5.19)$$

$$v_{rf,1}^{*\tau} = -k_1^{*\tau} i_1^\tau \quad \text{üst sınırdaki nispi deşarj hızı} \quad (5.20)$$

$$v_{rf,b}^{*\tau} = -k_{R_j}^{*\tau} i_b^\tau \quad \text{alt sınırdaki nispi deşarj hızı} \quad (5.21)$$

İntegrasyon yöntemi kullanılarak, $\tau + \Delta\tau$ zamanında j elemanın yüksekliği,

Burada $\Delta\tau$ zaman artımıdır. Tabakanın altında R_j elemanı yerini kullanan eşitlik aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$L_{R_j}^{*\tau+\Delta\tau} = L_{R_j}^{*\tau} - \left(v_{rf,R_j}^{*\tau} - v_{rf,b}^{*\tau} \right) \Delta\tau \quad (5.22)$$

$\tau + \Delta\tau$ zamanda her bir j elemanı için yeni boşluk oranı ,

$$e_j^{\tau+\Delta\tau} = \frac{L_j^{*\tau+\Delta\tau} (1 + e_{0,j})}{L_0^*} - 1, j=1,2,...,R_j \quad (5.23)$$

ve katıların ağırlığı yerine tutan $W_{s,j}^{*\tau+\Delta\tau}$,

$$W_{s,j}^{*\tau+\Delta\tau} = \frac{W_{s,j}^{\tau+\Delta\tau}}{H_0 \gamma_w} = \frac{G_s}{1 + e_{0,j}} L_j^{*\tau+\Delta\tau}, j=1,2,...,R_j \quad (5.24)$$

(3.36) ve (3.37) eşitlikleri birleştirilerek,

$$W_{s,j}^{*\tau+\Delta\tau} = \frac{G_s}{1 + e_{0,j}} L_0^j, j=1,2,...,R_j \quad (5.25)$$

j elemanı için katıların başlangıç ağırlığına eşit hale gelir. Böylece, katı kütle konsolidasyon işlemi boyunca her bir eleman için değişmez.

Her bir zaman adımında, sıkışabilir tabakanın yüksekliği, oturma ve ortalama konsolidasyon derecesi sırasıyla aşağıdaki eşitliklerle verilir.

$$H^{*\tau} = \sum_{j=1}^{R_j} L_j^{*\tau} \quad (5.26)$$

$$S^{*\tau} = \frac{S^\tau}{H_0} = 1 - H^{*\tau} \quad (5.27)$$

$$U_{avg}^\tau = \frac{S^{*\tau}}{S^*} \quad (5.28)$$

Burada, S^τ , τ zamanında oturma; S^* , sıkışabilir tabakanın nihai şekil değiştirmesidir ($= S/H_0$) ve S , konsolidasyon sonunda toplam oturma. Yerel konsolidasyon derecesi

boşluk oranı, $U_{e,j}^\tau$, ve aşırı boşluk basıncı, $U_{u,j}^\tau$ ye göre tanımlanmaktadır.

$$U_{e,j}^\tau = \frac{e_{0,j} - e_j^\tau}{e_{0,j} - e_{f,j}}, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.29)$$

$$U_{u,j}^\tau = 1 - \frac{u_{ex,j}^{*\tau}}{\Delta q^*}, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.30)$$

Burada, $e_{f,j}$ konsolidasyon sonunda j elemanı için nihai boşluk orandır

Zaman artırımını her bir zaman adımında hesaplamak için iki kriter kullanılmıştır. Birinci kriter, Terzaghi konsolidasyon eşitliğinin sonlu fark çözümü aşağıdaki gibi uyarlanır.

$$\Delta t = \frac{\alpha (\Delta z)^2}{c_v} \quad (5.31)$$

Burada, $\alpha \leq 0.5$ bir sabittir; c_v , konsolidasyon katsayısıdır ve Δz , düşey düğüm aralığıdır. CS2'de j elemanı için konsolidasyon katsayısı, $c_{v,j}^{*\tau}$ aşağıda ifade edildiği gibi tanımlanmaktadır.

$$c_{v,j}^{*\tau} = \frac{c_{v,j}^\tau}{k_{q_0}} = \frac{k_j^{*\tau} (1 + e_j^\tau)}{a_{v,j}^{*\tau}}, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.32)$$

(5.31) ve (5.32) eşitlikleri birleştirilerek ve j zaman artımı elemanı için $L_j^{*\tau} H_0$ olarak Δz ye yaklaştırılarak,

$$\Delta \tau_j = \frac{k_{q_0} \Delta t}{H_0} = \frac{\alpha a_{v,j}^{*\tau} (L_j^{*\tau})^2}{k_j^{*\tau} (1 + e_j^\tau)}, \quad j=1,2,\dots,R_j \quad (5.33)$$

elde edilmektedir.

Nümerik çalışmaların, $\alpha \approx 0.4$ için en doğru ve $\alpha < 0.5$ için en sabit olduğunu göstermesine rağmen, Δq^* eşitliğine bağlı olarak, (3.46) eşitliği kullanılarak hesaplanan zaman artımlarının, drenaj sınırları yanında yüksek başlangıç deşarj hızına uygun olarak çözmenin sonucu aşırı büyük yapabildiği belirlenmiştir. Bu nedenle, ikinci bir zaman artımı kriterinin, konsolidasyonun ilk aşamaları sırasında modelin doğruluğunu arttırmak için kullanılabileceği vurgulanmıştır:

$$\Delta\tau_j = \left| \frac{0.01L_0^*(e_{0,j} - e_{f,j})}{(1 + e_{0,j})(v_{rf,j}^* - v_{rf,j+1}^*)} \right|, j=1,2,\dots,R_j-1 \quad (5.34)$$

$$\Delta\tau_{R_j} = \left| \frac{0.01L_0^*(e_{0,R_j} - e_{f,R_j})}{(1 + e_{0,R_j})(v_{rf,R_j}^* - v_{rf,b}^*)} \right| \quad (5.35)$$

Sonuç olarak bu tez çalışmasında deney verilerini analiz etmede kullanılan CS2 modeli, büyük deformasyonların, kendi ağırlığı altındaki davranış, sıvı ve zeminin birbirine göre relatif hızlarının, konsolidasyon süresince değişen hidrolik geçirgenlik ve sıkışabilirliğin hesaplarda göz önüne alındığı bir konsolidasyon modelidir. Geleneksel Terzaghi konsolidasyon teorisinde kullanılan Euler koordinat sistemi kullanılmaktadır.

5.2 Gerilme-Şekil Değiştirme-Konsolidasyon Davranışının Nümerik Analizi: Plaxis Programı

PLAXIS programı geoteknik mühendisliği problemlerinin nümerik analizi için geliştirilmiş bir sonlu elemanlar programıdır. Program, analizlerde gerilme artışları ve ani oturmaların hesaplanmasında elasto-plastik davranışı, konsolidasyon oturmalarının hesaplanmasında ise gerilme artışları sonucu oluşan boşluk suyu basınçlarının sönmülmesini modelleyebilen Biot konsolidasyon teorisini esas almaktadır. Bundan dolayı zemin ortamı iki fazlı (katı ve sıvı), olarak göz önüne alınmakta ve drenajlı veya drenajsız çözümler yapılması olanaklı olmaktadır (Plaxis Manual 7,1997)

5.2.1 Plaxis’de Birleşik Gerilme-Şekil Değiştirme-Konsolidasyon (Coupled) Analizi

Zeminler ile geleneksel mühendislik malzemelerinin davranış mekanizması arasındaki en önemli fark zeminlerin üç fazlı (katı daneler-boşluk suyu-boşluklardaki gaz) bir malzeme olmasından kaynaklanmaktadır. Bu üç fazın farklı davranmasından dolayı, zemin davranışının modellenmesi oldukça karmaşıktır. Eğer zemin tamamen suya doygunsa, efektif gerilmelere göre yapılan analizler oldukça iyi sonuçlar vermektedir. Suyu doygun kohezyonlu zeminler drenajsız koşullarda dolgu yükü ile yüklendiklerinde meydana gelen gerilme artışı başlangıçta zemin daneleri arasındaki su tarafından taşınmakta, oluşan boşluk suyu basıncı zamanla sönmülenererek uygulanan ilave gerilmeler zemin daneleri tarafından taşınmaktadır. Boşluklardaki suyun sönmülmesi Darcy Yasası’na uymakta ve danelerin deformasyonu efektif gerilmeler tarafından kontrol edilmektedir (Nystrom, 1984). Tek boyutlu davranış için efektif gerilme formülasyonu (Terzaghi, 1943) tarafından incelenmiş, daha sonra Terzaghi’nin teorisi (Biot, 1956) tarafından üç boyutlu durum için genişletilmiştir.

Jeolojik ortamın sınır koşullarının ve ortamın davranışının karmaşık olması (elasto-plastik malzeme davranışı) ve bu davranışın zamana bağlı olarak değişmesi (konsolidasyon) nedeniyle, temel zeminin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı birlikte analiz edilmelidir. Bu analizlerde yük artışından dolayı oluşan gerilmeler altındaki elastik ve plastik şekil değiştirmeler hesaplanabilmekte, ayrıca gerilmelerdeki zamana bağlı değişim sonucu meydana gelen konsolidasyon oturmaları hesaplanabilmektedir. Diğer bir değişle, başlangıçtaki drenajsız şartlar ile zamana bağlı olarak değişen gerilme durumu (fazla boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ve efektif gerilmedeki artış) drenajlı koşullarda birlikte analiz edilebilmektedir (Plaxis Manual 7, 1997)

Bu ana başlık altında nümerik analizlerde kullanılan yöntem ve eşitlikler açıklanmaktadır.

5.2.2 Gerilme ve Şekil Değiştirme Bileşenlerinin Tanımlanması

Malzeme modelleri gerilme ve şekil değiştirmeler arasındaki ilişkileri tanımlayan matematiksel denklemlerdir ve genellikle bu ilişkilerde gerilme şekil değiştirmeler artımsal formda ifade edilir. Plaxis'de de bütün malzeme modelleri efektif gerilme değişim hızı $[\dot{\sigma}]$ ve şekil değiştirme hızı $[\dot{\epsilon}]$ şeklinde belirtilmiştir. Gerilme ve şekil değiştirme hızı tensörü altı kartezyen gerilme ve şekil değiştirme bileşenini içermektedir. Düzlem şekil değiştirme ve eksenel simetri durumlarında sadece dört bileşen, gereklidir, çünkü $\gamma_{yz}, \gamma_{zx}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ sıfırdır. Pozitif gerilme bileşenleri çekme gerilmelerini, negatif gerilme bileşenleri basınç gerilmelerini temsil etmekte, şekil değiştirmeler yer değiştirme bileşenleri u_x ve u_y ' nin kısmi türevi alınarak belirlenmektedir. Buna göre,

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad \epsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y} \quad (5.36)$$

$$\epsilon_{zz} = 0 \quad (\text{düzlem şekil değiştirme}) \quad (5.37)$$

$$\epsilon_{zz} = \frac{1}{r} u_r \quad (\text{eksenel simetri, } r=\text{yarıçap}) \quad (5.38)$$

Kartezyen gerilmelerden belirlenen asal gerilmeler,

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) + \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + \tau_{xy}^2} \quad (5.39)$$

$$\sigma_2 = \sigma'_{zz} \quad (5.40)$$

$$\sigma'_3 = \frac{1}{2}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy}) + \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + \tau_{xy}^2} \quad (5.41)$$

Gerilme invariantları, aşağıdaki biçimde ifade edilmiştir.

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (5.42)$$

$$q = \sqrt{\left[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2\right]} \quad (5.43)$$

p' izotropik gerilme veya ortalama gerilme, q eşdeğer kayma gerilmesidir. Sıkışma (basınç) durumunda p' nün işareti diğer gerilme ölçümlerinin tersine pozitiftir. Üç eksenli gerilme durumunda $q = |\sigma'_1 - \sigma'_3|$ şeklinde belirtilir (Plaxis Manual 7, 1997).

5.2.3 Gerilme-Şekil Değiştirme Analizi

Plaxis programı ile efektif parametrelerle drenajsız analiz yapabilmek olanağı vardır. Gerilme şekil değiştirme analizlerinde drenajsız durum göz önüne alındığından, malzeme parametreleri (deformasyon modülü, kayma modülü, Poisson oranı, kohezyon ve içsel sürtünme açısı) efektif gerilmeler cinsinden gözönüne alınmaktadır. Bu durum ortamın (zemin) iki fazlı yani sıvı (su) ve katı (dane) malzemeden meydana gelmesinden kaynaklanmaktadır. Buna göre ortamdaki toplam gerilmeler σ , efektif gerilmeler σ' ve boşluk suyu basıncı u cinsinden,

$$\sigma_{xx} = \sigma'_{xx} + u \quad (5.44)$$

$$\sigma_{yy} = \sigma'_{yy} + u$$

$$\sigma_{zz} = \sigma'_{zz} + u$$

$$\tau_{xy} = \tau'_{xy}$$

şeklinde yazılabilir. Burada (u) toplam boşluk suyu basıncı (u_0) yeraltı su seviyesinden dolayı başlangıç boşluk suyu basıncı ile (Δu) fazla boşluk suyu basıncının toplamı olarak

$$u = u_0 + \Delta u \quad (5.45)$$

şeklinde gösterilebilir. Başlangıç boşluk suyu basıncı değeri başlangıç arazi verilerinden (yeraltı su seviyesi) hesaplanmakta, fazla boşluk suyu basıncı ise drenajsız malzeme davranışı

durumunda gerilme-şekil değiştirme analizleri ile bulunmaktadır. Konsolidasyon analizlerinde ise fazla boşluk suyu basıncı zamanla sönümlenmekte, efektif gerilmeler artmaktadır. Kararlı durum bileşenlerinin zamana göre türevi sıfır olduğundan, aşağıdaki eşitlik belirlenebilir.

$$u = \Delta u \quad (5.46)$$

Suyun pratik olarak az sıkıştığı gözönüne alınırsa, boşluk suyu basıncının değişimi

$$u = \frac{K_w}{n} (\varepsilon_{xx}^e + \varepsilon_{yy}^e + \varepsilon_{zz}^e) \quad (5.47)$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada K_w suyun kütle modülünü, n ise zeminin porozitesini göstermektedir. Suyun ortamda hidrostatik bir gerilme meydana getirdiği bilindiğine göre

program bu modülü almakta ve değerini otomatik olarak aşağıdaki bağıntı yardımı ile eleman rijitlik matrisine eklemektedir.

$$\frac{K_w}{n} = 300 \frac{0.495 - \nu'}{1 + \nu'} K' > 30 K' \quad (5.48)$$

Burada K' zeminin kütle modülü, ν' poisson oranıdır. Zeminin kütle modülü ,

$$K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')} \quad (5.49)$$

eşitliğinden belirlenmektedir.

Yukarıda anlatılanların ışığında Plaxis programı ile yapılan drenajsız gerilme şekil değiştirme analizlerinde, ortam iki fazlı olarak düşünüldüğü yani zemin ve suyun farklı deformasyon parametrelerine sahip iki malzeme olarak davrandığı kabul edildiği için, zemin parametreleri (Young modülü, Poisson oranı, kohezyon ve içsel sürtünme açısı) drenajlı parametreler olarak alınmalıdır.

Elasto-plastik davranış analizinin temeli elastik ve plastik şekil değiştirmeler veya şekil değiştirme hızlarının ayrılmasına dayandığından, analizlerde elastik bileşen ε^e belirlenmiş, plastik şekil değiştirmelerin ε^p hesabında ise bileşik olmayan akış kuralı gözönüne alınarak, göçme Mohr-Coulomb göçme kriterine göre belirlenmiştir. Plaxis'de hesaplarda plastik şekil değiştirmeler,

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (5.50)$$

şeklinde belirlenmiştir. Burada, g plastik potansiyel fonksiyonu, λ skaler bir çarpan, elastik davranışta $\lambda=0$, plastik davranışta $\lambda > 1$ olarak alınmıştır. Elasto-plastisite için gerilme ve şekil değiştirmeler,

$$\sigma' = \left[D^e - \frac{\alpha}{d} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \right] \varepsilon \quad (5.51)$$

eşitliğinden belirlenmektedir. Bu eşitlikteki d

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (5.52)$$

ile ifade edilir. Eğer malzeme davranışı elastikse (5.51) eşitliğinde $\alpha = 0$ veya plastik davranışta $\alpha = 1$ olarak alınabilir ve α

$$\alpha = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \varepsilon \quad (5.53)$$

eşitliği ile belirlenebilir Plaxis Manual 7, (1997).

5.2.4 Konsolidasyon Analizi

Oluşan fazla boşluk suyu basıncının tamamen sönmülmesi kil tabakalarının kalınlığına ve permeabilite katsayılarına bağlı olarak uzun süreli olabilmektedir. Konsolidasyon süresince, su tarafından karşılanan normal gerilme zemin iskeletine aktarılır. Zemin iskeleti tarafından taşınan yük arttığı zaman zemin iskeleti deformasyon eğilimi gösterecektir. Bu zamana bağlı deformasyonlar sonucu zeminlerin önemli bir derecede oturduğu gözlenebilir.

Plaxis'de konsolidasyon analizlerinde Biot konsolidasyon teorisi (Biot, 1956) kullanılmıştır. Bu teoride sıvı akışı Darcy kanununa uyar ve zemin iskeletinin davranışı elastiktir. Formülasyon küçük şekil değiştirme teorisi (small strain theory) üzerine kurulmuştur ve Terzaghi teorisine göre gerilmeler efektif gerilmeler ve boşluk suyu basınçları olarak ayrıştırılmıştır.

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{m\} (u_0 + \Delta u) \quad (5.54)$$

$$\{\sigma\} = (\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx})^T \text{ ve } \{m\} = (1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0)^T \quad (5.55)$$

Burada, $\{\sigma\}$, toplam gerilme vektörü $\{\sigma'\}$, efektif gerilme vektörü Δu , fazla boşluk suyu basıncı $\{m\}$, bir vektördür ve normal gerilmeler için 1, kayma gerilmeleri için 0 değerini alır.

Konsolidasyon sonundaki kararlı durum u_0 ile ifade edilir.

$$u_0 = \gamma_w xh \quad (5.56)$$

olarak belirtilir. Burada γ_w , suyun birim hacim ağırlığı ve h ise zemin yüzünden itibaren derinliktir. Plaxis programında basınç gerilmeleri (-), çekme gerilmeleri (+) olarak gösterilmiştir.

$\{\sigma'\} = [M]\{\varepsilon\}$ eşitliğinde $\{\varepsilon\} = (\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx})^T$ ve $[M]$ malzeme rijitlik matrisidir.

Sonlu elemanlar yaklaşımında standart notasyonlar,

$$\{u\} = [N] \{v\} \quad \{e\} = [B] \{v\} \quad \{p\} = [N] \{p_n\} \quad (5.57)$$

şeklinde gösterilir.

$\{p_n\}$, düğüm fazla boşluk suyu basıncı vektörü $\{p\}$, eleman boşluk suyu basıncı vektörüdür. Genellikle boşluk suyu basınçları ve yer değiştirmeler için farklı şekil fonksiyonları kullanılmaktadır, ancak Plaxis'de yer değiştirmeler ve boşluk suyu basınçları için aynı şekil fonksiyonları kullanılmıştır. Artımsal denge eşitliği sonlu eleman yaklaşımına uygulanırsa,

$$\int [B]^T \{d\sigma\} dV = \int [N]^T \{df\} dV + \int [N]^T \{dt\} dS + \{r_0\} \quad (5.58)$$

$$\{r_0\} = \int [N]^T \{f_0\} dV + \int [N]^T \{t_0\} dS - \int [B]^T \sigma_0 dV \quad (5.59)$$

elde edilir. $\{f\}$, zeminin kendi ağırlığından dolayı oluşan kütle kuvvetleri, $\{t\}$, yüzey çekme kuvvetleridir. Genellikle kalıcı kuvvet vektörü (residual force vector) $\{r_0\}$ sıfır olmalıdır fakat bir önceki yük adımından dolayı doğru olmayabilir. Kalıcı kuvvet vektörü hesaba dahil edildiğinde ise kendi kendini düzeltir. Toplam gerilmeleri boşluk suyu basıncı ve efektif gerilme olarak ayırarak, düğümdeki denge eşitliği aşağıdaki bünye ilişkisi ile ifade edilir,

$$[K]\{dV\} + [L]\{dp_n\} = \{df_n\} \quad (5.60)$$

$$\{df_n\} = \int [N]^T \{df\} \{dV\} \int [N]^T \{dt\} dS \quad (5.61)$$

$\{df_n\}$ artımsal yük vektörüdür. Akım problemlerinin formülasyonunda, süreklilik eşitliği aşağıdaki biçimde belirtilir (Rheinholdt ve Riks, 1986).

$$\nabla^T [R] \nabla (\gamma_w y - u_0 - p) / \gamma_w - \{m\}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (5.62)$$

$$[R] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (5.63)$$

$[R]$ permeabilite matrisidir. Bu süreklilik eşitliğinden işaret kabülü olarak u_0 ve p 'nin basınç durumunda işaretinin negatif olduğu kabul edilir. Kararlı durum çözümü aşağıdaki eşitlikle tanımlanır (Vermeer ve Verruijt 1981).

$$\nabla^T [R] \nabla (\gamma_w y - u_0) / \gamma_w = 0 \quad (5.64)$$

Süreklilik denklemi aşağıdaki biçimi alır,

$$\nabla^T [R] \nabla p / \gamma_w + \{m\}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (5.65)$$

Galarkin yöntemi ve sınır koşulları sonlu elemanlar formülasyonuna uygulanırsa aşağıdaki eşitlik elde edilir.

$$-[H]\{p_n\} + [L]^T \frac{dv}{dt} - [S] \frac{dp_n}{dt} = \{q\} \quad (5.66)$$

$$H = \int [\nabla N]^T [R] [\nabla N] / \gamma_w dV \quad [S] = \int \frac{n}{K_w} [N]^T [N] dV \quad (5.67)$$

Burada $\{q\}$, vektörü sınırdaki dışarıya doğru akımı belirtir. Ancak Plaxis'de $q=0$ dır, gerçekte suyun kütle modülü ve dolayısıyla suyun sıkışabilirliği zeminin sıkışabilirliğine göre ihmal edilebilir. Plaxis'de konsolidasyon analizlerinde girdileri minimize edebilmek için K_w için bir ön değer verilir.

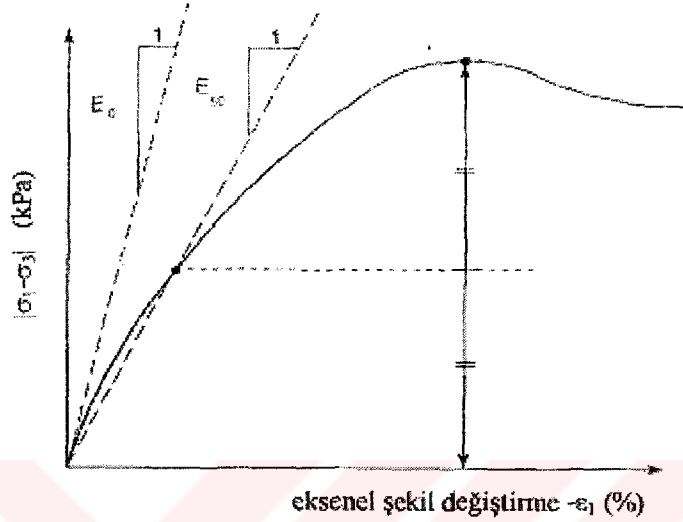
$$\frac{K_w}{n} = 100K = \frac{100E}{3(1-2\nu)} \quad (5.68)$$

5.3 Analizlerde Kullanılan Malzeme Modelleri

5.3.1 Mohr-Coulomb Modeli

Bu modelde plastik davranışı modellemek için üç zemin parametresi c' (kohezyon), ϕ' (içsel sürtünme açısı), 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 5.5) tanımlanmaktadır.



Şekil 5.5 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.

$$f_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\phi' - c' \cos\phi' \geq 0 \quad (5.69)$$

$$f_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\phi' - c' \cos\phi' \geq 0 \quad (5.70)$$

$$f_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\phi' - c' \cos\phi' \geq 0 \quad (5.71)$$

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 modelinde plastik davranışı tanımlamak için bu üç akma fonksiyonuna ek olarak üç plastik potansiyel fonksiyon tanımlanmıştır.

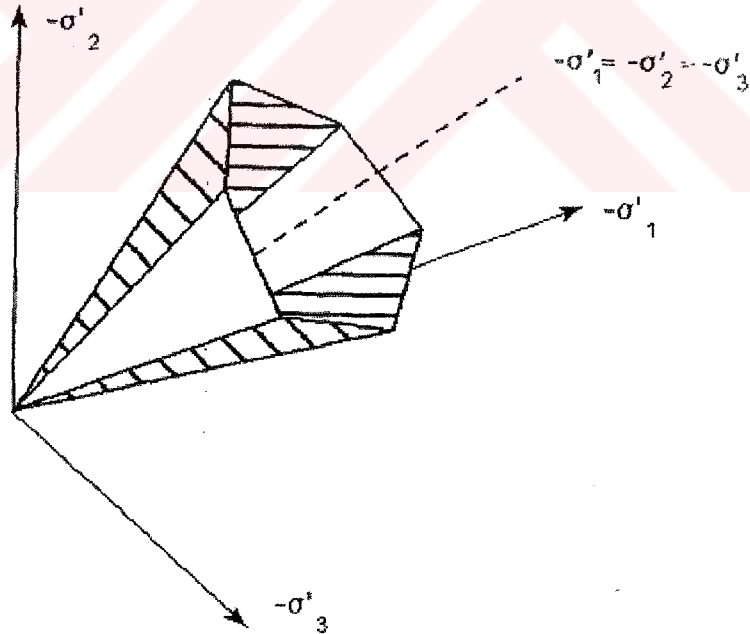
$$g_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (5.72)$$

$$g_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \quad (5.73)$$

$$g_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \quad (5.74)$$

Plastik potansiyel fonksiyonları üçüncü bir plastisite parametresi genleşme 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 genleşme eğiliminden olmasıdır. Gerçek davranışta, zemin göçtükten sonra, zemin boşluk oranı kritik bir değere ulaşmakta ve genleşme sona ermektedir. Analizlerde aşamalı yüklemeden dolayı rijitlik modülündeki değişim plastik potansiyel fonksiyonundaki efektif gerilme değerlerinin değişimi ile hesaba katılmıştır. Şekil 5.6'da asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c' = 0$) gösterilmiştir.



Şekil 5.6 Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c' = 0$)

5.3.2 Soft-Soil Model

Bu model yumuşak zeminlerin davranışını modellemek için geliştirilmiş izotropik, elastoplastik şekil değiştirme pekleşmeli bir modeldir. 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 ν_{ur} boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranıdır. Bu parametreler, sıkışma indeksi (C_c), şişme indeksi (C_s), Cam-Clay parametreleri λ, κ ve boşluk oranı (e) değerleri kullanılarak aşağıdaki eşitliklerle bulunabilir.

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad \lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e)} \quad (5.75)$$

$$\kappa^* = 1.3 \left(\frac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}} \right) \left(\frac{C_s}{1+e} \right) \quad \kappa^* = \left(\frac{\kappa}{1+e} \right) \quad (5.76)$$

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{nc})^2}{(1+2K_0^{nc})^2} + \frac{(1-K_0^{nc})(1-2\nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^*-1)}{(1+2K_0^{nc})(1-2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1-K_0^{nc})(1-2\nu_{ur})}} \quad (5.77)$$

M normal konsolide durumda yanal zemin basıncı katsayısı $K_0^{(nc)}$ ye bağlı olarak değişmekte olup anlamı orjinal Cam-clay teorisindeki M'den farklıdır. Bu modelde göçme kritik durumla ilişkili değildir ve göçme Mohr-Coulomb model parametreleri ile tanımlanmaktadır. Boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranı ν_{ur} ,

$$\frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (5.78)$$

eşitliğinden belirlenebilir. Genellikle ν_{ur} değeri 0.10-0.20 arasında değişmekte olup bu çalışmada 0.15 olarak alınmıştır. Hesaplarda, konsolidasyon analizlerinde permeabilitenin

değişimi e -logk ilişkisi ile non-lineer olarak kullanılmıştır. Bu değişim c_k katsayısı ile gözönüne alınmıştır.

$$\log \left[\frac{k}{k_0} \right] = \frac{\Delta_e}{c_k} \quad (5.79)$$

Burada, Δ_e boşluk oranındaki değişim, k_0 başlangıç permeabilite değeridir. Bu modelde c_k 'nin sıkışma indeksi C_c 'ye eşit olarak alınabileceği Plaxis7 Manual, (1997)'de belirtilmiştir.

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 sürütünme açısına göre tanımlanmıştır. Bu çalışmada aşırı konsolide zeminlerde sükunetteki toprak basıncı katsayısı $K_0^{(nc)}$ aşağıdaki ilişki ile belirtilmiştir.

$$K_0^{(nc)} = (1 - \sin \phi') (AKO)^{\sin \phi'} \quad (5.80)$$

Soft-Soil modelde hacimsel şekil değiştirmelerle ε_v ve ortalama efektif gerilme p' arasında Şekil 5.7'de gösterilen logaritmik bir ilişki vardır,

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda \ln \left[\frac{p'}{p^0} \right] \quad (\text{başlangıç sıkışma}) \quad (5.81)$$

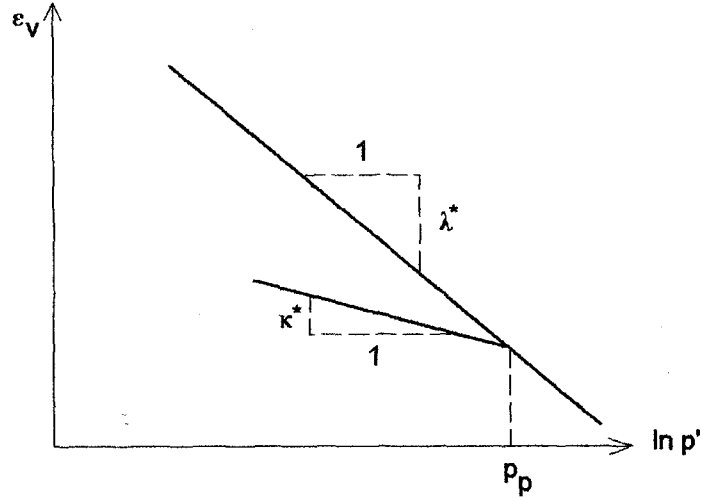
İzotropik boşaltma ve tekrar yükleme durumunda ise hacimsel şekil değiştirmeler aşağıdaki eşitlikle belirlenir.

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left[\frac{p'}{p^0} \right] \quad (\text{boşaltma-tekrar yükleme}) \quad (5.82)$$

zemin davranışı boşaltma-tekrar yükleme sırasında elastiktir ve elastik davranış Hooke yasasına göre kütle modülünün lineer gerilme bağımlılığıyla aşağıdaki eşitlikle elde edilir.

$$K_{ur} \equiv \frac{E_{ur}}{3(1 - 2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad (5.83)$$

Alt indis ur boşaltma-tekrar yükleme ile ilişkili parametreleri belirtir. Elastik kütle modülü, K_{ur} ve Elastik Young modülü E_{ur} , ν_{ur} ve κ^* parametrelerinden hesaplanmaktadır.



Şekil 5.7 ε_v ve ortalama efektif gerilme p' arasındaki ilişki (Plaxis 7 Manual, 1997).

Üç eksenli gerilme durumu için $\sigma'_3 = \sigma'_2$ olarak alınmıştır. Bu durumda Soft-Soil model için akma fonksiyonu aşağıdaki gibi belirtilmiştir,

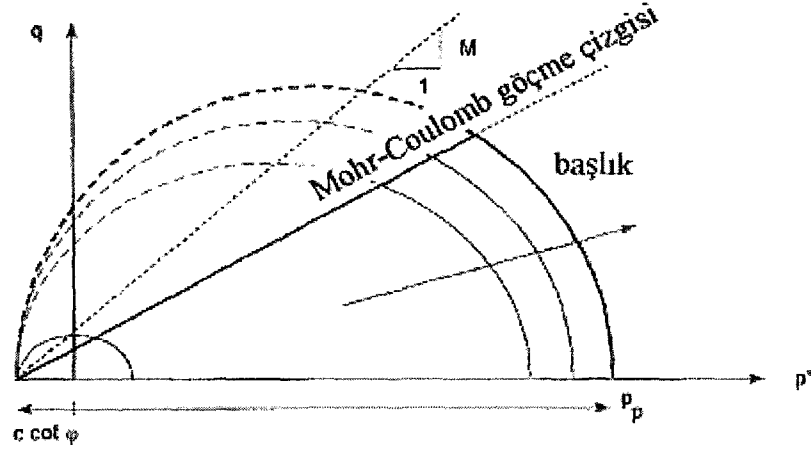
$$f = \bar{f} - p_p \quad (5.84)$$

Burada $\bar{f}(p', q)$ gerilme durumunun bir fonksiyonu ve ön konsolidasyon basıncı p_p plastik şekil değiştirmelerin bir fonksiyonu olarak aşağıdaki eşitliklerle tanımlanabilir.

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c' \cot \phi')} + p' \quad (5.85)$$

$$p_p = p_p^0 \exp \left[\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*} \right] \quad (5.86)$$

Şekil 5.8'de gösterildiği gibi akma fonksiyonu $f(p' : q)$ düzleminde elips şeklindedir. (5.85) eşitliğinde M parametresi elipsin tepe noktasını tanımlamaktadır, $(p' : q)$ düzeminde 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.



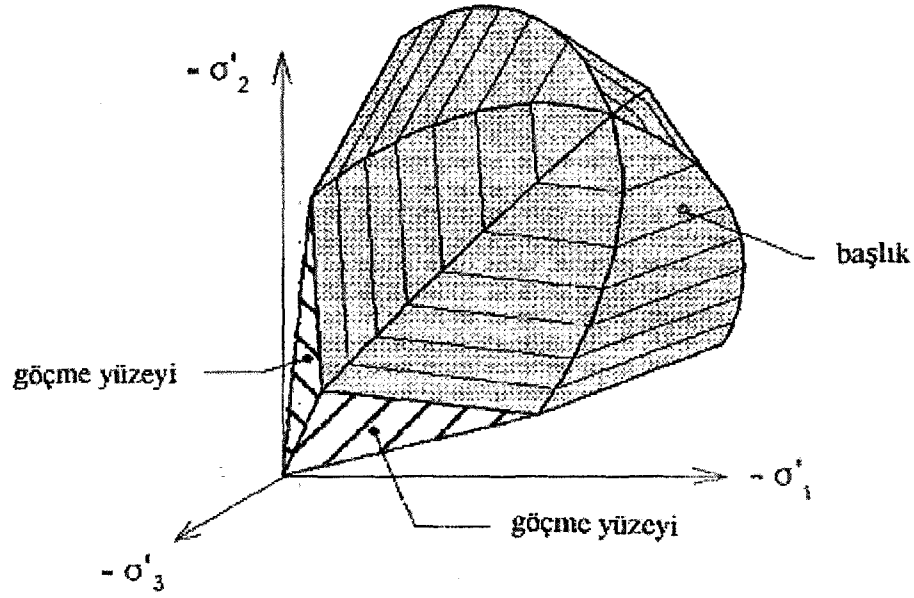
Şekil 5.8 $p' : q$ düzleminde Soft-Soil Modelin akma yüzeyi (Plaxis 7 Manual 1997)

İzotropik ön konsolidasyon gerilmesi p_p , elipslerin şiddetini belirlemektedir. Bu nedenle Şekil 5.8'de sonsuz sayıda elips mevcuttur ve herbiri bir p_p değerine karşılık gelmektedir. p_p 'nin değeri hacimsal plastik şekil değiştirmeler ve (5.86) eşitliğindeki pekleşme ilişkisinden etkilenmektedir. Bu ilişkide hacimsal plastik şekil değiştirmeler eksponansiyel olarak azaldıkça ön konsolidasyon basıncı artmaktadır. p_p^0 ön konsolidasyon gerilmesinin başlangıç değeridir.

Soft-Soil modelde akma fonksiyonu (5.84) eşitliği ile tanımlanmıştır ve modelde sadece birincil sıkışmadaki plastik hacimsal şekil değiştirmeler hesaplanabilmekte ve akma konturları bir başlık olarak tariflenmektedir. Göçmenin Mohr-Coulomb göçme kriterine göre tanımlandığı modelde akma fonksiyonu $p' : q$ düzleminde düz bir çizgi şeklinde gösterilmiştir. Şekil 5.8'deki çizgi Mohr-Coulomb göçme çizgisidir. Göçme çizgisinin eğimi, M çizgisinin eğiminden daha küçüktür. Şekil 5.8'de kalın çizgiyle gösterilen toplam akma konturu, elastik gerilme alanının sınırıdır. 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 hemde plastik şekil değiştirme artımlarını vermektedir.

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 olarak asal gerilme uzayında toplam

akma konturu Şekil 5.9'da gösterilmiştir.



Şekil 5.9 Asal gerilme uzayında akma konturları (Plaxis 7 Manual, 1997)

5.3.3 Hard-Soil Model

Drenajlı üç eksenli deneyin özel bir durumunda, eksenel şekil değiştirme ve deviatorik gerilme arasında tanımlanan ilişki bir hiperbol ile modellenebilir. Bu ilişki Duncan ve Chang, (1970) tarafından hiperbolik model olarak tanımlanmıştır. Hard-Soil model hiperbolik modelin yerini almış gelişmiş bir bünye modelidir. Modelde plastisite teorisi kullanılmış, zeminin genleşmesi dikkate alınmış ve akma bir akma başlığı ile tanımlanmıştır. Bu model kum, çakıl gibi kohezyonsuz zeminlerde ve çok aşırı konsolide kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Bu zeminlerde yumuşak zeminlerin aksine yükleme altında önemli hacim değişimleri meydana gelmez. Bu zeminler deviatorik yüklemeye maruz kaldıklarında rijitlik azalır ve plastik şekil değiştirmeler gelişmeye başlar.

Modelin bazı temel özellikleri aşağıda özetlenmiştir.

- m üst 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

5.3.3.1 Üç Eksenli Gerilme Durumu İçin Hiperbolik İlişki

Modelinin formülasyonu düşey şekil değiştirme (ε_1) ve deviator gerilme (q) arasındaki hiperbolik ilişkiden faydalanılarak kurulmuştur. Burada, standart drenajlı deneyler akma eğrileri eğilimi gösterir ve aşağıdaki biçimde gösterilebilir.

$$q < q_f \text{ için } \varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (5.87)$$

Şekil 5.10'da standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi gösterilmiştir. (5.87) eşitliğindeki E_i başlangıç gerilme bağımlı Young modülüdür ve aşağıdaki eşitlikte ifade edilmiştir.

$$E_i = E_i^{ref} \left[\frac{c' \cot \phi' - \sigma_3'}{p^{ref}} \right]^m \quad (5.88)$$

Eşitlikteki E_i^{ref} referans çevre basıncı (p^{ref}) göre belirlenen Young modülüdür ve m ise gerilme bağımlılığı miktarını belirleyen indistir. Genellikle $p^{ref} = 100$ kPa ve granüler malzemeler için $m = 0.5$ olarak alınabilir (Plaxis 7 Manual, 1997).

q_a kayma mukavemetinin asimtotik değeri, q_f nihai deviatorik gerilme değeridir, gerçek rijitlik üç eksenli basınç deneyinde küçük asal gerilme olarak adlandırılan σ_3' ne bağlıdır. (5.87) eşitliğindeki nihai deviatorik gerilme q_f ve q_a aşağıdaki biçimde tanımlanmıştır.

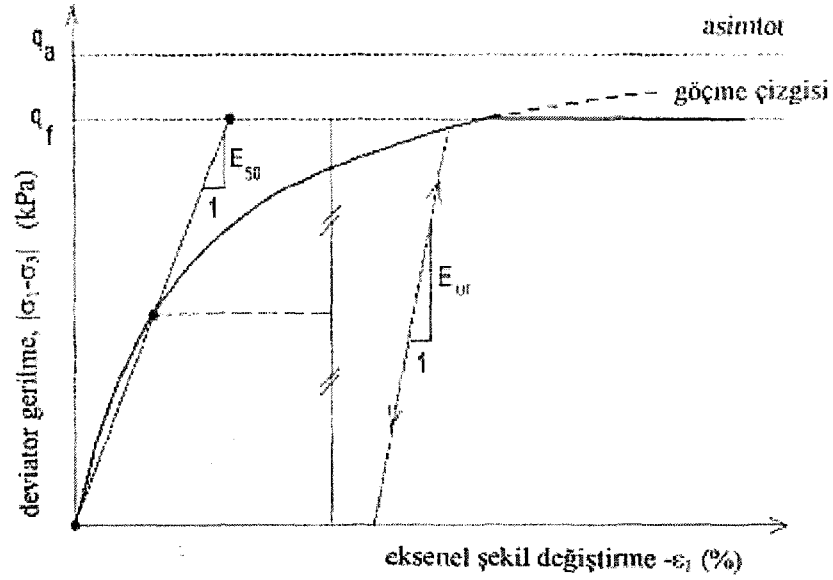
$$q_f = (c' \cot \phi' - \sigma_3') \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad \text{ve} \quad q_a = q_f / R_f \quad (5.89)$$

$q = q_f$ durumunda göçme oluşur ve Mohr-Coulomb modelinde tanımlanan ideal plastik akma meydana gelir. $\frac{q_f}{q_a} = R_f$ oranı göçme oranı olarak tariflenir ve değeri genellikle 1'den küçüktür. Boşaltma-tekrar yükleme gerilme izi için diğer bir gerilme bağımlı rijitlik modülü,

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left[\frac{c' \cot \phi' - \sigma_3'}{c' \cot \phi' + p^{ref}} \right]^m \quad (5.90)$$

E_{ur}^{ref} boşaltma-tekrar yükleme için p^{ref} referans gerilmesine göre referans Young Modülüdür.

Birçok pratik durumda $E_{ur}^{ref} = E_i^{ref}$ olarak alınabilir.



Şekil 5.10 Standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemede hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis 7, Manual 1997).

Üç eksenli basınç deney koşullarına uygunluk için küçük asal gerilme $\sigma_3' = \sigma_2'$ ve σ_1' büyük asal gerilme olarak alınmıştır. Standart drenajlı üç eksenli deneydeki gerilme izleri gözönünde bulundurulduğu zaman bu model (5.86) eşitliğinde olduğu gibi hiperbolik gerilme şekil değiştirme eğrisini verir. Hiperbolik modelden farklı olarak, plastik şekil değiştirmeleri veren bir akma fonksiyonunun modelde olmasıdır.

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (5.91)$$

$\bar{f}$ gerilmelerin bir fonksiyonudur ve γ^p plastik şekil değiştirmelerin bir fonksiyonudur.

$$\bar{f} = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad \gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (5.92)$$

üst indis (p) plastik şekil değiştirmeleri belirtmektedir. Katı zeminler için plastik hacim değişimleri (ε_v^p) küçük olduğundan şekil değiştirme pekleşme parametresi $\gamma^p \approx 2\varepsilon_1^p$ şeklinde ifade edilebilir. Yukarıdaki eşitlikteki $\bar{f}$ 'nin tanımlanması için (5.87) eşitliğindeki hiperbolik bağıntı denklemiyle karşılaştırılmalıdır. Birincil yüklemede $f=0$ durumunda akma meydana gelir ve akma oluşuktan sonra $\gamma^p = \bar{f}$ durumu oluşur ve (5.92) eşitliği ile devam edilir.

$$\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} f = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (5.93)$$

Plastik şekil değiştirmelere (5.93) ek olarak model elastik şekil değiştirmeleri de hesaba katmaktadır. Plastik şekil değiştirmeler sadece birincil yükleme durumunda meydana gelirken, elastik şekil değiştirmeler hem yükleme hem de boşaltma-tekrar yükleme durumunda meydana gelmektedir. Drenajlı üç eksenli deney gerilme izleri için, $\sigma_3' = \sigma_2' = \text{sabit}$ durumunda Elastik Young modülü E_{ur} sabit kalır ve elastik şekil değiştirmeler aşağıdaki eşitlik ile verilir.

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad \varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (5.94)$$

Deviatorik yükleme sırasında gelişen şekil değiştirmelerde sınırlama olduğu unutulmamalıdır. Deneyin birinci aşamasında gelişen şekil değiştirmeler göz önünde bulundurulmamıştır. İzotropik sıkışmanın birinci adımı için, pekleşen zemin modeli elastik hacim değişimlerini Hooke yasalarına göre tahmin etmekte, fakat bu şekil değiştirmeleri (5.94) eşitliği içermemektedir. Üç eksenli deneyin deviatorik yükleme kademesi için eksenel şekil değiştirmeler (5.94) eşitliği ile hesaplanan elastik bileşenle ve (5.93) eşitliğinden belirlenen plastik bileşenle hesaplanmaktadır. Böylece üç eksenli deneyin deviatorik yükleme aşamasındaki elastik ve plastik eksenel şekil değiştirmeler aşağıdaki eşitlikle belirlenebilir.

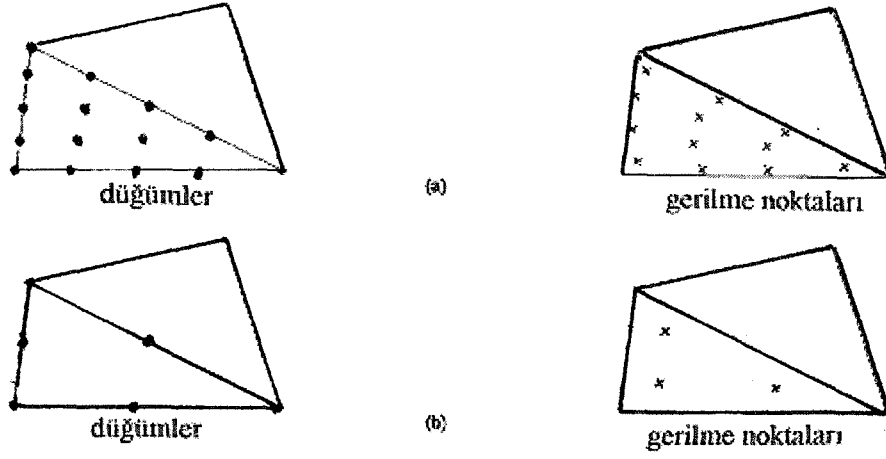
$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^e + \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (5.95)$$

Bu ilişki plastik hacımsal şekil değiştirmeleri içermemektedir ($\varepsilon_v^p=0$), gerçekte plastik hacımsal şekil değiştirmeler hiçbir zaman sıfır olmaz, fakat sert zeminler için hacımsal şekil değiştirmeler eksenel şekil değiştirmelerle karşılaştırıldığı zaman oldukça küçük olduğundan (5.95) eşitliği genellikle doğrudur.

5.4 Sonlu Elemanlar Analizinde Kullanılan Eleman Tipi ve Gerilme Noktaları

Bu çalışmada sonlu elemanlar ağının oluşturulmasında üçgen elemanlar kullanılmıştır. Bu üçgen elemanlar 6 ve 15 düğüm noktalı olarak seçilebilir. Gerilmelerin ve göçme yüklerinin daha doğru hesaplanabilmesi için 15 düğüm noktalı elemanın seçilmesi daha doğru olacaktır. Düğüm noktalarının elemanlar üzerindeki dağılımı Şekil 5.11'de gösterilmiştir. Analizlerde yer değiştirmeler düğüm noktalarında gerilmeler ise Şekil 5.11b'deki gerilme noktalarında

hesaplanmıştır. 6 düğüm noktalı üçgen elemanda 3 gerilme noktası, 15 düğüm noktalı üçgen elemanda ise 12 gerilme noktası vardır.



Şekil 5.11 Analizlerde kullanılan elemanlar, düğüm noktaları ve gerilme noktaları

6. DENEYSEL ÇALIŞMA

Bu çalışmada, Haliç güncel çökellerinin karada depolanmaları durumunda, çamurun davranışını önceden belirlemek, zayıf zemin özelliklerini iyileştirmek, yıllarca süren çökme ve oturma süresini tahmin edebilmek ve sonuçta depolama bölgesinin yeniden kullanıma kazandırılmasını sağlamak amacıyla taranmış sulu çamurun depolama sahasında çökme ve kendi ağırlığı altında konsolidasyon ve mukavemet kazanım davranışının laboratuvar koşullarında araştırılması amaçlanmıştır. Stabilité ile ilgili sorunların çözümünde kullanılacak parametrelerin derinlikle ya da diğer geoteknik özelliklerle olan değişimini elde etmek üzere mukavemet deneyleri ve yükleme deneyleri yapılmıştır.

6.1 Konsolidasyon Deneyleri

Çalışmanın laboratuvar aşamasında yapılan konsolidasyon deney ve aletleri aşağıda sırası ile anlatılmaktadır.

6.1.1 Model Deney Tankı ve Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon Davranışı

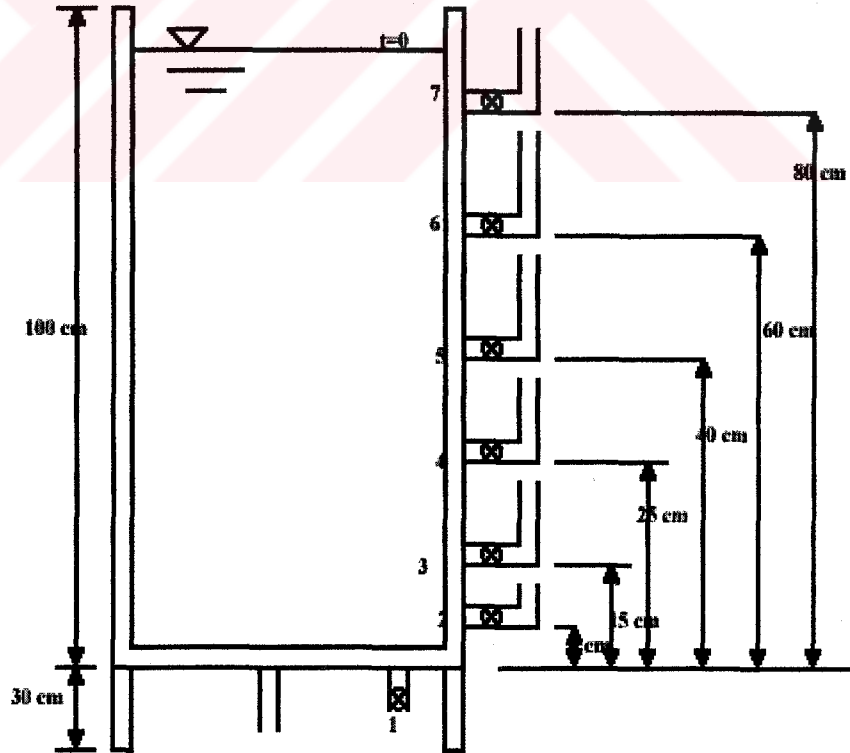
Kendi ağırlığı altında konsolide olan su muhtevası yüksek Haliç Tarama Çamuru'nun oturma ve mukavemetinin zamanla değişimini inceleyebilmek amacıyla 100 cm yüksekliğinde ve 80 cm çapında silindirik bir deney tankı yaptırılmıştır (Şekil 6.1). Silindirin yanlarında değişik derinliklerde 6 adet ve altında da 1 adet olmak üzere 7 adet drenaj vanası yerleştirilmiştir. Tankın yanındaki duvara monte edilen pano üzerinde drenaj vanaları hizasında ve onlarla bağlantılı olacak şekilde piezometrik tüpler yerleştirilmiştir.

Haliç tarama çalışmaları sırasında Alibeyköy'deki eski taş ocaklarına depolanarak oluşturulan çamur rezervuarından alınan %95 su muhtevasına sahip çamura su eklenerek su muhtevası depolama alanına boşaltılma sırasındaki değeri olan %300'e çıkarılmıştır. Hazırlanan bulamaçlar yaklaşık olarak 2-3 hafta süre ile hava ile teması olmayan bir kapta bekletilerek ve zaman zaman mikserle karıştırılarak danelerin segragasyonu önlenmiş numunelerin homojen hale gelmesi sağlanmıştır. Böylece numune suya doymuş hale de getirilmiştir. Depolama alanındaki koşulları modellemek için model çamura %0.8 tuzlu su eklenerek 1.17 gr/cm^3 yoğunluğunda bir süspansiyon elde edilmiştir. Tanka bir pompa yardımı ile yerleştirilen bu çamurun toplam ağırlığı yaklaşık 460-500 kg civarında olmuştur. Çamur tanka yerleştirilme aşamasından sonra kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılmıştır. Alibeyköy'den getirilen çamurdan alınan örnekler üzerinde yapılan deneylerden tarama çamurunun indeks özellikleri Çizelge 6.1'de verildiği gibi bulunmuştur. Bulunan bu özelliklere göre zeminin yüksek plastisiteli organik silt sınıfına girdiği görülmüştür. Deneyler sırasında model deney

tankına yerleştirilen malzemenin yüksekliği sürekli gözlenerek oturma miktarları kaydedilmiştir. Deneylerde tankın altından su çıkışına izin verilerek çift yönlü drenaj altında konsolidasyonunun gerçekleşmesi sağlanmıştır. Taban drenajını sağlamak için tankın tabanına çakıl ve üzerine uygun drenaj koşulunu sağlayacak ve özellikleri Çizelge 6.2’de verilen bir geotekstil şilte serilmiştir. Çökeltme tankında dört adet kendi ağırlığı altında konsolidasyon deneyinde elde edilen oturma-zaman grafikleri Şekil 6.2’de verilmektedir.

Çizelge 6.1. Haliç Tarama Çamuru’nun İndeks Özellikleri

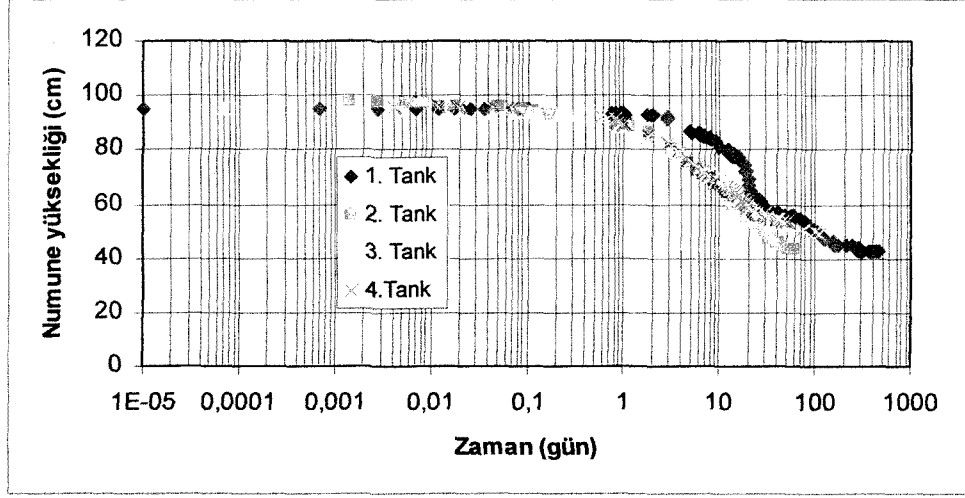
Plastik Limit	%50
Likit Limit	%75
Plastisite İndisi	%25
Danelerin özgül yoğunluğu	2.72 Mg/m ³
Organik madde içeriği	%12.6



Şekil 6.1 Model Deney Tankı.

Çizelge 6.2 Model Deney Tankında Drenaj için kullanılan geotekstil özellikleri

F32-M	O ₉₀ (mm)	K _{Darcy} (m/s)
Geotekstili	0.11	37x10 ⁻⁴



Şekil 6.2 Model deney tankında dört adet kendi ağırlığı altında konsolidasyon deneyinde gözlenen oturma-zaman davranışı

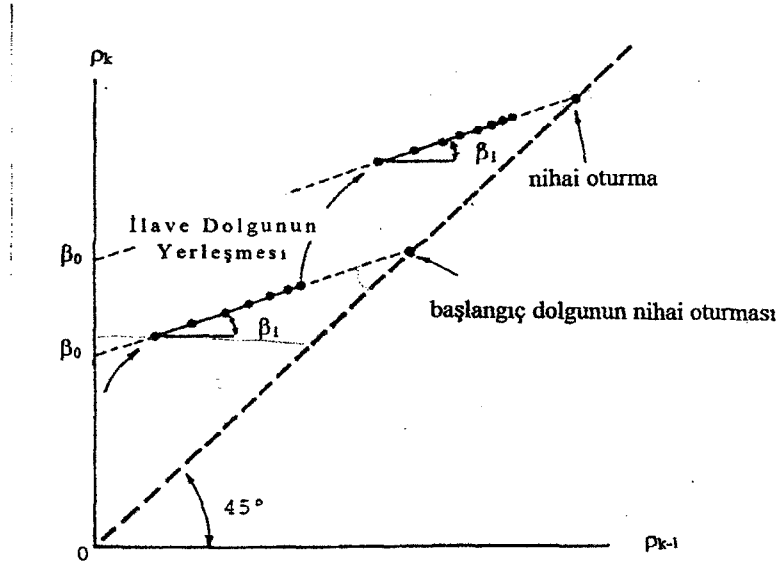
6.1.2 Asoaka Yöntemi

Asaoka (1978) tarafından geliştirilen yöntemle göre, oturma gözlemlerine dayanarak konsolidasyon katsayısı (c_v) ve nihai oturma miktarı tahmin edilebilmektedir. Belirli sabit zaman aralıklarında (Δt) alınan oturma okuması (S_i) ve bir önceki oturma okuması (S_{i-1}) arasındaki ilişki Şekil 6.3' deki gibi gösterilir. Oturma okumalarının 45° 'lik çizgi üzerine düşmesi nihai oturmaya ulaşıldığını veya oturan tabakanın mevcut koşullarda konsolidasyonunu tamamladığını göstermektedir. Şekil 6.3'de oturma okumalarının yatayla yaptığı açı (β) belirlendikten sonra aşağıdaki eşitlik kullanılarak konsolidasyon katsayısı c_v hesaplanabilmektedir. Burada, H gözönüne alınan zemin tabakasının kalınlığını, Δt , okuma zaman aralığını göstermektedir.

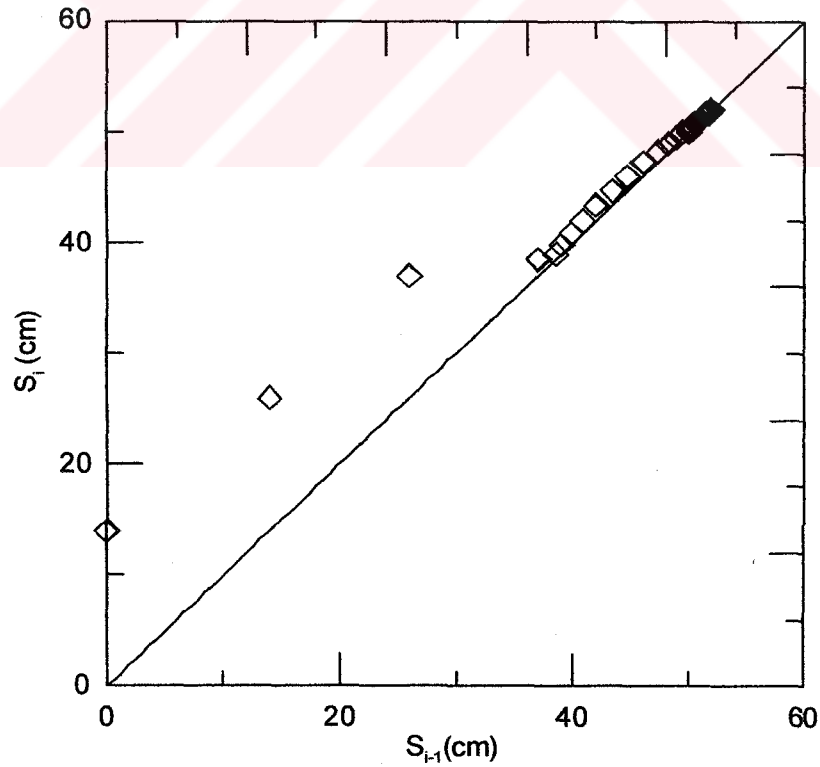
$$c_v = \frac{5}{12} H^2 \frac{\ln \beta}{\Delta t} \quad (6.1)$$

Yüksek su muhtevasına sahip Haliç Tarama Çamuru'nun kendi ağırlığı altında konsolidasyon davranışını gözlemleyebilmek amacı ile değişik zamanlarda dört model tanka yerleştirilen %300 su muhtevasına sahip dört adet sulu çamur örneğinin oturma davranışı Asoaka yöntemi ile incelenmiştir. Dört model tankında da oturma okumalarının 45° 'lik çizgi üzerine düşmesi

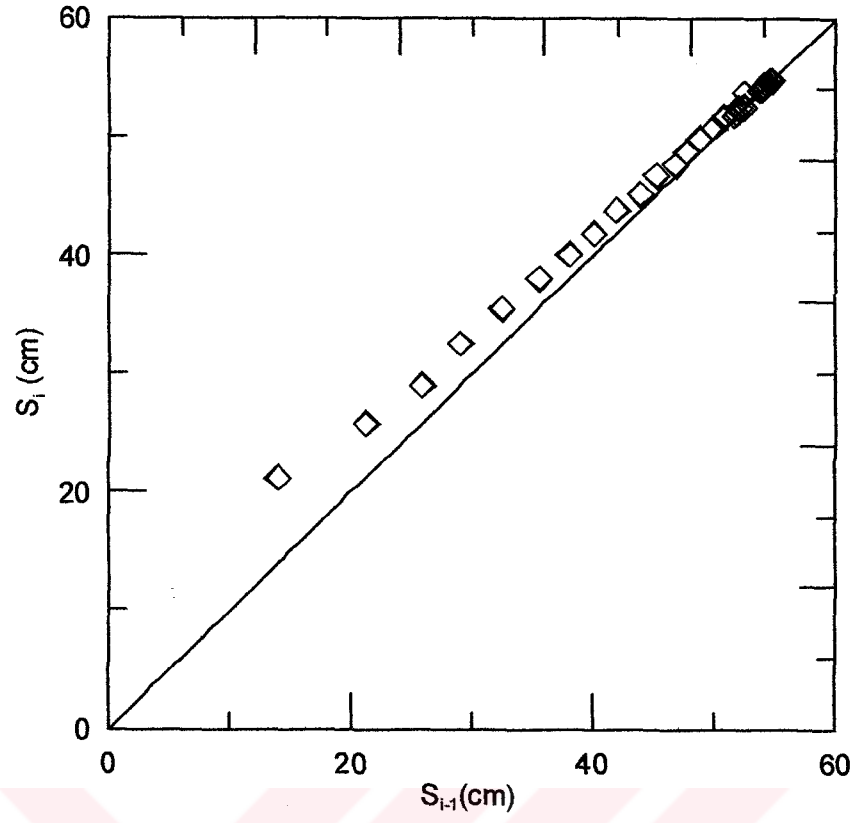
nihai oturmaya ulaşıldığını göstermektedir. Aşağıda sırası ile Şekil 6.4, Şekil 6.5, Şekil 6.6 ve Şekil 6.7'de deney tanklarındaki oturma davranışının Asoaka yöntemi ile çizimi gösterilmektedir.



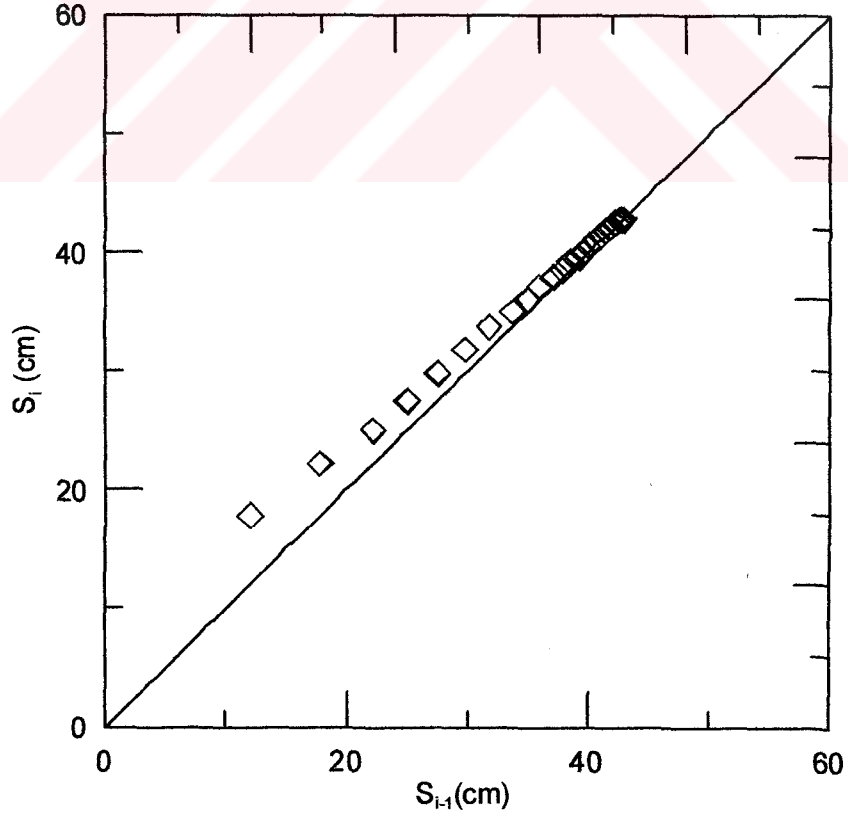
Şekil 6.3 Asoaka yöntemi ile oturma tahmininin grafiksel yöntemi



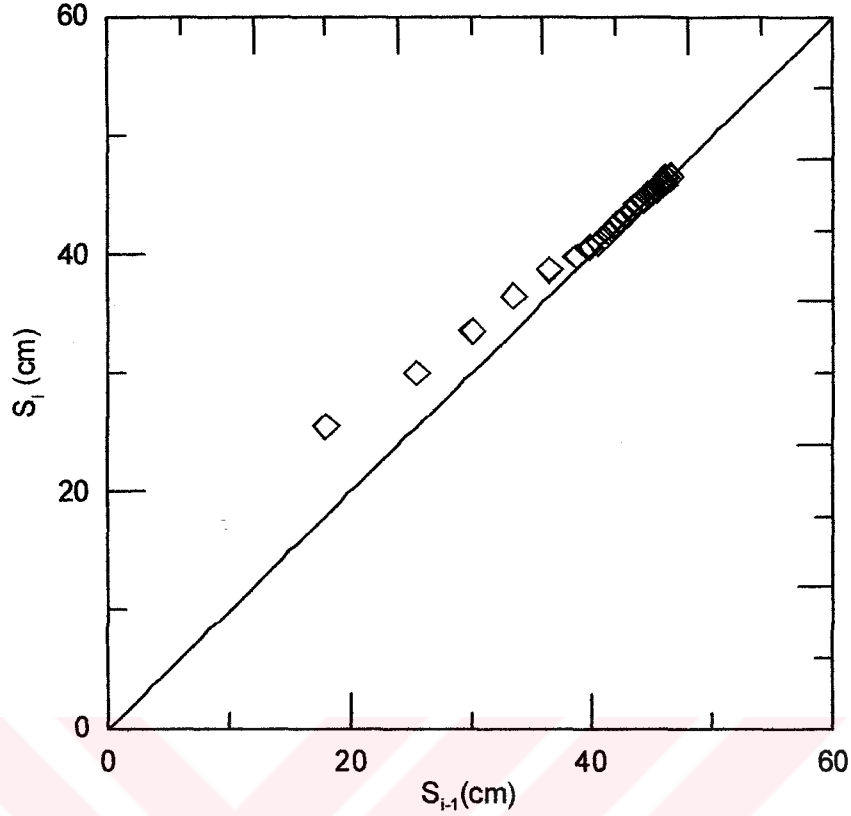
Şekil 6.4 Asoaka yöntemi ile Model Tank1 oturma tahmini ($\Delta t=10$ gün)



Şekil 6.5 Asoaka yöntemi ile Model Tank2 oturma tahmini ($\Delta t=2$ gün)



Şekil 6.6 Asoaka yöntemi ile Model Tank3 oturma tahmini ($\Delta t=2$ gün)



Şekil 6.7 Asoaka yöntemi ile Model Tank4 oturma tahmini ($\Delta t=4$ gün)

Deneylerde oturma okumalarının alındığı zaman aralıkları şekillerde belirtilmiştir. Ayrıca belirli sabit zaman aralıklarında (Δt) alınan oturma okuması (S_i) ve bir önceki oturma okuması (S_{i-1}) değerleri Ek 6 bölümünde verilmiştir. Oturma okumalarından dört model tank deneyinde konsolidasyon katsayısı c_v değerinin $0.03814 \text{ cm}^2/\text{sn}$ ile $0.084 \text{ cm}^2/\text{sn}$ arasında değiştiği, ortalama değerinin $0.066 \text{ cm}^2/\text{sn}$ olduğu saptanmıştır.

6.1.3 Rowe Hücresi ile Konsolidasyon Deneyleri

Rowe hücresi Manchester Üniversitesi'nde Prof. P.W. Rowe (1966) tarafından büyük çaptaki numuneleri konsolide ederek santrifüj deneylerinde kullanmak için ve klasik ödometre aletinin yarattığı olumsuzlukları ve problemleri gidermek amacı ile geliştirilmiş olan bir tür hidrolik konsolidasyon hücresidir. Klasik ödometre deneylerinde karşılaşılan bu olumsuzluklar genel olarak düşük permeabiliteye sahip zeminlerde ve özellikle uniform olmayan çökeller üzerinde yapılan konsolidasyon deneyinde karşılaşılan zorluklardan ibarettir.

Rowe Cell konsolidasyon aletinin geleneksel ödometre aletinden ayrılan en önemli özelliği, numune üzerine uygulanan gerilmelerin mekanik bir yükleme sistemi yerine su basıncı

vasıtası ile lastik bir diyafram kullanılarak etkitilmesidir. Deney aletinin bu şekilde düzenlenmesi büyük çaptaki numunelerde deney yapılabilmesine ve deney sırasında büyük deformasyonların oluşabilmesine imkan vermektedir. Fakat, deney sisteminin en önemli avantajı, konsolidasyon deneyi sırasında drenajın kontrol altında tutulabilmesi ve boşluk suyu basınçlarının ölçülebilmesidir. Numuneye ters basınç uygulanarak numunenin suya doygunluğu sağlanabilmekte ve farklı yatay ve düşey drenaj koşulları uygulanabilmektedir.

Özellikle drenaj koşullarının kontrol altında tutulabilmesi, drenajsız koşullar altında yükleme yapılabilmesine ve dolayısı ile numune içerisinde oluşan boşluk suyu basınçlarının gözlenebilmesine imkan tanımaktadır. Drenaj koşullarının isteğe bağlı olarak ayarlanabiliyor olması, başlangıçta meydana gelen ani oturmanın konsolidasyon oturmasından ayrı olarak belirlenebilme avantajını da vermektedir. Rowe hücresi ile ilgili olarak daha fazla ayrıntı Rowe ve Barden (1966) tarafından sunulmuştur. Bununla birlikte homojen olmayan killerde zemin iç yapısının etkileri de Rowe hücresi konsolidasyon aletinde incelenebilmektedir.

Rowe konsolidasyon aletinde büyük çapta numuneler kullanılarak deney yapma olanağı oturma analizleri için klasik ödometrelerde yapılan küçük çaptaki numunelere göre daha güvenilir ve arazide meydana gelen üç boyutlu konsolidasyon durumu için daha fazla bilgi sağlamaktadır. Benzer şekilde Rowe hücresinde özellikle küçük gerilmeler altında konsolide edilen büyük boyutlardaki numunelerden elde edilen c_v değerleri, geleneksel ödometrelerde küçük çaplı deney numuneleri üzerinde yapılan konsolidasyon deneyleri sonucunda elde edilen c_v değerlerine göre daha doğru ve daha güvenilir değerler vermektedir (McGrown, Barden, Lee, 1974). Ayrıca, Rowe hücresinde yapılan konsolidasyon deney sonuçları arazide gözlenen ve belirlenen oturma hızları ve büyüklükleri ile oldukça iyi bir uyum göstermektedir (Lo, Bozouk ve Law, 1976). Bu durumun, zemin iç yapısının etkisinden ayrı olarak büyük numunelerde oluşan yapısal vizkozitenin bir sonucu olduğu da araştırmacılar tarafından belirtilmektedir.

Araziden alınan bir zemin numunesi üzerinde gerçekleştirilen deneyler, zeminin arazideki doğal halini mümkün olduğu kadar iyi temsil edebilir nitelikteki numuneler üzerinde yapılmalıdır. Özellikle zemin içerisinde rastlanan makro-yapısal etkilerin, diğer bir deyimle zemin iç yapısının, deney sonuçlarına olan etkisi özellikle tabakalaşmış çökellerde göz ardı edilemez boyutlardadır. Bahsedilen bu durum göz önüne alındığında büyük boyutlardaki numunelerin Rowe hücresinde deneye tabi tutulması ile zeminlerin yukarıda belirtilen makro-yapısal etkileri de gözardı edilmeyerek konsolidasyon sürecinin içersine dahil edilmiş, ve böylece konsolidasyon hızının gerçekçi bir şekilde tahmin edilmesi de sağlanmış olmaktadır.

(Rowe, 1968 ve 1972). Bununla birlikte, büyük çaptaki numunelerdeki makro yapısal etkiler, küçük numunelere göre daha az örselenmeye maruz kalırlar. Aşırı örselenmeler, e-log p dağılımını etkilemekte ve gerilme tarihçesi hakkında belirsizlikler ve karmaşıklığa neden olmakta, özellikle önkonsolidasyon basıncı ve aşırı konsolidasyon oranı hakkında düşük değerler vermektedir. Ayrıca, düşük gerilmelerde hacimsel sıkışma katsayıları (m_v) için yüksek değerler vermektedir. Bahsedilen bu olumsuzluklar, yüksek kalitede ve büyük çaplardaki numunelerde en aza indirilmekte ve zemin hakkında daha güvenilir ve gerçekçi bilgiler elde edilmektedir. Rowe hücresinde büyük çaptaki numuneler üzerinde bilinen gerilme koşulları altında yatay ve düşey permeabilite katsayılarını doğru olarak tahmin etmek mümkün olabilmektedir. Ayrıca, 250 mm çapındaki Rowe hücresi, yatay permeabilite katsayısının ölçülebilmesi için, numune içinde merkezi bir düşey drenin oluşturulabilmesine de imkan tanımaktadır.

6.1.3.1 Numunenin Hazırlanması ve Rowe Hücresine Yerleştirilmesi

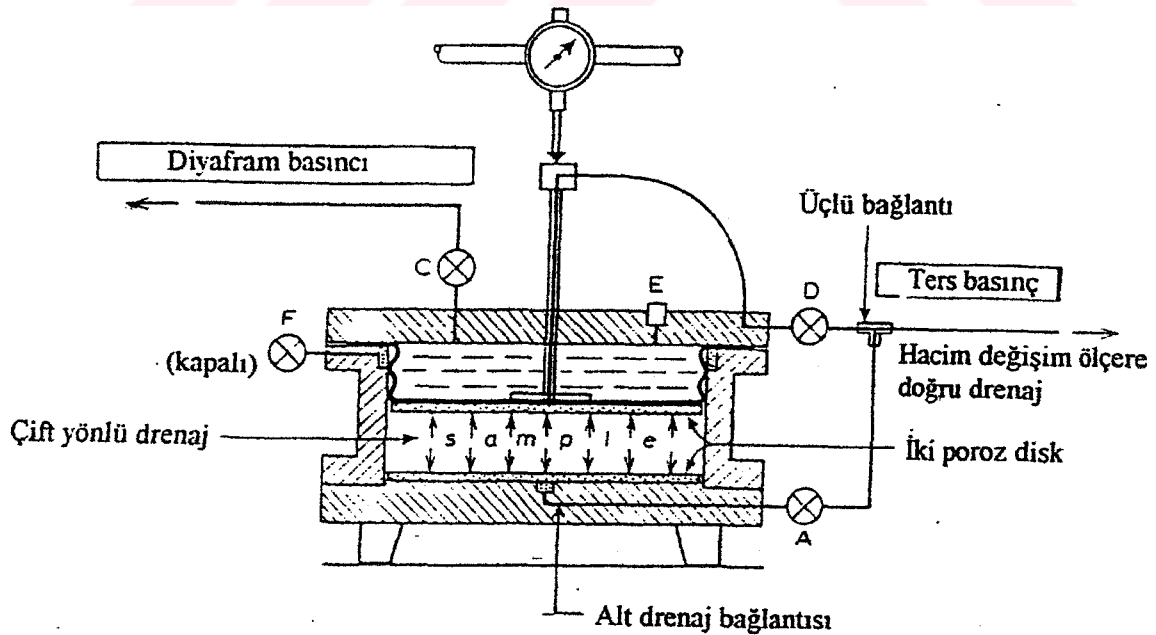
Alibeyköy'den getirilen numunelerden sulu çamur (slurry) kıvamda numune hazırlamak için numuneler etüvde kurutulmuş ve daha sonra öğütülerek 40 no'lu elekten geçirilmiştir. 40 no'lu elekten geçirilmiş kısımlar, su muhtevaları likit limitlerinin yaklaşık 1,5 katı olacak şekilde saf su ile karıştırılarak bulamaç haline getirilmiştir. Hazırlanan bulamaçlar yaklaşık olarak 2-3 hafta süre ile hava ile teması olmayan bir kaptaki bekletilerek ve zaman zaman mikserle karıştırılarak danelerin segragasyonu önlenmiş ve numunelerin homojen hale gelmesi sağlanmıştır. Böylece numune suya doygun hale de getirilmiştir.

Bulamaç halindeki numuneler, Rowe hücresine yerleştirilmeden önce yarım saat karıştırılarak konsolidasyona hazır hale getirilmiştir. Bulamacın başlangıçtaki konsolidasyonu sırasındaki hacim değişiminin çok fazla olacağı göz önünde bulundurularak, konsolidasyon sırasında üst üste iki hücre gövdesi kullanılmıştır.

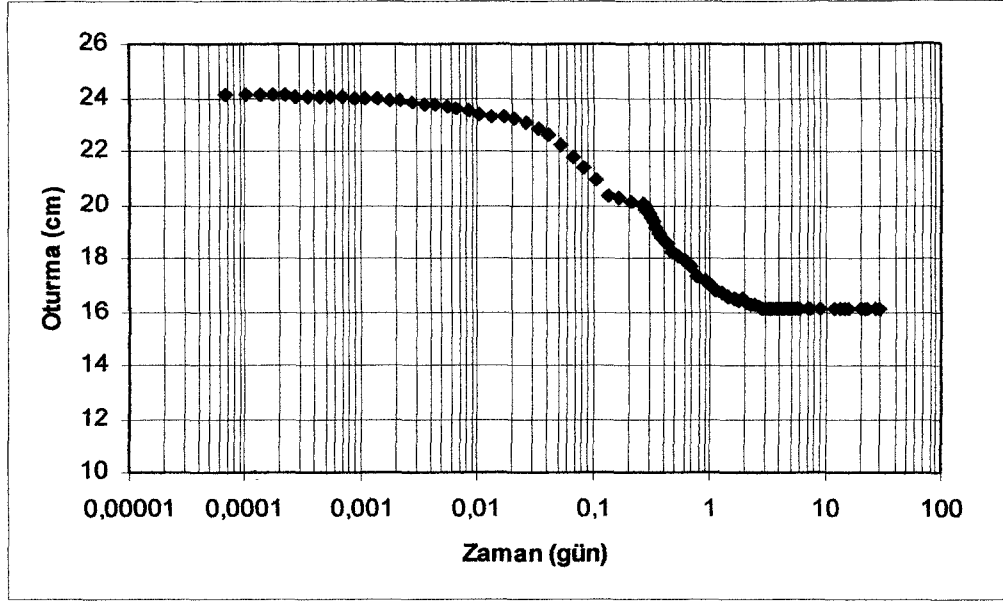
6.1.3.2 Düşey Yönlü Konsolidasyon Deneyleri

Sulu çamur kıvamında hazırlanan numuneler üzerinde yapılan düşey yönlü konsolidasyon aşamasında yukarıda da bahsedildiği gibi iki adet hücre gövdesi kullanılmıştır. Rowe hücresinin tek gövde kullanılarak düşey drenajlı konsolidasyon deneyleri için düzenlenmiş hali Şekil 6.8'de gösterilmiştir. Hücre tabanında yer alan poroz diskin tıkanmasını önlemek amacı ile hücrenin alt kısmına iki adet poroz kağıt konularak bulamaç halindeki numune hücreye boşaltılmıştır. Numune üzerine düşey yönde drenajı sağlamak amacı ile poroz disk ve numune kalınlığının uniform ve konsolidasyon sonunda numune üst yüzeyinin düzgün bir

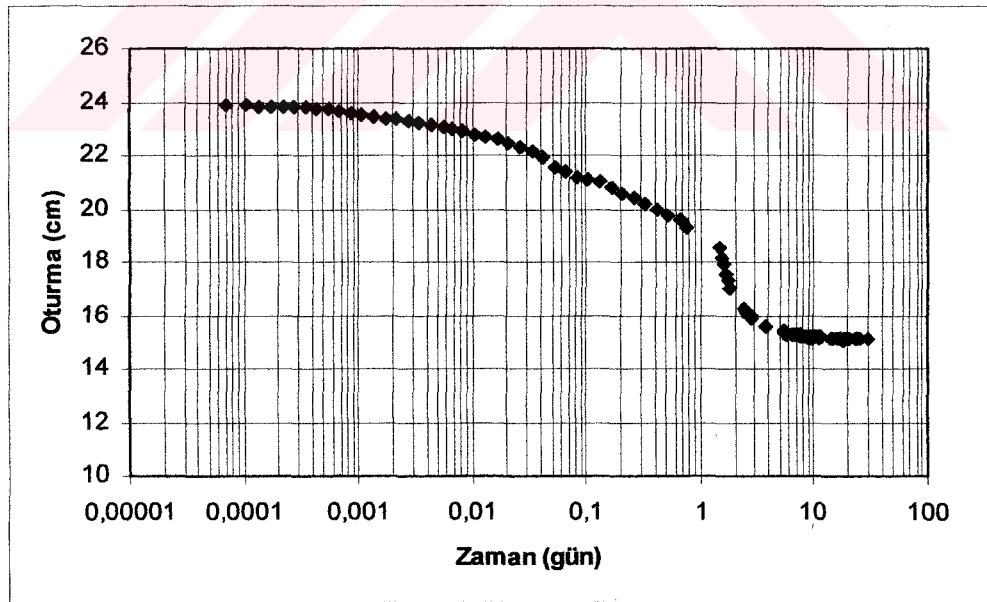
şekilde olabilmesi için rijit bir plaka yerleştirilmiştir. Drenajın üstten olabilmesi için ise rijit plakanın ortasındaki delik açık bırakılmıştır. Rowe hücresinin üst başlığı sıkıca kapatılarak tüm gövde boyunca yer alan bütün bağlantılar sıkıca vidalanmıştır. Rowe hücresi üst başlığında yer alan lastik körüğün içersu ile doldurulmuştur. Lastik körüğün su ile doldurulmasından sonra sisteme C vanasından gerekli konsolidasyon basıncı uygulanarak sulu çamur halindeki numunenin düşey yönlü olarak konsolide olması sağlanmıştır. Konsolidasyon sırasında F vanası kapalı tutulmuş, çift yönlü drenajı sağlamak için ise A ve D vanaları açık tutulmuştur. Konsolidasyon esnasında oluşan düşey deformasyonlar ve drenaj sırasında çıkan su miktarları belirli zaman aralıklarında ölçülmüştür. Konsolidasyon sırasında meydana gelen düşey deformasyonlar bir transdüser tarafından bilgisayar aracılığı ile ölçülmüştür. Numunenin belirli bir konsolidasyon basıncı altında konsolidasyonunu tamamlayıp tamamlamadığına karar verebilmek için konsolidasyon sırasında oluşan oturma miktarları zamana karşı çizilmiştir. Rowe hücresinde örnek hazırlama sırasında da yükleme aşamaları halinde uygulanarak laboratuarda gerilme tarihçesi belirli blok örnekler elde edilmiştir. Konsolidasyon sonucu elde edilen tipik oturma-zaman grafikleri Şekil 6.9'de sunulmaktadır. 25 ve 50 kPa yükleme kademeleri için konsolidasyon katsayıları sırasıyla $4.95 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sn}$ ve $9.48 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sn}$ olarak belirlenmiştir.



Şekil 6.8 Rowe hücresinin düşey yönlü konsolidasyon deneyleri için düzenlenmiş hali



Şekil 6.9a Rowe Hücresinde 25 kPa basınç altında konsolide edilen numunenin oturma zaman grafiği



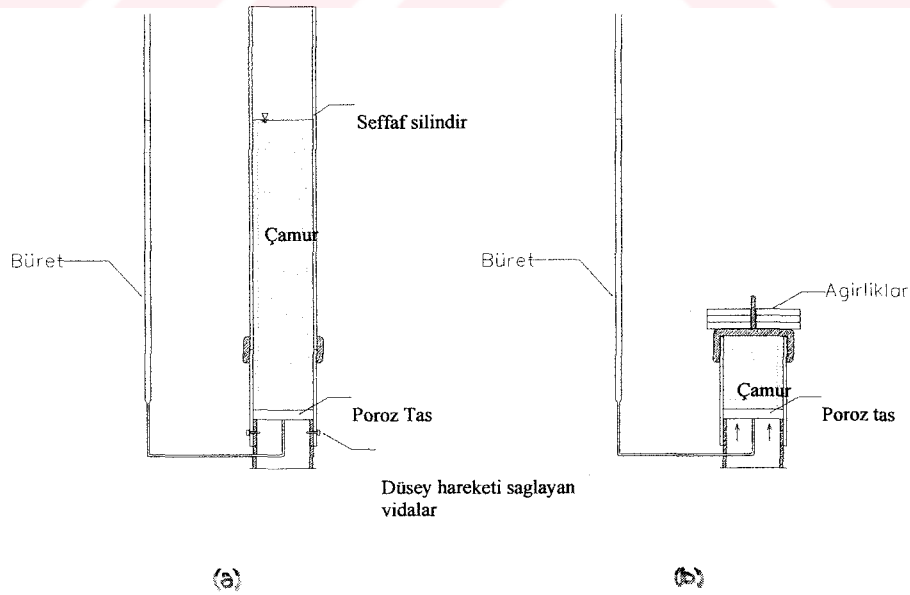
Şekil 6.9b Rowe Hücresinde 50 kPa basınç altında konsolide edilen numunenin oturma zaman grafiği

6.1.4 Sedimentasyon ve Konsolidasyon Deney Aleti

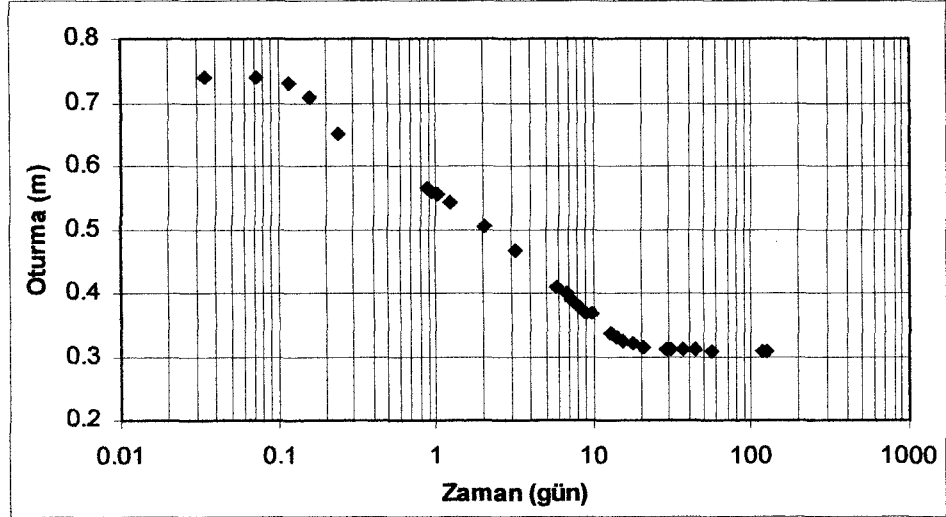
Model deney tankında kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılan sulu çamurun davranışını desteklemek amacı ile Şekil 6.10'da gösterilen konsolidasyon deney düzeneği kullanılmıştır. Bu düzenek daha önce İnce vd. (1998) tarafından Haliç Tarama Çamuru üzerine yapılan çalışmalarda kullanılmıştır. Bu düzenekte şekilde görüldüğü yüksek su muhtevasına sahip numune önce iki parçadan oluşan şeffaf silindirler içinde kendi ağırlığı altında konsolide edilmekte daha sonra numunenin bir kısmı üst silindir kaldırılarak farklı sürşarj yükleri altında konsolide edilmektedir. Deney boyunca numune yüksekliğinin zamana bağlı olarak değişimi Şekil 6.11'de gösterilmektedir.

Sedimentasyon deneyi bitiminde numunenin su muhtevası $w=107\%$ olarak saptanmıştır. Deney aletinin üst parçası çıkarılmış ve alt kısımda kalan numuneye aynı deney aletinde kademeli olarak yükler uygulanarak konsolide edilmiştir. Bir önceki aşamada numunenin doğal hale uygun bir şekilde sedimentasyonuna izin verildikten sonra numunenin hiç yerdeğiştirmeden aynı deney aletinde konsolidasyona tabi tutulması doğal hali örneklemektedir. Uygulanan her yük kademesinde numunenin sıkışma miktarları ölçülerek zamana bağlı olarak çizilmiştir. Deney sonuçları Ek 4 bölümünde verilmiştir.

Konsolidasyon deneyi sonunda sedimentasyon ve konsolidasyon deney aletinden çıkarılan blok zemin numunesinden ($w=85.6\%$) hazırlanan bir numune üzerinde geleneksel ödometere deneyi yapılmıştır.



Şekil 6.10 Yüksek su muhtevasına sahip zeminler için konsolidasyon deneyi düzeneği



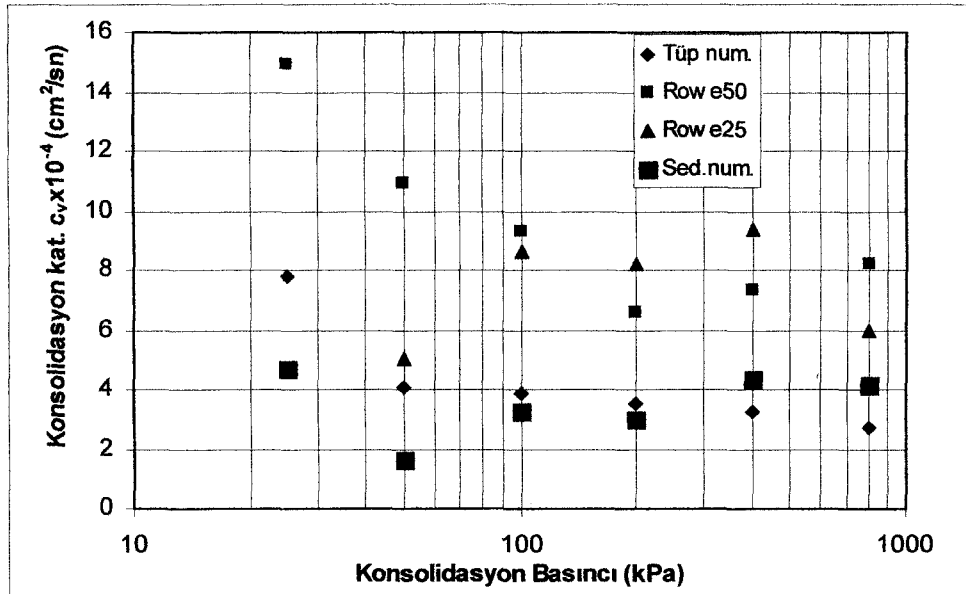
Şekil 6.11 Çamur yüksekliğinin zamana bağlı değişimi ($w=\%390$)

6.1.5 Ödometre Deneyi

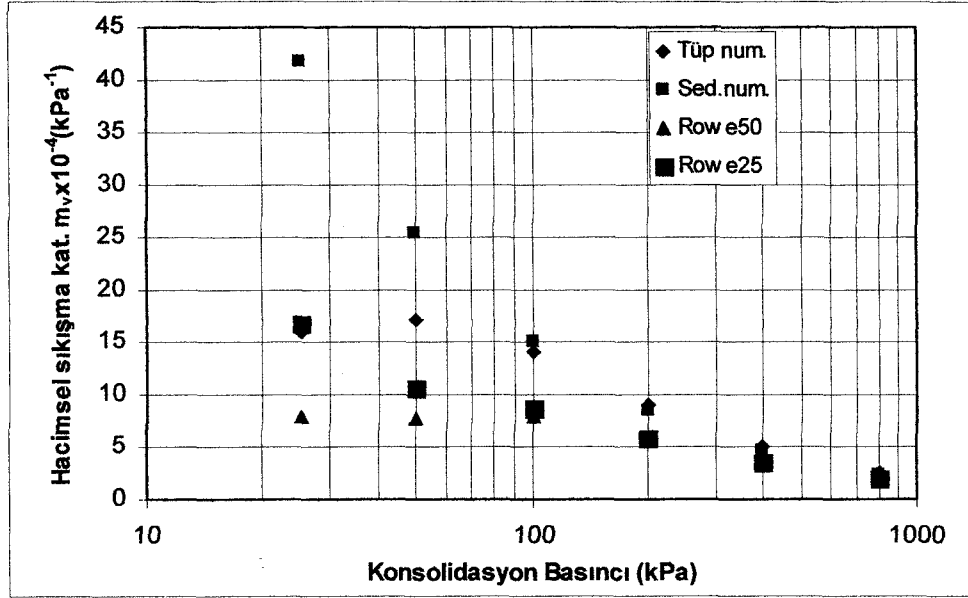
Yumuşak çökellerin yük altında yapacağı oturmanın ne kadar sürede gerçekleşeceğini tahmini, konsolidasyon parametrelerinin belirlenmesi ile mümkün olmaktadır. Bu amaçla 1. model deney tankından alınan örselenmemiş tüp numune üzerinde, Rowe hücresinden elde edilen blok numune üzerinde ve Sedimentasyon deneyi sonunda numune aletten çıkarılmadan yükleme yapılarak elde edilen numune üzerinde odometre deneyleri yapılmıştır. Konsolidasyon deneylerinden elde edilen $e-\log \sigma_v'$ eğrileri Ek 5 bölümünde verilmiştir. Deney sonuçlarından saptanan hacımsal sıkışma katsayısı, sıkışma indisi, ikincil konsolidasyon katsayısı ve konsolidasyon katsayıları Çizelge 6.3'de verilmiştir. Konsolidasyon katsayısı ve hacımsal sıkışma katsayısının konsolidasyon basıncı ile değişimi sırası ile Şekil 6.12 ve 6.13'de verilmektedir. Genel olarak konsolidasyon basıncı arttıkça konsolidasyon katsayısı ve hacımsal sıkışma katsayısında azalma görülmektedir.

Çizelge 6.3 Konsolidasyon Katsayısı (C_v), İkincil Konsolidasyon Katsayısı (C_α), Hacimsal Sıkışma Katsayısı(m_v) ve Sıkışma İndisi(C_c)

Numune Türü	Yük Kademesi	C_v cm^2/sn	C_α	m_v (kPa^{-1})	C_c
Model Deney Tankından Alınan Tüp Numune	25	7.82×10^{-4}	1×10^{-2}	15.97×10^{-4}	0.70
	50	4.1×10^{-4}	2.2×10^{-2}	17.17×10^{-4}	
	100	3.86×10^{-4}	2.02×10^{-2}	14.1×10^{-4}	
	200	3.53×10^{-4}	2.07×10^{-2}	8.96×10^{-4}	
	400	3.28×10^{-4}	6.77×10^{-2}	4.92×10^{-4}	
	800	2.74×10^{-4}	1.6×10^{-2}	2.41×10^{-4}	
Rowe Hücresi Blok Numune $\sigma'_{\max} = 25 \text{ kPa}$	25	3.6×10^{-3}	1.84×10^{-3}	16.72×10^{-4}	0.40
	50	5.05×10^{-4}	3.38×10^{-3}	10.64×10^{-4}	
	100	8.064×10^{-4}	6.015×10^{-3}	8.59×10^{-4}	
	200	8.208×10^{-4}	7.36×10^{-3}	5.71×10^{-4}	
	400	9.38×10^{-4}	1.57×10^{-2}	3.46×10^{-4}	
	800	5.96×10^{-4}	1.5×10^{-2}	1.97×10^{-4}	
Rowe Hücresi Blok Numune $\sigma'_{\max} = 50 \text{ kPa}$	25	1.49×10^{-3}	6.86×10^{-3}	7.83×10^{-4}	0.43
	50	1.09×10^{-3}	9.33×10^{-3}	7.66×10^{-4}	
	100	9.3×10^{-4}	1.44×10^{-2}	7.81×10^{-4}	
	200	6.56×10^{-4}	1.59×10^{-2}	5.59×10^{-4}	
	400	7.29×10^{-4}	1.9×10^{-2}	3.23×10^{-4}	
	800	8.2×10^{-4}	1.16×10^{-2}	1.95×10^{-4}	
Sedimentasyon Numunesi	25	4.69×10^{-4}	7.3×10^{-3}	41.66×10^{-3}	0.65
	50	1.64×10^{-4}	1.27×10^{-2}	25.39×10^{-3}	
	100	3.28×10^{-4}	2.08×10^{-3}	14.91×10^{-3}	
	200	2.98×10^{-4}	6.35×10^{-3}	8.42×10^{-3}	
	400	4.37×10^{-4}	5.77×10^{-3}	4.6×10^{-4}	
	800	4.104×10^{-4}	9.52×10^{-3}	2.31×10^{-4}	



Şekil 6.12 Konsolidasyon katsayısının konsolidasyon basıncı ile değişimi



Şekil 6.13 Hacimsal sıkışma katsayısının konsolidasyon basıncı ile değişimi

Bir çok çalışmada, zeminin temel indeks özellikleri ile sıkışma indisi (C_c) arasında basit ilişkiler araştırılmıştır. Woo vd., (1990) gibi bazı araştırmacılar doğal su muhtevası ve sıkışma indisi arasında bir ilişki olduğunu belirtmişlerdir. Şekil 6.14’de Alibeyköy’den alınan Haliç numuneleri üzerinde yapılan ödometre deneylerinden elde edilen sıkışma indisi ve su muhtevası arasındaki ilişki ile Klang kili için yapılan çalışmadan elde edilen veriler birlikte sunulmaktadır. Buradan sıkışma indisini ve su muhtevasına bağlı değişimi

$$C_c = 0.0179w_n - 0.4125 \quad (6.2)$$

olarak elde edilmektedir. Daha önce Klang kili için yapılan çalışmada benzer ilişki,

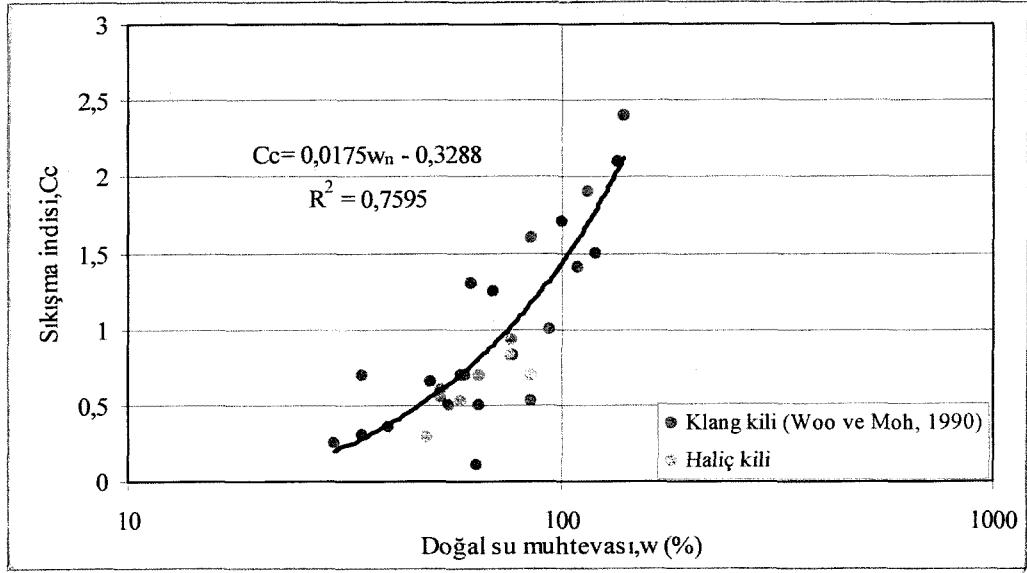
$$C_c = 0.02w_n - 0.37 \quad (6.3)$$

şeklinde elde edilmiştir

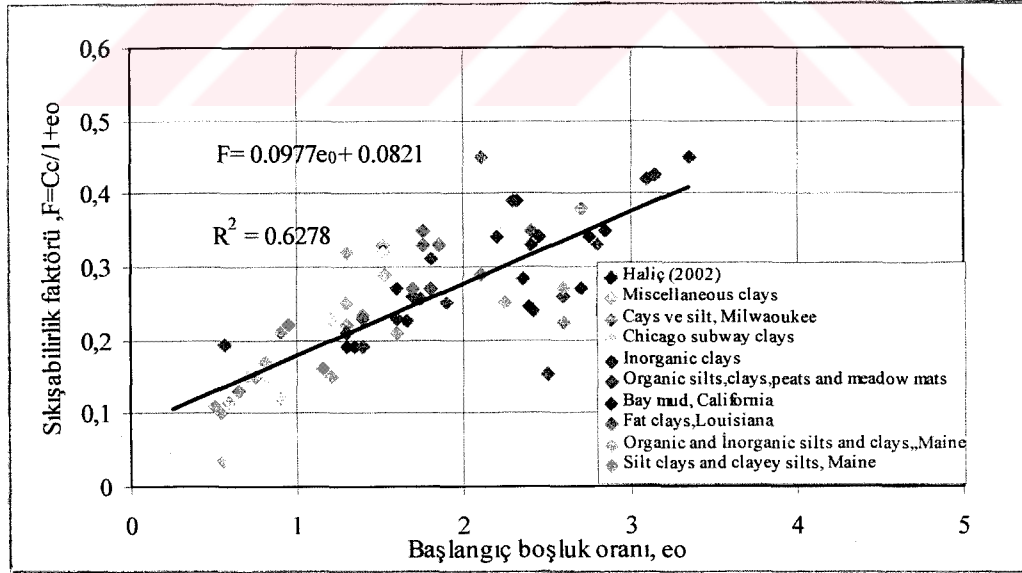
Şekil 6.15’de Alibeyköy’den alınan Haliç numuneleri üzerinde yapılan ödometre deneylerinden elde edilen sıkışabilirlik faktörü ($C_c/(1+e_0)$) başlangıç boşluk oranı arasındaki ilişki ile Krizek vd., (1971)’nin çeşitli zeminler için yaptıkları çalışma birlikte sunulmaktadır. Şekil 6.15’den

$$F = 0.0977e_0 + 0.0821 \quad (6.4)$$

şeklinde bir eşitlik elde edilebilmektedir. Bu bağıntı ile Krizek vd., (1971)’nin çeşitli zeminler için yaptıkları çalışmada elde ettikleri eşitliğin oldukça uyumlu olduğu görülmektedir.



Şekil 6.14 Doğal su muhtevası ile sıkışma indisi arasındaki ilişki



Şekil 6.15 Başlangıç boşluk oranı ile sıkışabilirlik faktörü arasındaki ilişki

Tek boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarından yararlanılarak, normal konsolidasyon çizgisinin eğiminden λ sıkışma indisi ve boşaltma tekrar yükleme çizgisinin eğiminden κ şişme indisi belirlenmiş ve Çizelge 6.4’de verilmiştir. Ayrıca tek boyutlu konsolidasyon durumunda C_c ve C_s değerleri ile bunlardan elde edilen sıkışma indisi λ ve kabarma indisi κ değerleri Çizelge 6.5’te verilmiştir.

Çizelge 6.4 Tek Boyutlu Konsolidasyon Deneyi Model Parametreleri

Deney	Sıkışma İndisi λ	Kabarma İndisi κ	w_i (%)
Sedimentasyon Deneyi	0.28	0.028	86.0
Tank1 (Tüp numune)	0.30	0.028	78.0
Rowe ₅₀	0.18	0.017	53.0
Rowe ₂₅	0.17	0.014	59.0

Çizelge 6.5 C_c ve C_s değerlerinden belirlenen λ ve κ değerleri

Deney	C_c	C_s	$\lambda=C_c/2.3$	$\kappa=C_s/2.3$
Sedimentasyon Deneyi	0.65	0.065	0.28	0.028
Tank1 (Tüp numune)	0.70	0.065	0.30	0.028
Rowe ₅₀	0.43	0.04	0.18	0.017
Rowe ₂₅	0.40	0.03	0.17	0.013

6.2 Mukavemet Deneyleri

Stabilite ile ilgili sorunların çözümünde kullanılacak parametrelerin derinlikle ya da diğer geoteknik özelliklerle değişimini elde etmek için laboratuarda yapılan mukavemet deneyleri aşağıda sırası ile anlatılmaktadır.

6.2.1 Laboratuvar El Vane Deneyi

Drenajsız kayma mukavemeti, doymun killerde temelin taşıma kapasitesi ve dolgu stabilitesinin analizi için gereklidir. Zeminin kayma mukavemeti laboratuvar ve arazi deneylerinde kullanılan farklı alatlarla doğrudan ölçülebilmektedir.

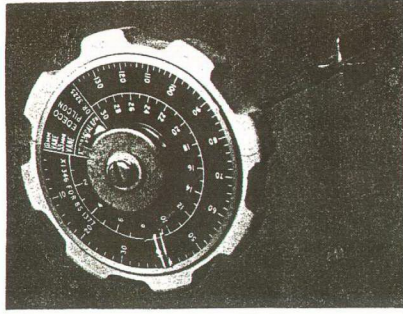
El Vane Deney aleti hem arazide hem de laboratuarda örselenmemiş kohezyonlu zeminlerin yerinde kayma mukavemetini belirlemek için uygun ve taşınabilir bir alettir (Şekil 6.16). Çelik sarmal yaya gömülü uç vane çubuğunu taşıyan ortadaki yaya sabitlenir, dış uç alüminyum kaplamaya iliştilir. Deney sırasında vane zeminin içine itilir ve burulma ucu sabit hızla döndürülür. Torsiyon sıfırdan başlayarak maksimum ibrenin hareketine kadar kaydedilir. 19 mm veya 33 mm çaplı vane isteğe bağlı uzatma koluyla birlikte kullanılarak en az 200 mm zemin içine itilerek kullanılmaktadır. 0-120 kPa kayma mukavemeti için 19 mm

vane, 0-28 kPa kayma mukavemeti için 33 mm vane kullanılmaktadır.

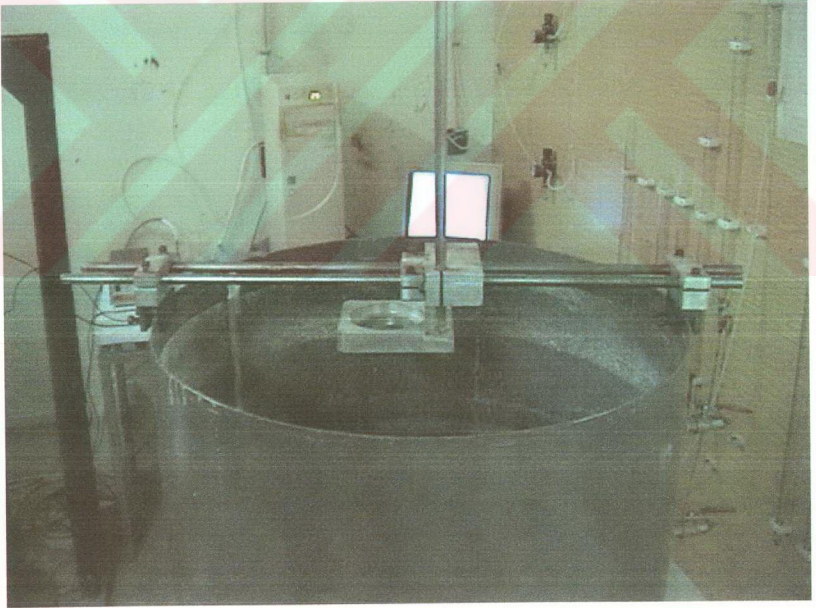
El Veyn aleti ile model deney tankına yerleştirilen çamurun konsolidasyon aşamasından sonra derinlikle değişen kayma mukavemetini ölçebilmek için silindirik deney tankı üzerine askı sistemi yapılarak monte edilmiştir. Askı sistemi Şekil 6.17’de gösterilmektedir. El Veyn deneyi dört ayrı model deney tankında konsolide olan numune üzerinde gerçekleştirilmiştir. 1. model deney tankı içerisinde kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılan numunenin, vane deneyine başlamadan önce kalınlığının 43 cm ve ortalama su muhtevasının %77.5 olduğu saptanmıştır. Veyn aleti askı sistemine yerleştirildikten sonra derinlik boyunca 8, 16, 24, 32, 40 cm boylarında zemine batırılarak ölçümler yapılmıştır. İşlem 4 ayrı noktada ve aynı derinliklerde tekrar edilmiştir. Elde edilen değerler Çizelge 6.6’da sunulmaktadır. Model deney tankında oluşturulan zemin üzerinde vane deneyi yapılan noktaların konumları, tüp numune alınan ve yükleme deneyi yapılan noktaların konumları ile birlikte Şekil 6.18’de gösterilmiştir. Vane deneyleri ile belirlenen drenajsız kayma mukavemet değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 6.19’da gösterilmektedir.

Çizelge 6.6 1. Model Deney Tankında Değişik Derinliklerde Ölçülen Drenajsız kayma mukavemeti değerleri ($w_{ort}=\%77$)

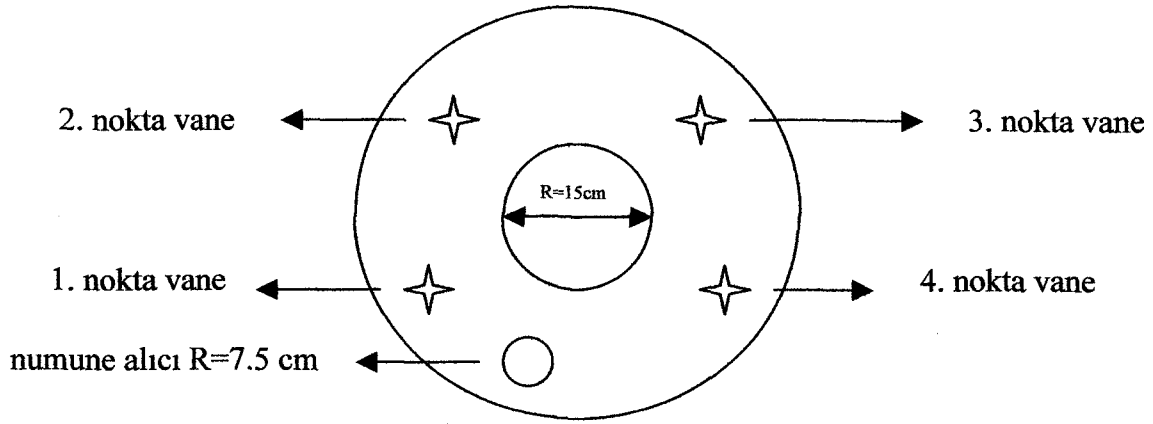
Derinlik (cm)	$Cu_{1.nokta}$ (kPa)	$Cu_{2.nokta}$ (kPa)	$Cu_{3.nokta}$ (kPa)	$Cu_{4.nokta}$ (kPa)
8	14.0	17.0	17.7	16.8
16	11.8	12.0	13.0	14.5
24	11.8	12.5	12.5	16.0
32	11.8	13.8	12.0	14.5
40	11.8	19.5	11.8	18.5



Şekil 6.16 El Vane Deney Aleti



Şekil 6.17 Silindir deney tankı üzerine yerleştirilen Vane askı sistemi



Şekil 6.18 1. Model Deney Tankında Vane, numune alıcı ve plaka yükleme deney noktalarının planda konumu

2. ve 3. model tankta yapılan vane ve plaka yükleme deneylerinin planda konumu Şekil 6.20’de gösterilmektedir. 4. model deney tankta yapılan vane ve plaka yükleme deneylerinin planda konumu Şekil 6.21’de gösterilmektedir.

2. model deney tankı içerisinde kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılan numunenin kalınlığının, vane deneyine başlamadan önce 44 cm ve numunenin su muhtevasının ortalama %100 olduğu belirlenmiştir.. Vane aleti askı sistemine yerleştirildikten sonra iki farklı noktada ve farklı derinliklerde zemine batırılarak ölçümler yapılmıştır. Elde edilen değerler Çizelge 6.7’de sunulmakta, drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 6.22’de gösterilmektedir.

Çizelge 6.7 2. Model Deney Tankında Değişik Derinliklerde Ölçülen Drenajsız kayma mukavemeti değerleri ($w_{ort} = \%100$)

	1. Nokta			2. Nokta		
Derinlik (cm)	8	19	30	10	23	36
Cu (kPa)	2.8	2.5	2.7	2.8	3.0	4.5

3. model deney tankı içerisinde kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılan numunenin kalınlığının, vane deneyine başlamadan önce 46 cm ve numunenin su muhtevasının ortalama %87 olduğu belirlenerek, vane aleti askı sistemine yerleştirildikten sonra iki farklı noktada ve farklı derinliklerde zemine batırılarak ölçümler yapılmıştır. Elde edilen değerler Çizelge 6.8’de sunulmakta, drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 6.23’de gösterilmektedir.

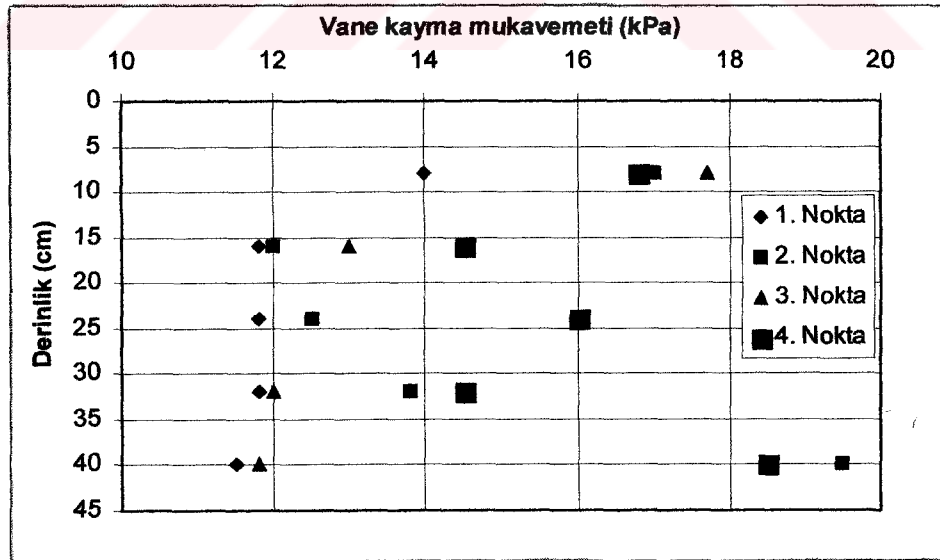
Çizelge 6.8 3. Model Deney Tankında Değişik Derinliklerde Ölçülen Drenajsız kayma mukavemeti değerleri ($w_{ort}=\%87$)

	1. Nokta			2. Nokta		
Derinlik (cm)	8	19	30	10	23	36
Cu (kPa)	3.8	3.25	3.4	3.5	3.6	3.7

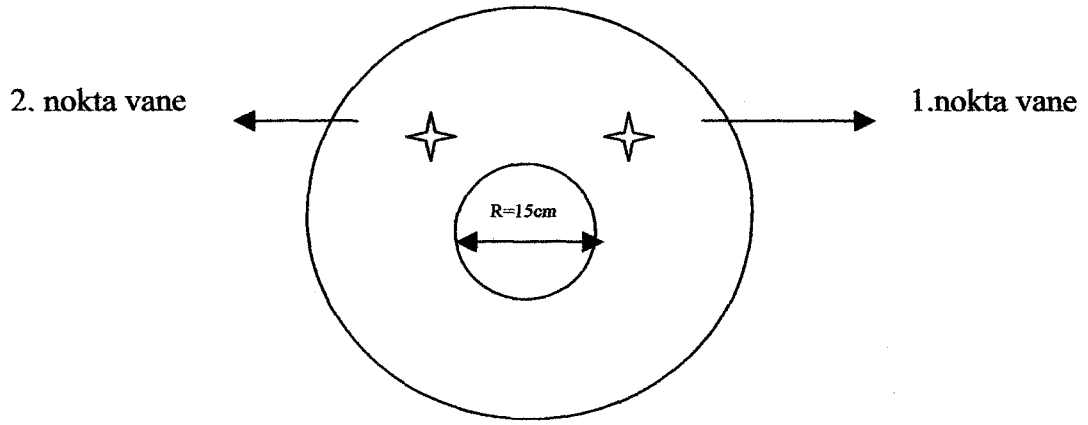
4. model deney tankı içerisinde kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılan numunenin kalınlığının, vane deneyine başlamadan önce 48 cm ve su muhtevasının ortalama %92 olduğu belirlenmiştir. Vane aleti askı sistemine yerleştirildikten sonra üç farklı noktada ve farklı derinliklerde zemine batırılarak ölçümler yapılmıştır. Elde edilen değerler Çizelge 6.9'da sunulmakta, drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 6.24'de gösterilmektedir.

Çizelge 6.9 4. Model Deney Tankında Değişik Derinliklerde Ölçülen Drenajsız kayma mukavemeti değerleri ($w_{ort}=\%92$)

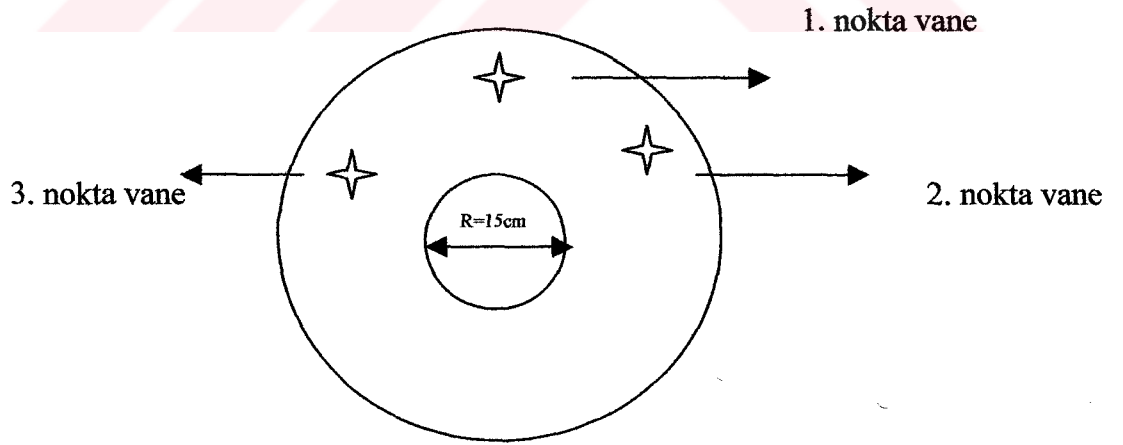
	1. Nokta			2. Nokta			3. Nokta		
Derinlik (cm)	8	19	10	23	36	30	15	27	40
Cu (kPa)	3.2	3	3	3.3	3.1	3	3	3	2.8



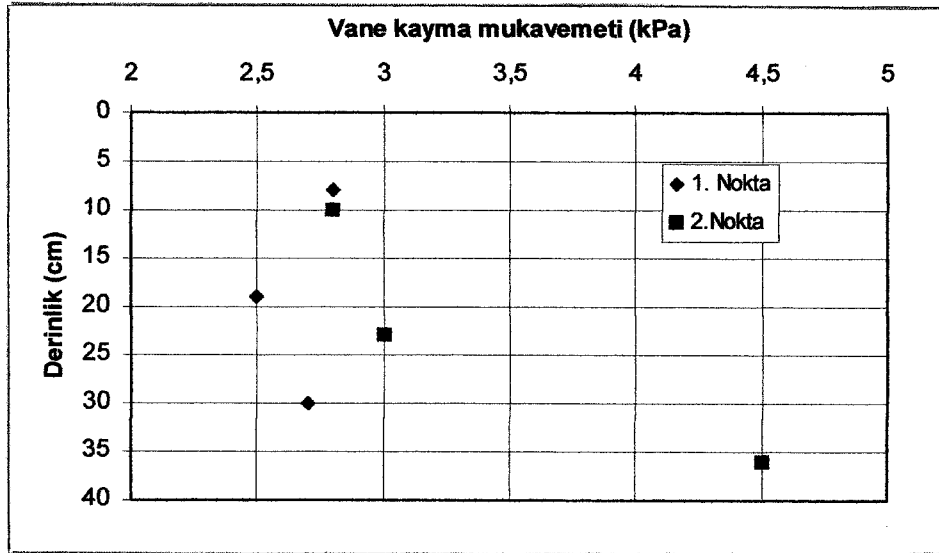
Şekil 6.19 İlk Model deney tankında El Vane Deney aletinden elde edilen derinlik mukavemet değişimi ($w=\%77$)



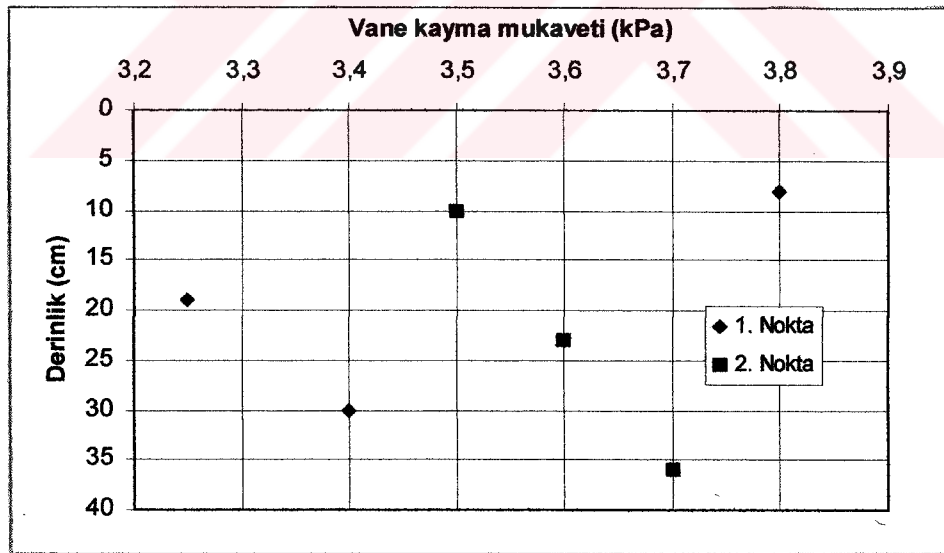
Şekil 6.20 2. ve 3. Model Deney Tanklarında Vane ve plaka yükleme deney noktalarının planda konumu



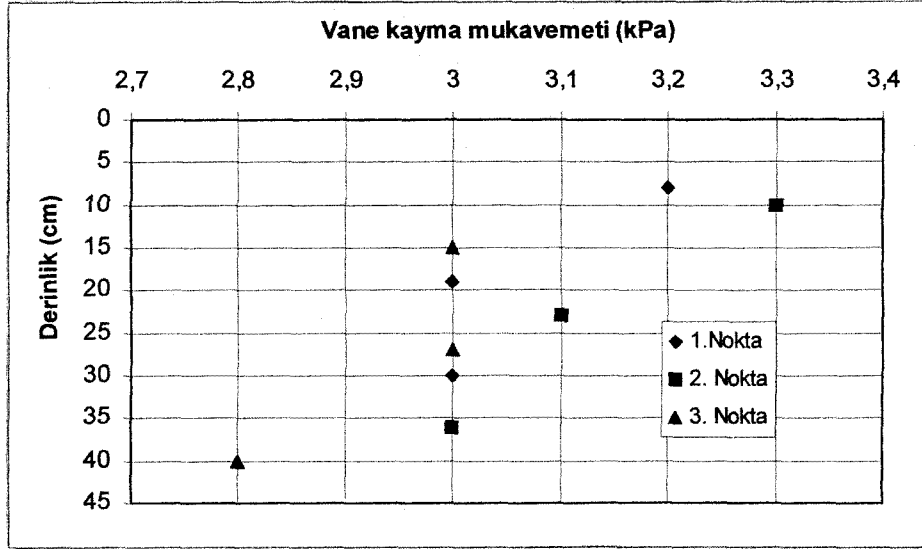
Şekil 6.21 4. Model Deney Tankında Vane ve plaka yükleme deney noktalarının planda konumu



Şekil 6.22 İkinci model deney tankında El Vane Deneyi ile ölçülen mukavemet değerlerinin derinlikle değişimi ($w=\%100$)

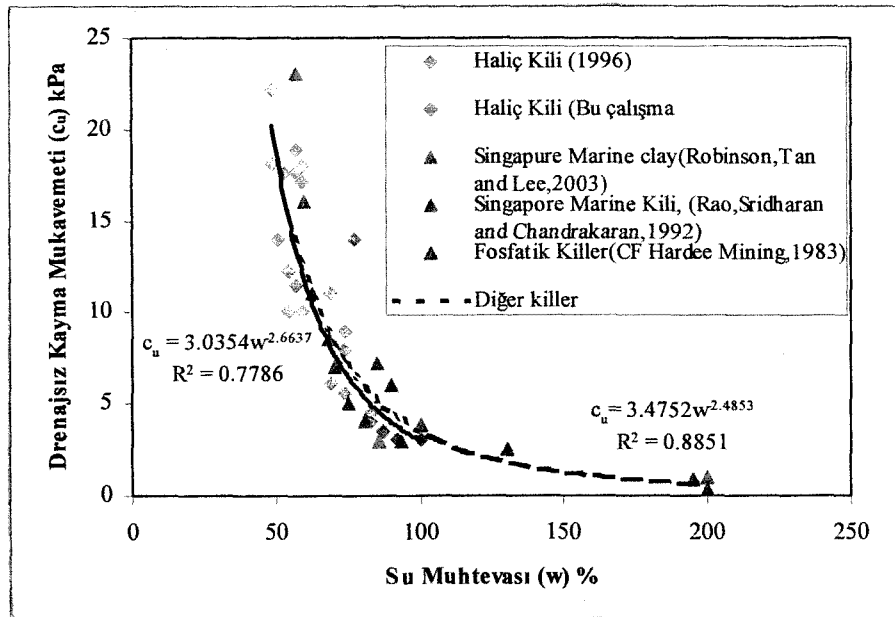


Şekil 6.23 Üçüncü model deney tankında El Vane Deneyi ile ölçülen mukavemet değerlerinin derinlikle değişimi ($w=\%87$)



Şekil 6.24 Dördüncü model deney tankında El Vane Deneyi ile ölçülen mukavemet değerlerinin derinlikle değişimi (w=%92)

Şekil 6.25’de, bu çalışmada ve dünyanın değişik yerlerindeki zeminler üzerinde yapılan Vane deneyi ve üç eksenli konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) deneylerinden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti ile su muhtevası arasındaki ilişki gösterilmektedir. Bu çalışmada dört model deney tankında ölçülen drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin diğer araştırmacılar tarafından ölçülen drenajsız kayma mukavemetinin su muhtevasına bağlı değişim eğilimi ile uyumlu olduğu görülmektedir.



Şekil 6.25 Drenajsız kayma mukavemeti ile su muhtevası arasındaki ilişki

Şekilde, farklı kil zeminler üzerinde yapılan çalışmalarda drenajsız kayma mukavemetinin, su muhtevasına bağlı değişimi,

$$c_u = 3.4752w^{-2.4853} \quad (6.5)$$

eşitliği ile gösterilmiştir.

Bu çalışmada, ölçülen drenajsız kayma mukavemeti değerleri aynı grafik üzerinde işlenmiş ve yüksek plastisiteli silt sınıfına (MH) giren Haliç tarama çamurunda, drenajsız kayma mukavemetinin su muhtevasına bağlı değişimi,

$$c_u = 3.0354w^{-2.667} \quad (6.6)$$

eşitliği ile verilmektedir.

Kıvam limitleri olarak tanımlanan likit limit ve plastik limit, spesifik drenajsız kayma mukavemetinin değerlerine sahip zeminin su muhtevaları olarak kabul edilebilir. Zeminin su muhtevasının kıvam limitleri ile karşılaştırılması bize o zeminin mukavemeti hakkında fikir vermektedir. Bu karşılaştırmayı yaparken bazı boyutsuz katsayılar kullanmak yararlı olmaktadır Bunlar arasında yaygın olarak kullanılanlardan birisi Likitlik İndisi'dir. Likitlik İndisinin tanımı aşağıdaki eşitlikle verilmektedir.

$$LI = \frac{w_n - w_p}{w_L - w_p} \quad (6.7)$$

Şekil 6.26'da, bu çalışmada ve dünyanın değişik yerlerindeki zeminler üzerinde araştırılan Likitlik İndisi ile drenajsız kayma mukavemeti arasındaki ilişki verilmektedir. Bu çalışmada alınan drenajsız kayma mukavemeti değerleri dört model deney tankında yapılan vane deneyinden elde edilen değerler olup, diğer araştırmalarda elde edilen sonuçlarla uyumlu oldukları görülmektedir.

Şekil'de, farklı zeminler üzerinde yapılan çalışmada drenajsız kayma mukavemetinin likitlik indisine bağlı değişimi,

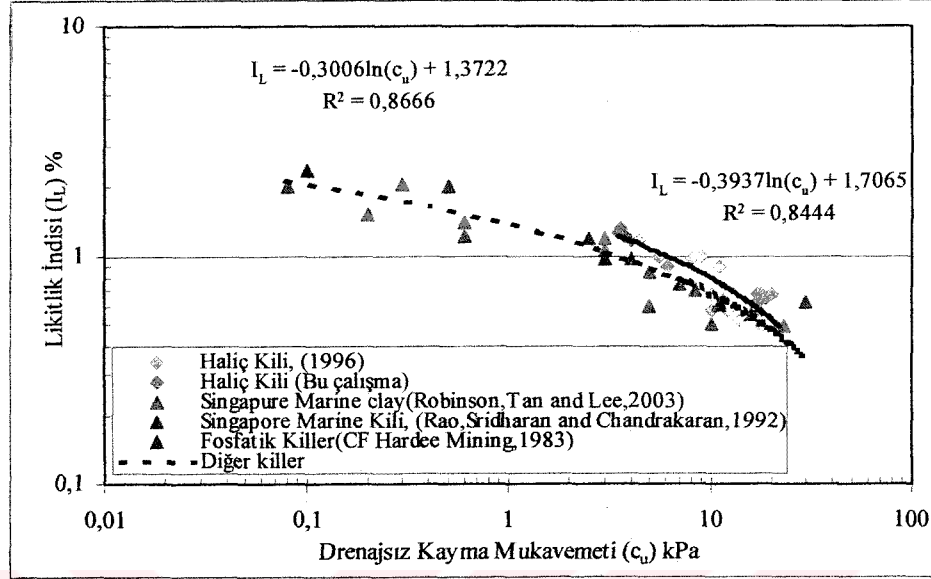
$$I_L = -0.3006 \ln(c_u) + 1.3722 \quad (6.8)$$

eşitliği ile verilmiştir.

Bu çalışmada ölçülen drenajsız kayma mukavemeti değerleri aynı grafik üzerine işlenmiş ve drenajsız kayma mukavemetinin, likitlik indisine bağlı değişimi,

$$I_L = -0.3937 \ln(c_u) + 1.7065 \quad (6.9)$$

olarak verilmiştir.



Şekil 6.26 Drenajsız kayma mukavemeti ve likitide indeksi arasındaki ilişki

6.2.2 Laboratuvar Veyn Deneyi

Bu çalışmada kullanılan laboratuvar Veyn deneyi aletinde, farklı kalibrasyon katsayılarına sahip dört yay ve (25,4 cmx12,7 cm) standart boyutlarda bir kanatlı kesici kullanılmaktadır. Deney aletinin açılı tablasında ibre herhangi bir değere sabitlenerek bu değer ilk okuma olarak kaydedilmektedir. Kanadın en alt noktasından itibaren kanat yüksekliğinin iki katı kadar zemin içine batırılmaktadır. Batırma işleminden sonra deney aletinin kolu 10 derece/saniyelik sabit bir hızla çevrilerek zemine burulma momenti etkililmektedir. Açılı tablasındaki iki ibre birbirinden ayrılması, zeminin kayma direncinin aşıldığını göstermekte, deney bitirilerek ibrenin kaldığı noktadaki değeri son okuma olarak kaydedilmektedir.

Rowe hücresinde sulu çamur bulamacından konsolide edilerek hazırlanan blok numuneler üzerinde laboratuvar veyn deneyleri yapılarak drenajsız kayma mukavemetleri belirlenmiştir. Rowe hücresinde 25 kPa altında konsolide edilen blok numune üzerinde 3 noktada yapılan laboratuvar veyn deneyi sonuçları Çizelge 6.10'da verilmiştir. Konsolidasyon sonucu elde edilen blok numunenin su muhtevası %58 dir.

Çizelge 6.10 Rowe hücresinde 25 kPa altında konsolidasyon sonucu elde edilen blok numune üzerinde üç ayrı noktada drenajsız kayma mukavemeti değerleri ($w=58\%$)

	Cu (kPa)
1. nokta	13.95
2. nokra	12.52
3. nokta	12.76
Ortalama	13.08

Rowe hücresinde 50 kPa altında konsolide edilen blok numune üzerinde 3 noktada yapılan laboratuvar veyn deneyi sonuçları Çizelge 6.11’de verilmiştir. Konsolidasyon sonucu elde edilen blok numunenin su muhtevası 54% dır.

Çizelge 6.11 Rowe hücresinde 50 kPa altında konsolidasyon sonucu elde edilen blok numune üzerinde üç ayrı noktada drenajsız kayma mukavemeti değerleri ($w=54\%$)

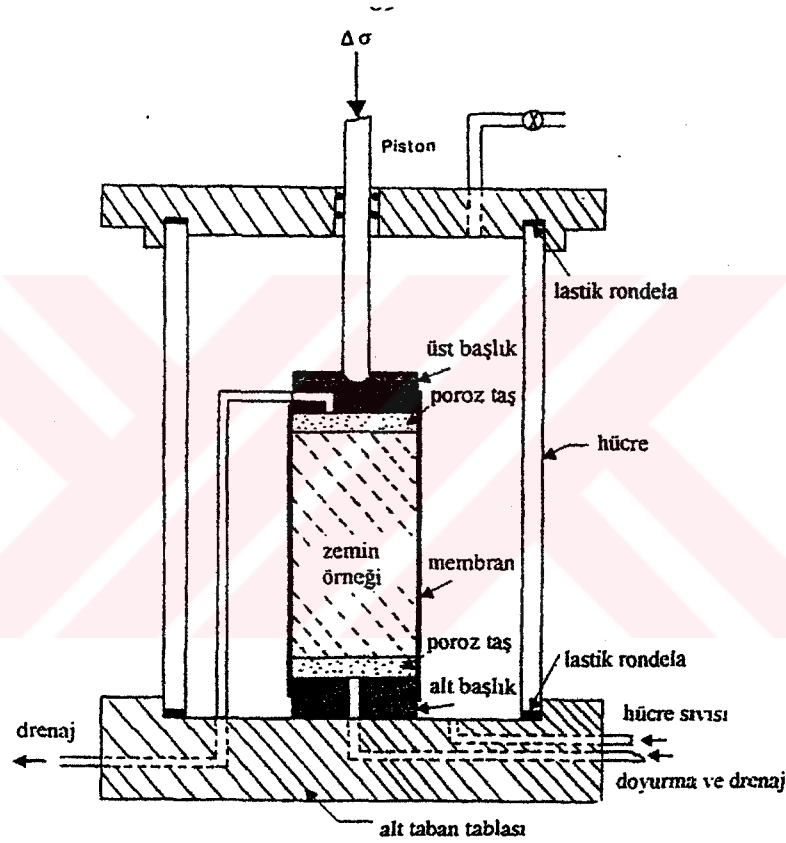
	Cu (kPa)
1. nokta	14.29
2. nokra	15.62
3. nokta	14.95
Ortalama	14.95

Bu değerler c_u/p'_0 oranları göz önüne alındığında biraz yüksek görünmektedir.

6.2.3 Üç Eksenli Deney Aleti

Model tankında sedimentasyon ve kendi ağırlığı altında konsolidasyon ve Rowe hücresinde konsolidasyon sonucu hazırlanan zeminlerden alınan blok örneklerden elde edilen üç eksenli deney örnekleri traşlama aleti ile örselemeye izin verilmeden 5 cm çapında 10-12 cm boyunda silindirik olarak hazırlanmıştır. Laboratuarda deformasyonların belirlenmesi için yapılan çalışmada Şekil 6.27’de gösterilen üç eksenli deney aleti kullanılmıştır. Deney örnekleri hücreye yerleştirildikten sonra izotropik kademeli yükleme altında konsolidasyonu gerçekleştirilerek yükleme programı uygulanmıştır. Şekil 6.27’de deney hücresinde drenaj ve boşluk suyu basıncı ölçüm vanaları gösterilmiştir. Bütün deneyler boyunca eksenel deformasyon, boşluk suyu basıncı ve hücre basıncı ölçümleri transdüserler yardımıyla bilgisayara bağlı elektronik bir sistemle ölçülüp kaydedilmiştir. Deney örneklerinin doygunluk yüzdesini kontrol etmek için deneylerin başlangıcında doygunluk kontrolü yapılmıştır.

İzotropik konsolidasyonlu-drenajsız (CIU) üç eksenli deneylerde hücre basıncı uygularken Şekil 6.27'deki drenaj vanaları A ve B açık iken drenajlı durumda numunenin konsolidasyonu sağlamakta, bu uygulama sırasında istendiği taktirde A vanasına bağlı basınç ölçerle boşluk suyu basıncı değişimlerinde ölçülebilmektedir. A ve B vanaları açık ve kapalı iken boşluk suyu basıncı sıfır ve değişmiyorsa konsolidasyon tamamlanmıştır. Eksenel yükleme aşamasında A ve B vanaları kapatılarak, A vanasına bağlı basınç ölçerden boşluk suyundaki değişim ölçülerek numunede göçme oluncaya kadar eksenel yüklemeye devam edilmektedir.



Şekil 6.27 Üç Eksenli Hücrede Drenaj ve Boşluk Suyu Basıncı Ölçüm Vanaları

6.2.3.1 Model Deney Tankında ve Rowe Hücresinde Hazırlanan Numuneler Üzerinde Yapılan CIU Deneyleri

Temel zeminin mukavemet parametrelerinin belirlenmesi için laboratuarda elde edilen zemin numuneleri üzerinde izotropik konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. 1. model deney tankında kendi ağırlığı altında konsolide olan numuneden örselenmemiş numune alabilmek için numune alıcı yaptırılmıştır. Tank içerisinde alınan tüp numuneden alınan örnek üzerinde ve Rowe hücresinde 25 kPa ve 50 kPa basınç altında konsolidasyon sonucu elde edilen blok numunelerden alınan örnekler üzerinde CIU deneyleri

gerçekleştirilmiştir.

1. model deney tankından alınan örselenmemiş numune üzerinde iki adet konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Birinci numune 75 kPa basınç altında konsolide edilerek yine aynı basınçta drenajsız olarak kesilmiştir. İkinci numune 150 kPa basınç altında konsolide edildikten sonra yine aynı basınçta drenajsız olarak kesilmiştir. Konsolidasyonlu drenajsız deneylerden elde edilen deviator gerilmenin ile boşluk suyu basıncının birim deformasyon değişimlerini gösteren grafikler Ek 1’de verilmektedir.

Rowe hücresinde 25 kPa basınç altında konsolide edilen blok numuneden beş adet silindirik numune hazırlanarak konsolidasyonlu-drenajsız deneyler gerçekleştirilmiştir. 1. numune 25 kPa hücre basıncında konsolide edildikten sonra 50 kPa basınca yükseltilmiş ve son olarak 100 kPa basınçta konsolide edildikten sonra drenajsız olarak kesilmiştir. 2. numune sırasıyla 25, 50, 100 ve 150 kPa basınçlarda kademeli olarak konsolide edildikten sonra aynı basınçta drenajsız olarak kesilmiştir. 3. numune sırasıyla 25, 50, 100 ve 200 kPa basınçlarda konsolide edildikten sonra aynı basınçta drenajsız olarak kesilmiştir. 4. numune sırasıyla 25, 50, 100 ve 200 kPa basınçlarda konsolide edildikten sonra basınç 50 kPa’a düşürülerek aynı basınçta drenajsız olarak kesilmiştir. 5. numune sırasıyla 25, 50, 100, 200 kPa basınç altında konsolide edildikten sonra basınç sırasıyla 100, 50 ve 25 kPa düşürüldükten sonra 25 kPa basınçta drenajsız olarak kesilmiştir. Konsolidasyonlu drenajsız deneylerden elde edilen deviator gerilme ile boşluk suyu basıncının birim deformasyon değişimlerini gösteren grafikleri Ek 2’de verilmektedir.

Rowe hücresinde 50 kPa basınç altında konsolide edilen blok numuneden dört adet silindirik numune hazırlanarak konsolidasyonlu-drenajsız deneyler gerçekleştirilmiştir. 1. numune 20 kPa basınç ve 40 kPa basınç altında kademeli olarak konsolide edildikten sonra 40kPa basınçta drenajsız olarak kesilmiştir. 2. numune sırasıyla 20, 40, 60 kPa basınçlarda konsolide edildikten sonra 60 kPa basınç altında drenajsız olarak kesilmiştir. 3. numune sırasıyla 40 ve 80 kPa basınç altında konsolide edildikten sonra 80 kPa’da drenajsız olarak kesilmiştir. 4. numune sırasıyla 30, 60, 120, 240 kPa basınç altında konsolide edildikten sonra basınç sırasıyla 120 ve 40 kPa düşürülerek 40 kPa basınç altında drenajsız olarak kesilmiştir. Konsolidasyonlu drenajsız deneylerden elde edilen deviator gerilme ile boşluk suyu basıncının birim deformasyon değişimlerini gösteren grafikleri Ek 3’de verilmektedir.

Örselenmemiş tüp örnek ve blok örnekler üzerinde yapılan üç eksenli konsolidasyonlu drenajsız (CU) deney sonuçları Çizelge 6.12’de, deneylerden belirlenen içsel sürtünme açısı değerleri Çizelge 6.13’de verilmektedir.

Çizelge 6.12 Üç Eksenli (CU) Deney Sonuçları

Deney No	Numune Türü	w_n (%)	γ_i (kN/m ³)	σ'_3 (kPa)	u_f (kPa)	$(\sigma'_1 - \sigma'_3)_f$ (kPa)
1	Tüp Numune (Deney Tankı 1)	77	15.97	75	13.9	27.8
2		77	16.52	150	35	92.8
3	Blok Numune (Rowe ₂₅)	59	15.67	25	0.5	40.1
4		59	14.44	50	3.2	119.2
5		58	15.05	100	52.7	114.6
6		59.5	14.89	150	67.5	132
7		57	16.49	200	94.4	105.6
8	Blok Numune (Rowe ₅₀)	54	15.9	40	15.9	47.8
9		54	15.5	60	25.6	60.6
10		54	15.71	80	38.3	78.7
11		54	15.78	40	4.2	115.7

Çizelge 6.13 Üç Eksenli (CU) Deneylerden Belirlenen İçsel Sürtünme Açısı Değerleri

Deney	ϕ'	ϕ_u (cu)
Rowe (25 kPa)	29	20
Rowe (50 kPa)	29	19
Tank1 (tüp numune)	19	14

Konsolidasyonlu drenajsız (CU) deneylerden belirlenen kritik durum malzeme parametreleri Çizelge 6.14'de verilmiştir.

Çizelge 6.14 Konsolidasyonlu Drenajsız (CU) Üç Eksenli Deneylerden Belirlenen Parametreler

Deney No	Numune Türü	İzotropik Konsolidasyon Basıncı (kPa)	N	λ	κ	Γ	M
8	Rowe ₅₀	20-40	2.95	0.11	-	2.89	1.09
9		20-40-60	3.03	0.14	-	3	1.09
10		40-80	3.06	0.15	-	3.04	1.09
11		30-60-120-240-120-40	3	0.2	0.027	2.7	1.09
5	Rowe ₂₅	25-50-100	3.12	0.19	-	3.07	1.14
6		25-50-100-150	3.08	0.19	-	3.02	1.14
7		25-50-100-200	3.1	0.2	-	3.03	1.14
4		25-50-100-200-50	3.18	0.28	0.022	3.03	1.14
3		25-50-100-200-100-50-25	3.27	0.23	0.028	3.11	1.14

6.3 Yükleme Deneyleri

Yumuşak killere üzerine oturan dolguların stabilitesinin sağlanması için çeşitli zemin ıslahı yöntemleri geliştirilmiştir. Bunlardan günümüzde sıkça kullanılan yüksek mukavemetli bir

geotekstilin yumuşak zemin üzerine serilerek üzerine dolgu inşasıdır. Dolgu tabanında geotekstil serilmesinin sağladığı katkı uzama deformasyonunu göstererek çekme gerilmesi alması ve düşey gerilmenin bir kısmını taşıması, böylece yumuşak temel zemininin taşıma gücünü arttırmasıdır.

% 300 su muhtevasına sahip çamur ilk model deney tankına yerleştirilip, kendi ağırlığı altında konsolidasyonunu tamamladıktan sonra numune üzerinde yükleme deneyleri yapılmıştır. Yükleme deneyleri yapabilmek için silindirik tank üzerine yerleştirilen hava silindiri altına 80 cm uzunluğunda bir piston ve onun ucuna 15 cm çapında bir plaka monte edilmiştir. Yük ve yer değiştirme ölçümleri yük ölçer (loadcell) ve yer değiştirme ölçer (lvdt) yardımıyla yapılmıştır. LOADCELL ve LVDT bilgisayara bağlı olup elde edilen veriler veri toplama sistemi Labview programı ile bilgisayarda toplanmıştır. Deney sırasında plaka zemine oturtulup yatay hale getirildikten sonra uygulanan yüklere karşı oluşan düşey deformasyonlar (oturmalar) ölçülmektedir. Şekil 6.28'de yükleme deney sistemi şeması ve Şekil 6.29'da yükleme deney sistemi görülmektedir.

Yükleme taşıma gücü aşılanaya değin ya da limit değer olarak kabul edilen plaka oturması elde edilene kadar sürdürülmektedir. Deneyler kendi ağırlığı altında konsolidasyona maruz kalmış zemin üzerinde geotekstilli ve geotekstilsiz olarak gerçekleştirilmiştir. Geotekstilli yükleme deneyleri Tank 2, 3 ve 4'te yapılmıştır. Bu tanklarda geotekstilsiz yükleme deneyi yapıldıktan sonra yaklaşık olarak 15 cm'lik zemin kaldırılarak düzgün bir yüzey elde edilerek özellikleri Çizelge 6.15'te verilen geotekstil zemin üzerine serilmiştir.

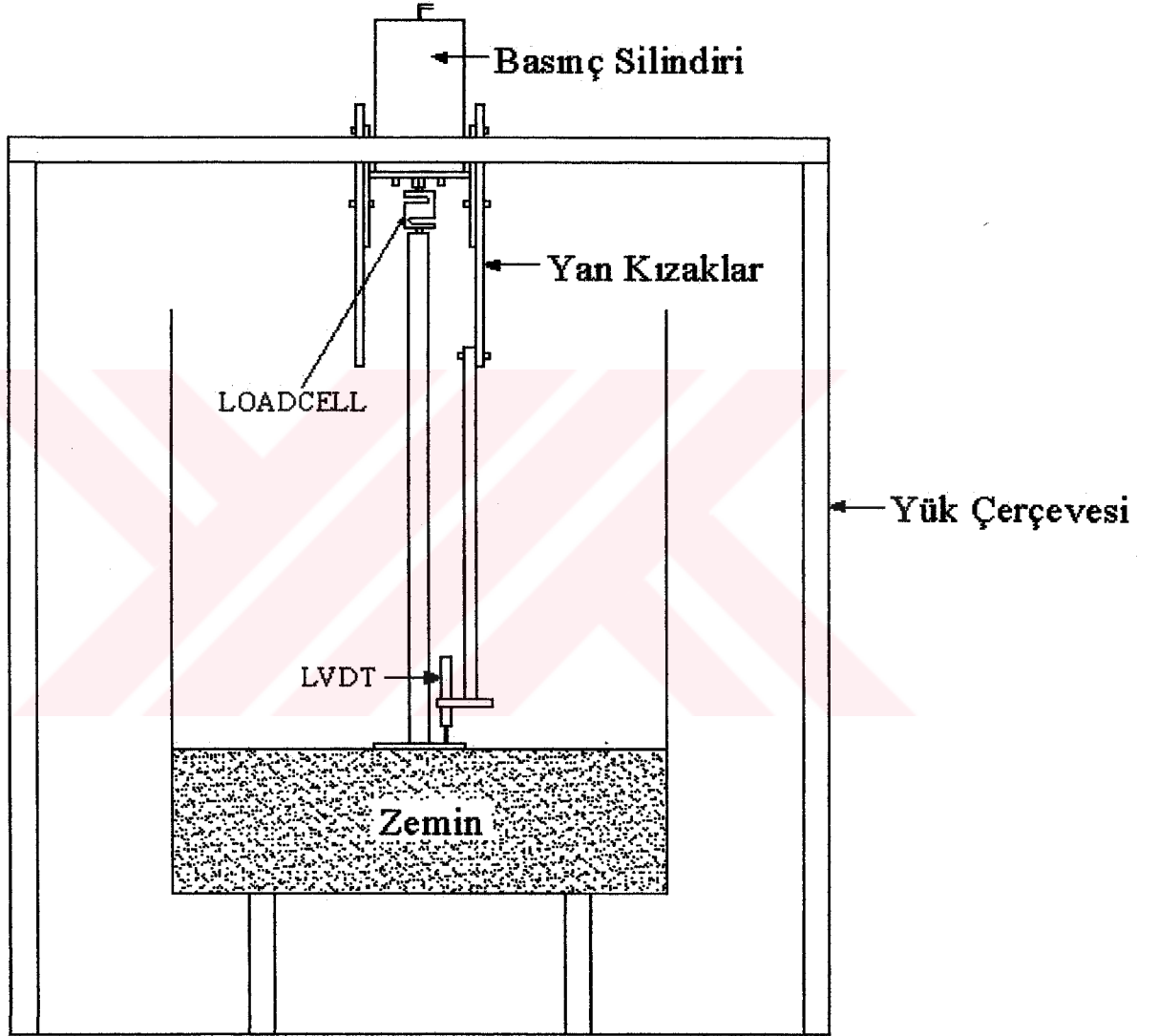
Yükleme deneylerinin bazılarında yükleme doğrudan tank içindeki zemin kütlesi yüzeyinde uygulanmış, diğerlerinde ise zemin yüzüne bir geotekstil serildikten sonra üzerine 7.5 cm kalınlığında kum dolgu yağmurlama sistemi ile yerleştirilmiş ve yükleme bunun üzerine uygulanmıştır.

Kum dolgu altına yerleştirilen Terrasafe (SG 40/40*) isimli geotekstilin özellikleri Çizelge 6.15'de gösterilmektedir.

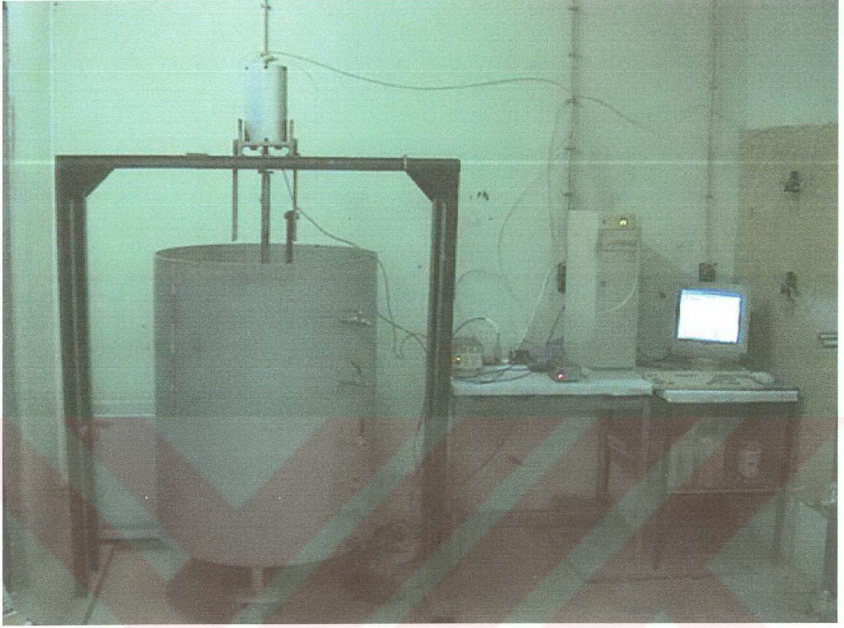
Çizelge 6.15 Terrasafe (SG 40/40*) örgülü geotekstil özellikleri

SG 40/40*	Çekme mukavemeti buruşuk (kN/m)	Çekme mukavemeti gergin (kN/m)	Uzama buruşuk (%)	Uzama gergin (%)	Su geçirgenliği (1/m ² /s.)	Boşluk boyutu O ₉₀ μ
	40	40	20	25	20	180

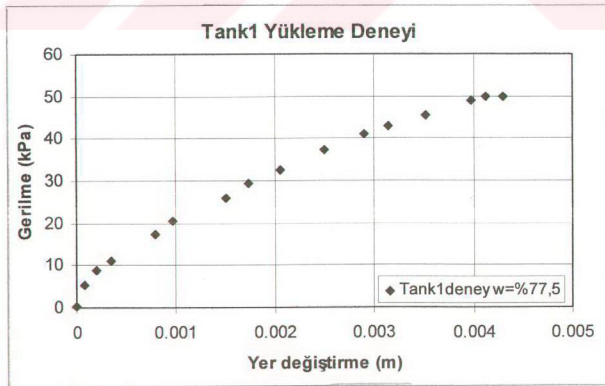
İlk model deney tankında yapılan yükleme deneyinde numune boyu 43 cm dir. Yükleme deneyinden elde edilen gerilme- yerdeğiştirme grafiği Şekil 6.30'de gösterilmiştir.



Şekil 6.28 Yükleme deney sistemi şeması



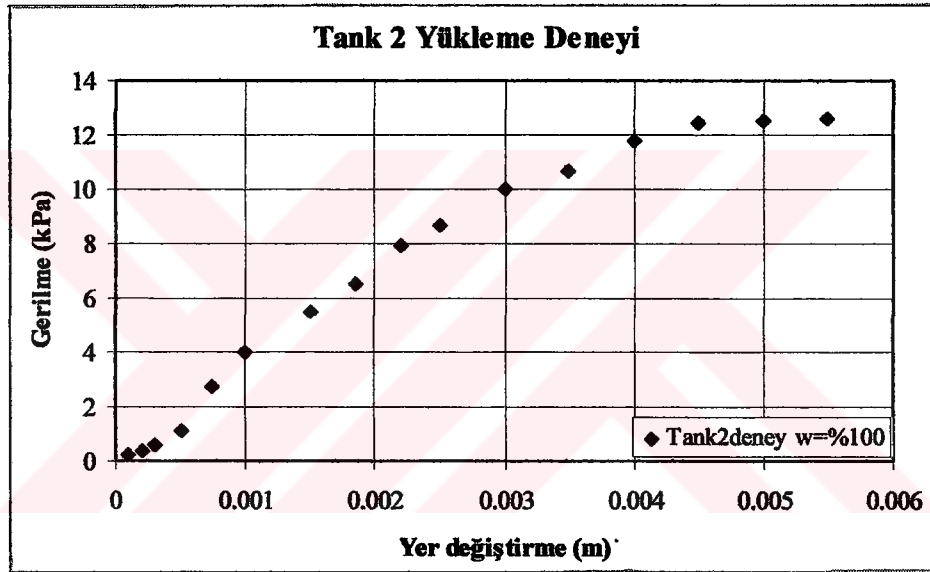
Şekil 6.29 Yükleme deney sistemi



Şekil 6.30 1. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi ($w=77\%$)

İkinci model deney tankında çökelen çamur kendi ağırlığı altında konsolide olduktan sonra iki farklı türde yükleme deneyi yapılmıştır. Birinci model deneydeki su muhtevassından oldukça fazla su muhtevasına sahip 44 cm yüksekliğinde ki numune üzerinde gerçekleştirilen yükleme deneyi sonucu Şekil 6.31' de gösterilmektedir.

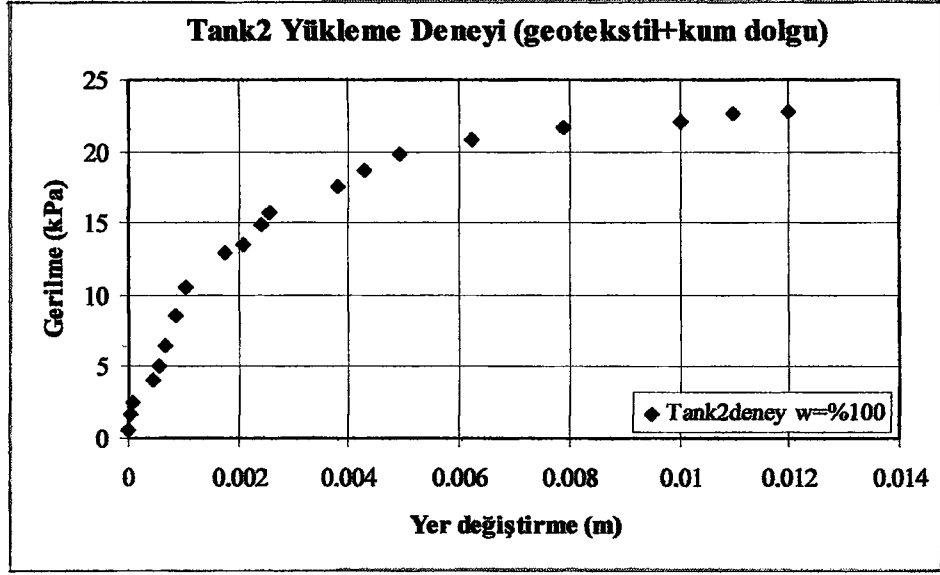
İkinci model deney tankında doğrudan zemin yüzünde yapılan yükleme deneyinden sonra aynı zemin kütlesi üzerinde başka bir yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir. Bu yükleme deneyinde numune üzerine geotekstil ve onun üzerine 7.5 cm kalınlığında kum dolgu serilmiştir. Kum dolgu yağmurlama sistemi ile yerleştirilmiştir. Geotekstil+kum dolgu üzerinde yapılan yükleme deneyi sonucu Şekil 6.32' de gösterilmektedir.



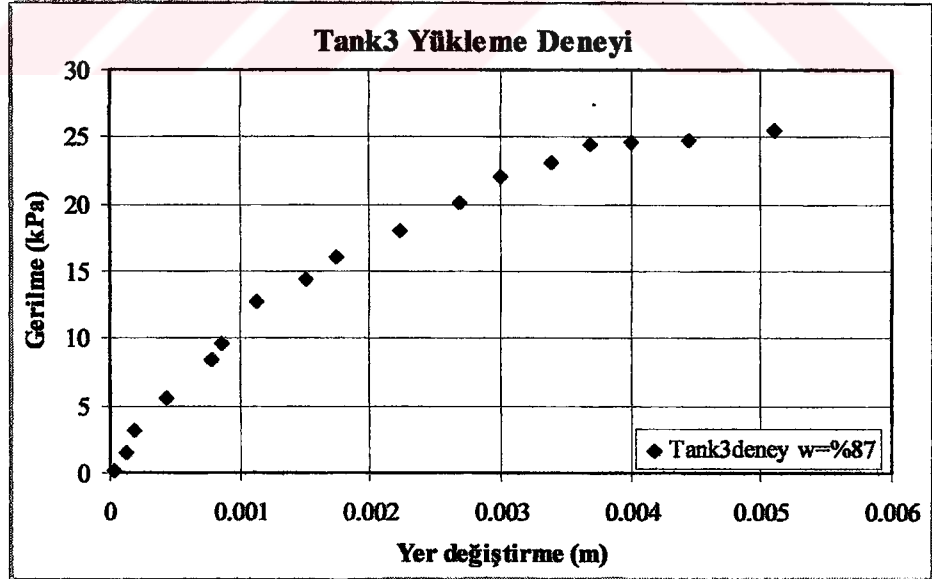
Şekil 6.31 2. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi (w=%100)

Üçüncü model deney tankında çökelen çamur kendi ağırlığı altında konsolide olduktan sonra yine farklı koşullarda iki ayrı yükleme deneyi yapılmıştır. Doğrudan zemin kütlesi yüzeyinde uygulanan birinci deneyde 44 cm yüksekliğindeki numune üzerinde ölçülen gerilme-deplasman grafiği Şekil 6.33' de gösterilmektedir.

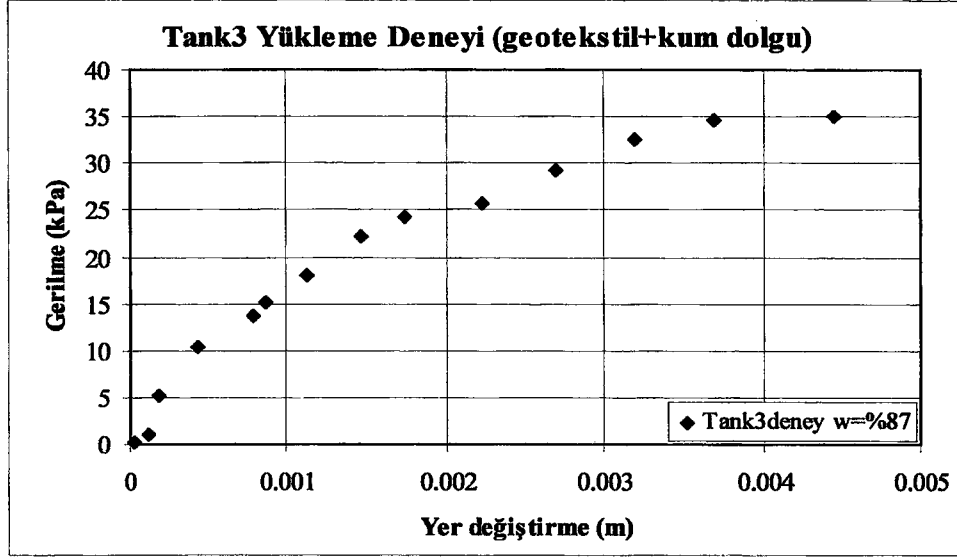
Üçüncü model deney tankında aynı numune üzerinde başka bir yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir. Bu yükleme deneyinde numune üzerine geotekstil ve onun üzerine 7.5 cm kalınlığında kum dolgu serilmiştir. Kum dolgu yağmurlama sistemi ile yerleştirilmiştir. Geotekstil+kum dolgu üzerinde yapılan yükleme deneyi sonucu Şekil 6.34'de gösterilmektedir.



Şekil 6.32 2. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi (geotekstil+kum dolgu)



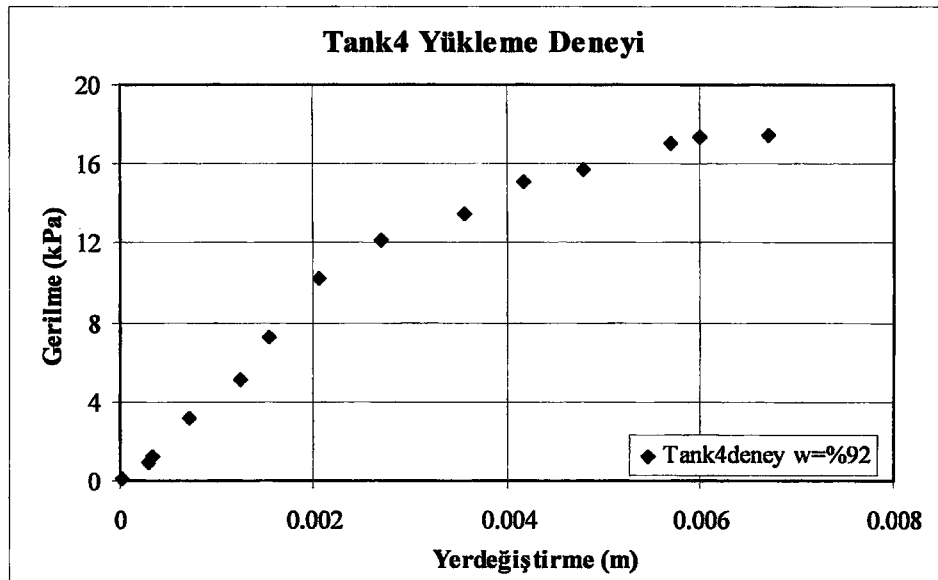
Şekil 6.33 3. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi (w=%87)



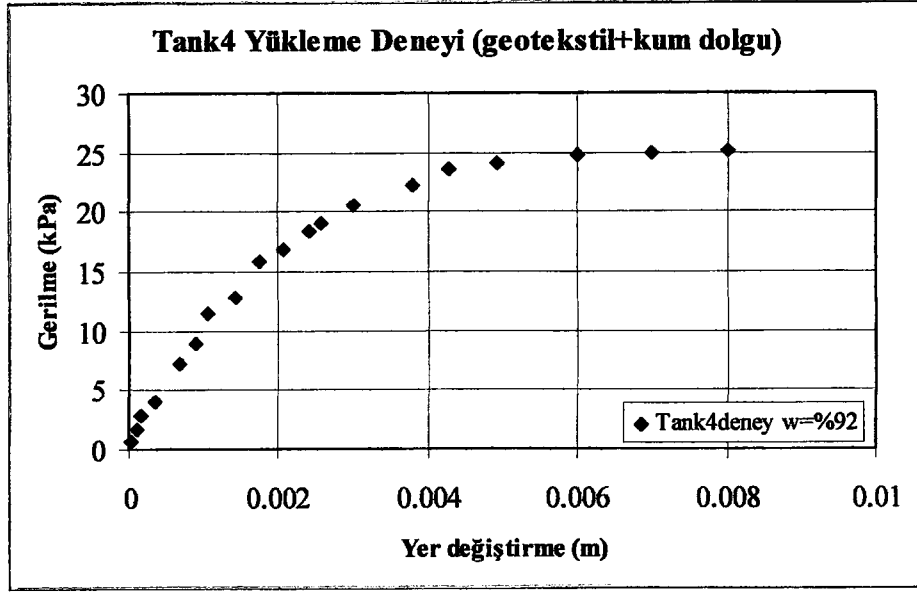
Şekil 6.34 3. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi (geotekstil+kum dolgu)

Dördüncü model deney tankında çökelen çamur kendi ağırlığı altında konsolide olduktan sonra yine geotekstilsiz ve geotekstilli yükleme deneyleri yapılmıştır. Doğrudan zemin yüzünde 48 cm yüksekliğindeki numune üzerinde uygulanan yükleme deneyi sonucu Şekil 6.35' de gösterilmektedir.

Dördüncü model deney tankında daha sonra aynı numune üzerine geotekstil ve onun üzerine 7.5 cm kalınlığında kum dolgu serilmiştir. Kum dolgu yağmurlama sistemi ile yerleştirilmiştir. Geotekstil+kum dolgu üzerinde yapılan yükleme deneyi sonucu Şekil 6.36' da gösterilmektedir.

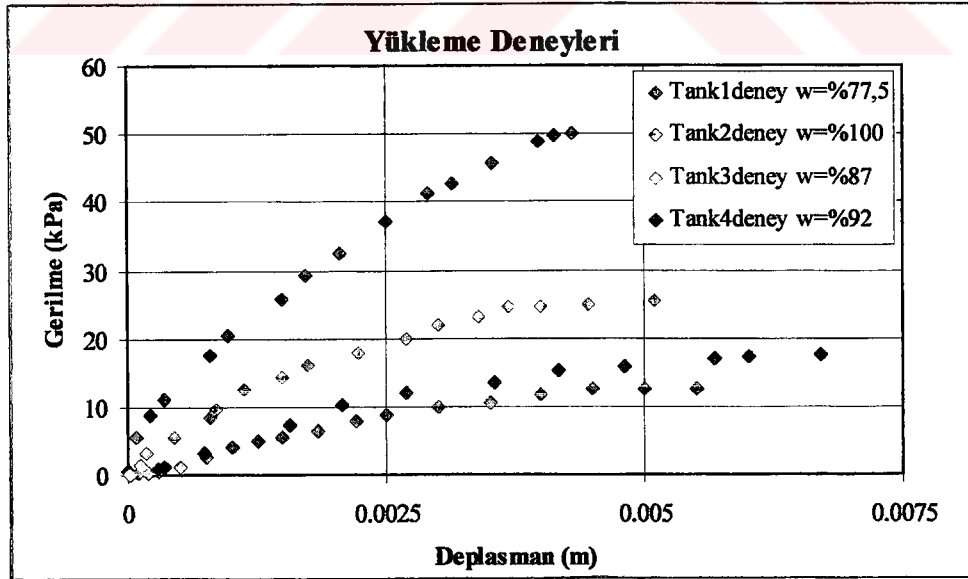


Şekil 6.35 4. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi



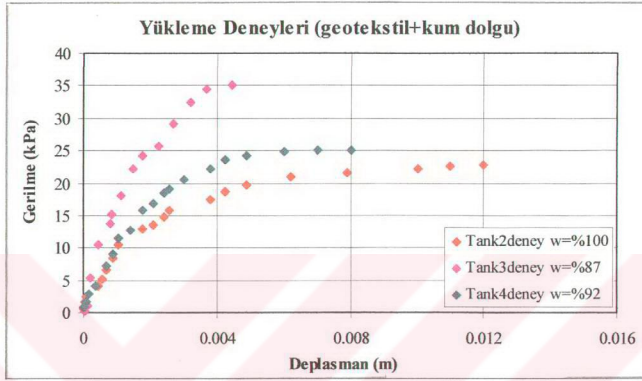
Şekil 6.36 4. Model deney tankında yapılan yükleme deneyi (geotekstil+kum dolgu)

Dört model deney tankında farklı su muhtevalarına sahip numuneler üzerinde gerçekleştirilen yükleme deneyler sonuçları Şekil 6.37’de gösterilmiştir.



Şekil 6.37 Model deney tankında yapılan yükleme deneyleri

Üç model deney tankında farklı su muhtevalarına sahip zemin üzerine kum ve geotekstil serilerek yapılan yükleme deneyler sonuçları Şekil 6.38'de gösterilmiştir.



Şekil 6.38 Model deney tankında yapılan yükleme deneyleri (geotekstil+kum dolgu)

Geotekstilli ve geotekstilsiz olarak yapılan yükleme deneylerinin sonuçlarını uygulanan gerilme ve meydana gelen yerdeğiştirmeler bakımından incelediğimizde, geotekstilli deneylerde Tank 3 dışındaki diğer tanklarda göçme yükünde ve göçmeye ulaşılan yer değiştirmelerde artış meydana geldiği belirlenmiştir. Tank 3 de ise geotekstilli yükleme deneyinde göçmeye ulaşılan yükte artış, yer değiştirmede ise çok fazla bir artış olmadığı belirlenmiştir.

6.4 Boşluk Suyu Basıncı Ölçümleri

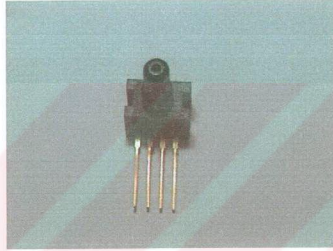
Sulu çamur kütlesi model tank içinde çöküp kendi ağırlığı altında konsolide olurken boşluk suyu basıncının derinlikle değişiminin ölçülmesi planlanmıştır. Bu amaçla önce tank kenarına değişik seviyelerde piezometrik tüpler bağlanmış (Şekil 6.1) ve bunlardan boşluk suyu basıncı değişimleri izlenilmeye çalışılmıştır. Fakat sedimentasyon aşaması sona erdikten sonra bu yöntem ile boşluk suyu basınçları ölçülememiştir. Daha sonra temin edilen özel elektriksel piezometrelerle 4. Model Tank deneyinde boşluk suyu basıncı ölçümleri yapmak mümkün olmuştur.

4. tanka %300 su muhtevasında 96 cm yüksekliğinde çamur yerleştirildikten sonra derinlikle

değişen b.s.b ölçümleri için Şekil 6.39'da görülen transducerden 4 adet kullanılmıştır. Deneyde kullanılan transducerlere ait özellikler Çizelge 6.16'da verilmektedir.

Çizelge 6.16 Basınç transducerine ait özellikler

26PCCFA6G Basınç Transduceri	Basınç aralığı	Maksimum Basınç	Hassaslık derecesi	Tekrarlanabilir hata aralığı
	± 15.0 psi	45.0 psi	6.67 mV/psi	$\pm 0.20\%$ span typ.

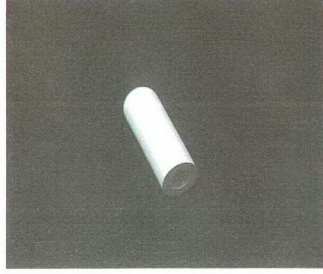


Şekil 6.39 26pccfa6g tipinde boşluk suyu basıncı transduceri

Boşluk suyu basıncı ölçümleri için tanka yerleştirilen 96 cm yüksekliğindeki çamura sırasıyla 2,20,40 ve 60 cm yüksekliklere gelecek şekilde seramik piezometreler yerleştirilmiştir. Piezometre gövdesi zemine yerleştirilmeden suya batırılıp özel bir işlemle havası alınarak doygun hale getirilmekte ve boşluk suyu basıncı okuması piezometre içindeki suyun zemin ortamındaki basınca ulaşip denge sağlandıktan sonra gerçekleştirilmektedir. Kullanılan seramik piezometreler Şekil 6.40'da ve özellikleri Çizelge 6.17'da gösterilmektedir.

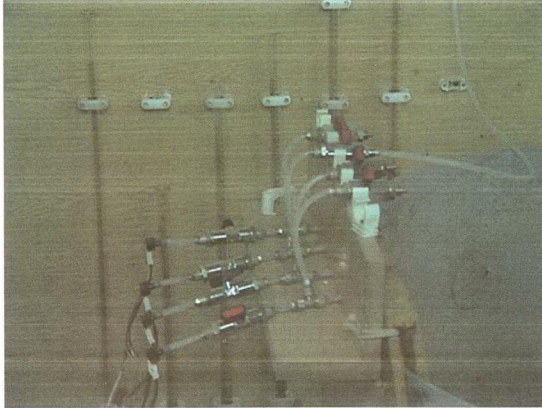
Çizelge 6.17 Deneyde kullanılan seramik piezometrelerin özellikleri

Hava Giriş Değeri	Boyutlar							
	A		B		C		Ağırlık	
	İnch	Cm	İnch	Cm	İnch	Cm	oz	gms
1 Bar,	0.375	0.953	1.125	2.858	0.063	0.160	0.07	1.93
Yüksek	+0.030	+0.076	+0.063	+0.160	+0.030	+0.076		
Akış	-0.000	-0.000	-0.063	-0.160	-0.000	-0.000		



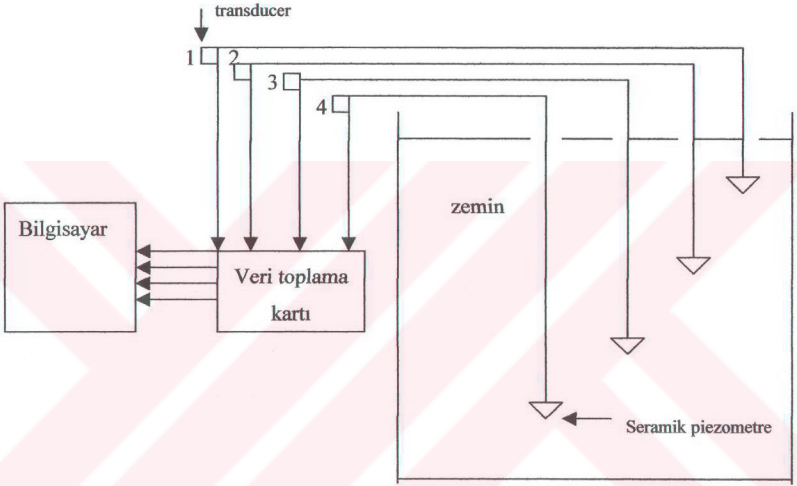
Şekil 6.40 Seramik piezometre

Şekil 6.40'da görülen seramik piezometrelerin bir ucuna hortum geçirilirken diğer ucu transducere bağlanmaktadır. Bir ucuna seramik piezometre diğer ucuna transducer bağlantısı yapılmış 4 farklı uzunlukta hortum tank içerisinde demir çubuklar ile dik olarak durmaktadır. Deneye başlamadan önce seramik piezometrelerin ve onlara bağlı olan hortumların tamamen suya doygun olması gereklidir. Suya doygun piezometrelere bağlı hortumlar hava almayacak şekilde transducere geçirilmektedir. Şekil 6.41'de tanka farklı derinliklerde yerleştirilmiş piezometrelere bağlantısı olan transducerler görülmektedir.



Şekil 6.41 Deneyde kullanılan transducerlerin tank üzerindeki konumu

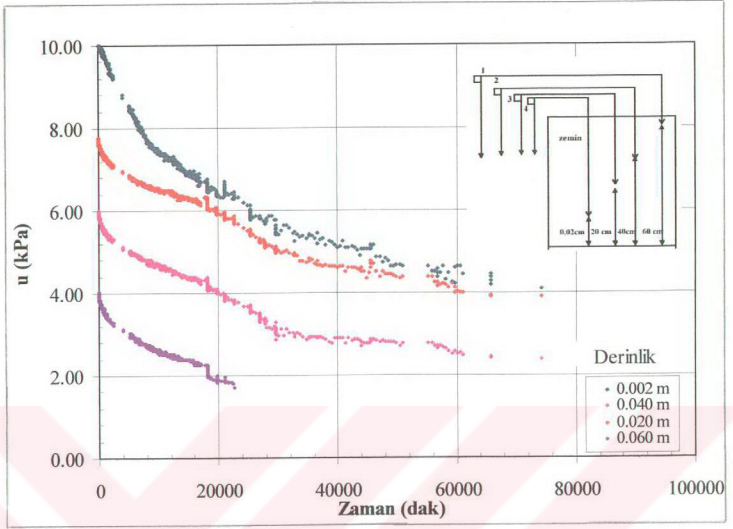
Transducerler bilgisayara bağlı olup veri toplama sistemi (Labview) ile basınç verileri bilgisayarda toplanmıştır. Başlangıçta %300 su muhtevasına sahip çamur kendi ağırlığı altında konsolide olurken derinlikle değişen boşluk suyu basıncı ölçümleri ölçülmüştür. Şekil 6.42’de Model deney tankında boşluk suyu basıncı ölçüm şeması gösterilmektedir



Şekil 6.42 Model Deney Tankında boşluk suyu basıncı ölçüm şeması

6.4.1 Boşluk Suyu Basıncı Ölçümlerinin Değerlendirilmesi

4. model deney tankında kendi ağırlığı altında konsolidasyona başlama aşamasında 4 farklı derinlikte yerleştirilmiş olan seramik piezometreler ve onlarla bağlantısı olan transducerler sayesinde alınan boşluk suyu basıncı ölçümlerinin zamana bağlı olarak değişimi Şekil 6.43’de görülmektedir. Boşluk suyu basınçlarının ölçüm noktaları Şekil 6.42’de ölçüm şemasında verilmiştir. 4. model deney tankında oturma okumaları 109 gün devam etmiştir. Tankın içinde en üstte bulunan piezometreye bağlı 4. transducerden alınan boşluk suyu basıncı okumasına numunenin boyunun gittikçe azalması ve hortum içinde hava oluşmaya başlamasından dolayı yaklaşık 16 gün sonra son verilmiştir. Fakat boşluk suyu basıncı okumalarına yaklaşık 51 günden sonra piezometrelere bağlı hortumlarda hava kabarcıkları oluşmaya başladığı için son verilmiştir. Numunenin kendi ağırlığı altında konsolidasyonuna devam edilmiştir.



Şekil 6.43 Boşluk suyu basınçlarının zamana bağlı değişimi

7. DENEYSEL ÇALIŞMANIN NÜMERİK DEĞERLENDİRİLMESİ

Su muhtevası yüksek atık çamurlar, pompalandığı havuzlarda birkaç gün ya da birkaç hafta içerisinde sedimentasyonunu tamamladıktan sonra efektif gerilmenin oluşmaya başladığı kendi ağırlığında konsolidasyon safhasına gelmektedir. Efektif gerilme ilkesinin uygulanmaya başlandığı bu aşamada boşluk oranının bulamaç boyunca sabit olmadığı ancak, başlangıç boşluk oranına bağlı olduğu belirlenmiştir. Efektif gerilme ile permeabilite ve boşluk oranı değişimleri, özellikle efektif gerilmenin düşük olduğu konsolidasyonun ilk devrelerinde yumuşak killer için oldukça önemlidir. Bu yüzden bu tür zeminler için, konsolidasyon özelliklerini direkt olarak belirlemek oldukça zordur (Znidarcic vd.,1982). Bu nedenle bu tür zeminlerin konsolidasyon özelliklerinin belirlenmesinde klasik konsolidasyon deneyleri yerine çok küçük gerilme seviyelerindeki boşluk oranı-efektif gerilme ve boşluk oranı-permeabilite değişimlerinin bulunmasını sağlayan konsolidasyon deneylerinin yapılması tercih edilmelidir (Abu Hejleh vd. 1996; Fox ve Baxter, 1997).

Sulu çamurların depolanma ve iyileştirme çalışmaları için oturma tahmininin yapılmasında sonlu şekil değiştirme ve konsolidasyon teorisi kullanılarak çeşitli çalışmalar yapılmıştır (Townsend and McVay,1990, Abu Hejleh, vd. 1996, Fox ve Baxter, 1997). Yüksek su muhtevasına sahip çamurun kendi ağırlığı altında konsolidasyonu sonucu meydana gelecek oturmaların doğru tahmin edilmesinde model deneyler yapılması ve sonuçlarının nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılması, arazi davranışının tahmininde kullanılacak parametrelerin güvenilirliği açısından önemli bir deneyim sağlamıştır. Haliç çamuru gibi malzemelerin kendi ağırlığı altında konsolidasyonunun analizi için düşük gerilme seviyelerindeki boşluk oranı-efektif gerilme ilişkisinin ve boşluk oranı-permeabilite ilişkisinin deneysel olarak belirlenmesi amacıyla yapılan sızıntı etkili konsolidasyon ve kademeli yükleme permeabilite ölçüm verileri ve deney sonuçları kullanılarak (Berilgen,2003) nümerik modeller ile arazi davranışının tahmin edilmesi mümkün olmaktadır. Bu çalışmada model tank içinde kendi ağırlığı altında konsolide olan zemin davranışı CS2 modeli ile analiz edilmiştir.

Atık sulu çamurların depolandığı geniş alanların bir süre sonra kullanılabilir duruma getirilmesi çevresel ve ekonomik nedenler dolayısıyla büyük önem taşımaktadır. Bu alanların kısa-orta vadede en uygun kullanım şekli rekreasyon amaçlı yeşil alanlara dönüştürülmesi olmaktadır. Sulu çamurların kendi ağırlığı altında sedimentasyon ve konsolidasyon aşamalarını takiben yüzeyleri kuruyarak bir kabuk oluşturmakta, altındaki küttele zamanla ve derinlikle artan bir drenajsız kayma mukavemeti kazanımı meydana gelmektedir. Bir miktar mukavemet kazanmış ve yumuşak kohezyonlu bir zemine dönüşmüş bu çamur kütlesinin

üzerine toprak dolgu yerleştirilerek kullanılabilir alanlara dönüştürülmesi amaçlanmaktadır. Dolgu işleminin yapılabilmesi ise bu yumuşak zemin tabakasının yeterli taşıma gücüne sahip olması ile mümkündür.

Yumuşak killere üzerine oturan dolguların stabilitesinin sağlanması için çeşitli zemin ıslahı yöntemleri geliştirilmiştir. Bunlardan günümüzde sıkça kullanılanlardan birisi yüksek mukavemetli bir geotekstilin yumuşak zemin üzerine serilerek üzerine dolgu inşasıdır. Yumuşak zemin üzerinde dolgu inşasında geotekstilin en önemli fonksiyonu çekme gerilmesi olarak zemine aktarılan gerilmenin bir kısmının karşılanmasına olan katkısıdır. Zayıf zemin üzerinde yapılacak dolgularda geotekstil kullanımı taşıma gücünün artırılması ve farklı oturmaların önlenmesi gibi yararlar sağlamaktadır. Geotekstil, ilk aşamada dolgunun yerleştirilmesi ve üniform olarak yapılmasını mümkün kılmakta, farklı oturmaların önlenmesi ve üst yapının stabilitesinin artırılmasına katkı sağlamaktadır. Çamur depolama sahalarının kapatılması ve üzerinde dolgu yapılması ABD ve Japonya'da ki uygulamalarda da görülmektedir.

Çalışmanın nümerik modelleme kısmı deneysel çalışmada olduğu gibi iki aşamadan meydana gelmektedir. Birinci aşamada model tanklarda zeminin kendi ağırlığı altında konsolidasyon davranışının nümerik analizi için CS2 adında konsolidasyon modelinden yararlanılmıştır. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri model tankından bağımsız deneysel yöntemler ile belirlenmiş ve model tankında gözlenen davranış bu zemin parametreleri ile tahmin edilmeye çalışılmıştır. İkinci aşamada ise kendi ağırlığı altında konsolidasyonunu tamamlamış zemin üzerinde yapılan yükleme deneyleri sonuçları PLAXIS programı kullanılarak yapılan nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri konsolidasyonlu-drenajsız (CU) üç eksenli, standart ödometre ve veyn deneylerinden belirlenmiştir.

7.1 Kendi Ağırlığı Altında Konsolidasyon Davranışının Nümerik Olarak Modellenmesi

Kendi ağırlığı altında konsolide olan su muhtevası yüksek Haliç Tarama Çamuru'nun oturma ve mukavemetinin zamanla değişimini inceleyebilmek amacıyla yaptırılan bir model tankta yapılan dört adet deneyde, tanka yerleştirilen malzemenin yüksekliği sürekli gözlenerek oturma miktarları kaydedilmiştir. Bahsedilen model deneyde gözlenen kendi ağırlığı altında oturma zaman davranışının analizi için Fox ve Berles(1997) tarafından geliştirilen ve non-lineer sonlu şekil değiştirme (finite strain) analizi yapabilen CS2 adındaki konsolidasyon modelinden yararlanılmıştır. Bu model, düşey efektif gerilme - boşluk oranı ($\sigma_v'-e$) ve

permeabilite - boşluk oranı ($k - e$) arasındaki ilişkileri kullanarak zamana bağlı büyük miktardaki oturmaları (large strain consolidation) analiz edebilmektedir. Bu ilişkileri belirlemek için (1.1) ve (1.2) bağıntılarından yararlanılmış

$$e = A(\sigma' + Z)^B \quad (1.1)$$

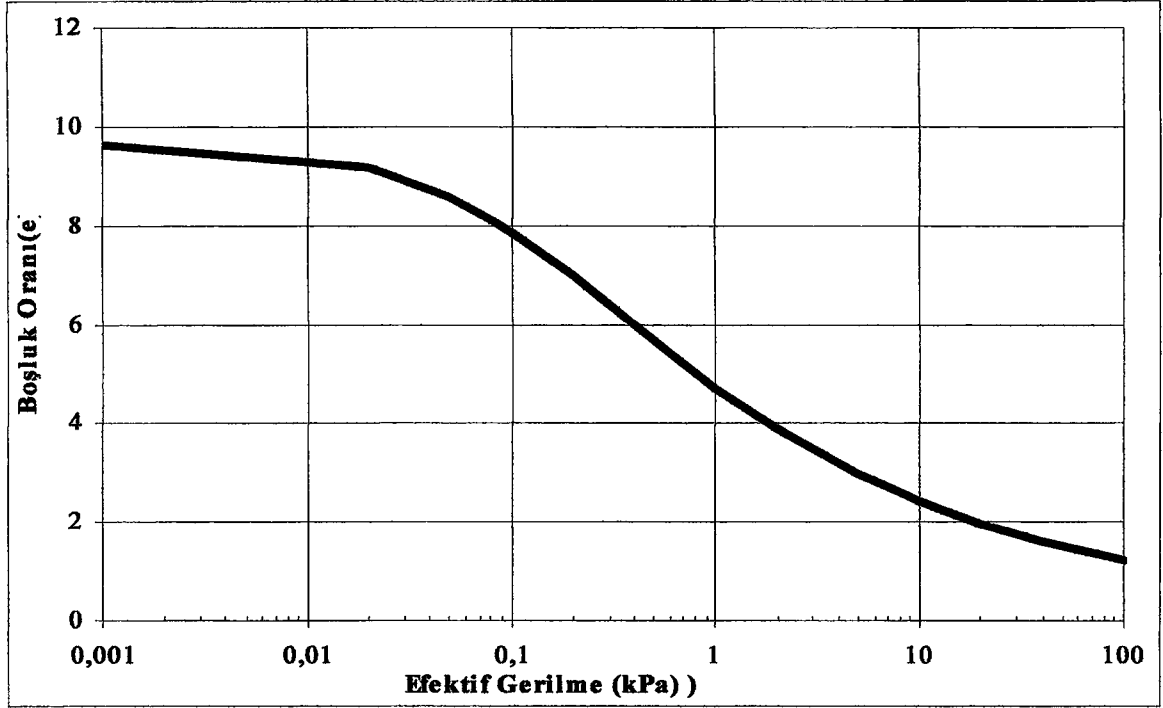
$$k = Ce^D \quad (1.2)$$

ve bu bağıntılardaki malzeme parametreleri başlangıç boşluk oranı $e_0 = 8-9$ olan sulu çamur için Berilgen (2003) tarafından Haliç Tarama Çamuru üzerinde yapılan “Sızıntı Etkili Konsolidasyon Deneyi” lerinden Çizelge 7.1’de verildiği gibi elde edilmiştir. Bu değerler ile çizilen $e - \sigma_v'$ ve $e - k$ eğrileri ise Şekil 7.1a ve Şekil 7.1 b’ de verilmiştir. Birinci model deney tankına %300 su muhtevasında 95 cm olarak yerleştirilen Haliç Çamur’nun kendi ağırlığı altında konsolidasyonunun non-lineer sonlu şekil değiştirmeli konsolidasyon (CS2) analizi sonuçları ile deney ölçümlerinden elde olunan sıkışma zaman grafiği Şekil 7.2’de verilmiştir. Model tankında %300 su muhtevasında yerleştirilen sulu çamur kendi ağırlığı altında konsolide olurken alttan drene olması yanında sedimentasyon aşamasında yüzeyinde toplanan su alınmıştır. İlk model deneyinde (1. Model Deney Tankında) tank düşey kenarı boyunca yerleştirilen piezometre tüplerinden de su çıkışına izin verilmiştir. Konsolidasyon aşamasında derinlikle boşluk suyu basıncı ölçümü için düşünülen bu piezometrelerin iyi sonuç vermemesi üzerine daha sonraki model deneylerinde kenarlardan su tahliyesine izin verilmemiş ve zeminin sadece alt ve üst yüzeylerinden drene olarak konsolide olması sağlanmıştır.

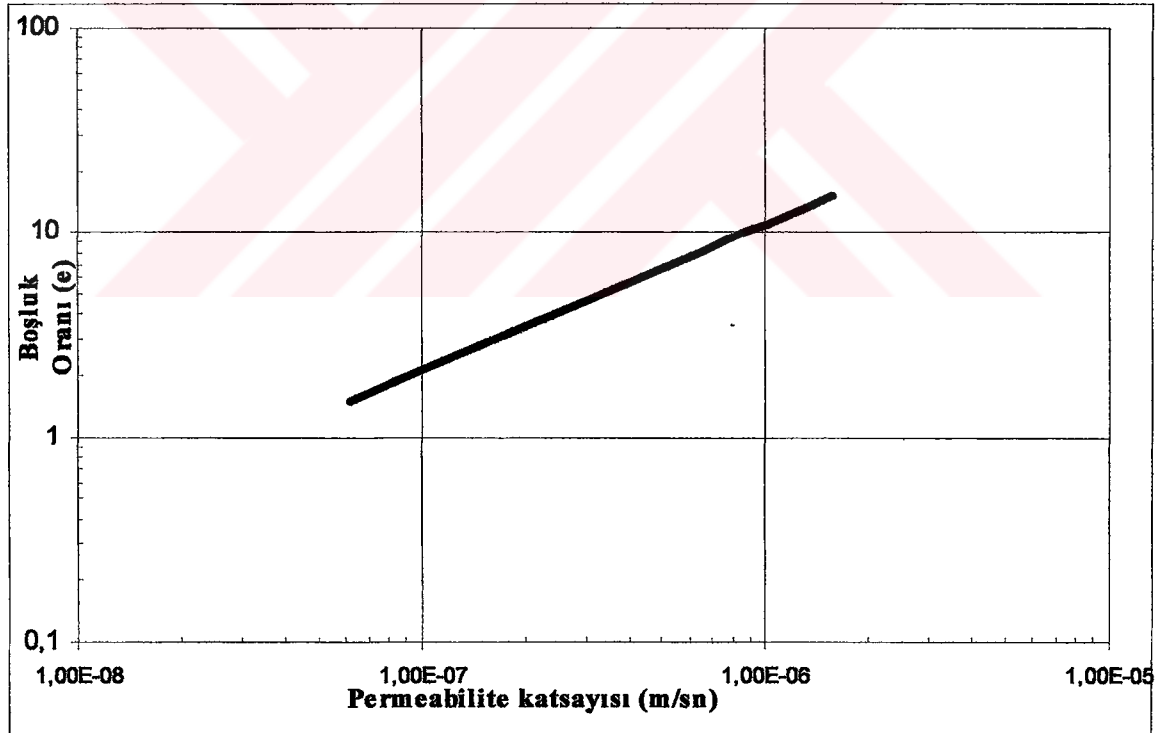
Şekil 7.2’de görüleceği gibi sedimentasyon tankına başlangıç boşluk oranı değeri $e=8.00$ olacak şekilde yerleştirilen Haliç çamurunun davranışı, drenaj koşulları nümerik modelde tam olarak dikkate alınmamış olmasına karşın başlangıç boşluk oranı $e=8-9$ arasında değişen deney sonuçları (Berilgen,2003) kullanılarak gerçeğe oldukça yakın bir şekilde modellenmiştir.

Çizelge 7.1 Sızıntı Etkili Konsolidasyon Deneyinden $e_0=8.0-9.0$ için Elde Edilen Malzeme Parametreleri ($\sigma - \text{kPa}$, $k - \text{m/s}$)

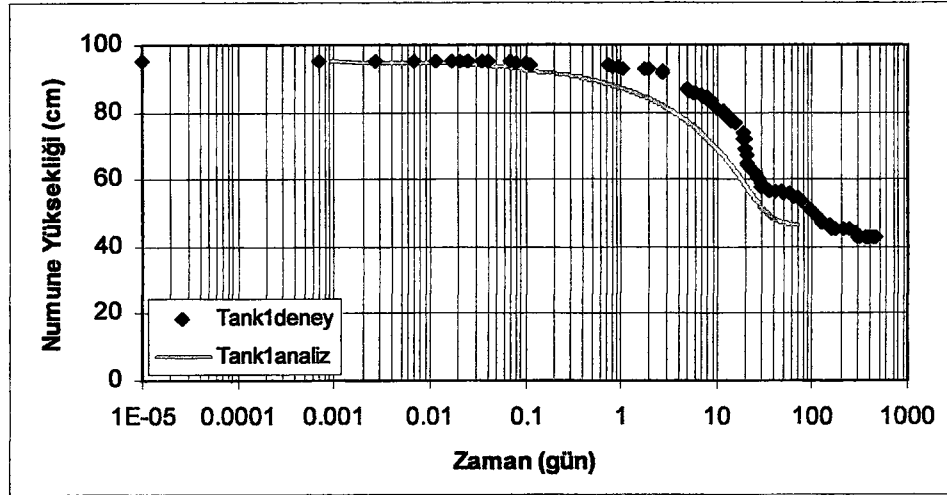
$e=A(\sigma'+Z)^B$	A	2.58
	B	-0.28
	Z	0.018
$k=Ce^D$	C	4.96E-08
	D	1.1



Şekil 7.1.a Boşluk Oranı Efektif Gerilme Değişimi

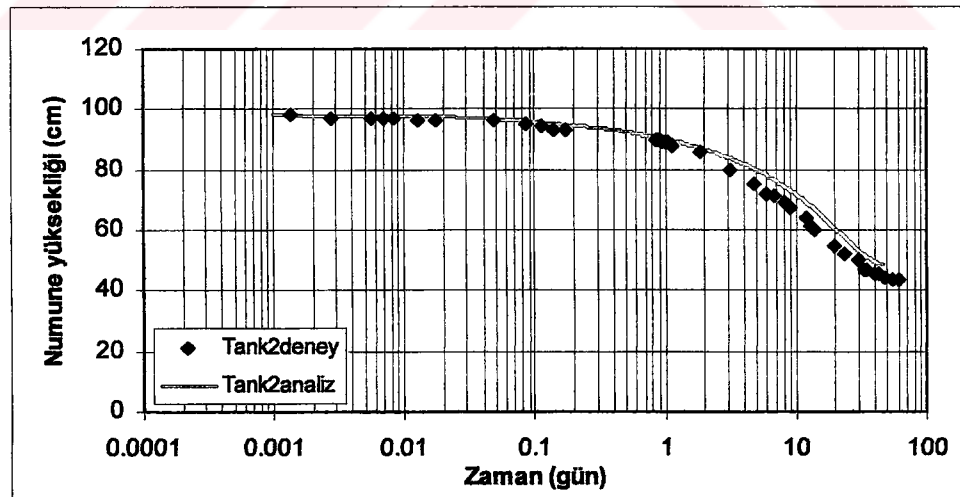


Şekil 7.1.b Boşluk Oranının Permeabilite ile Değişimi



Şekil 7.2 1. Model Deney Tankından elde edilen deneysel ölçümlerle CS2 analizi ile hesaplanan oturma-zaman davranışı

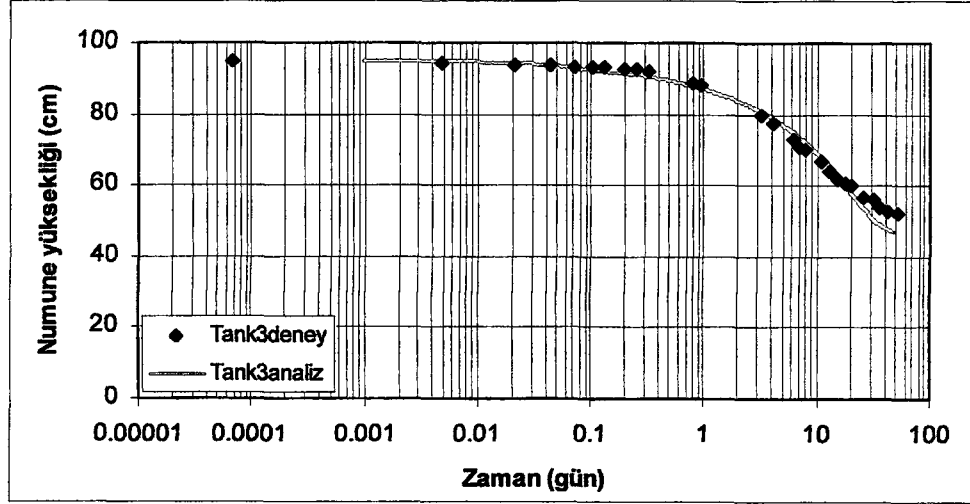
İkinci model deney tankına %300 su muhtevasında 98 cm olarak yerleştirilen Haliç Çamur'un kendi ağırlığı altında konsolidasyonunun non-lineer sonlu şekil değiştirmeli konsolidasyon (CS2) analizi sonuçları ile deney ölçümlerinden elde olunan sıkışma zaman grafiği Şekil 7.3'de verilmiştir.



Şekil 7.3 2. Model Deney Tankından elde edilen deneysel ölçümlerle CS2 analizi ile hesaplanan oturma-zaman davranışı

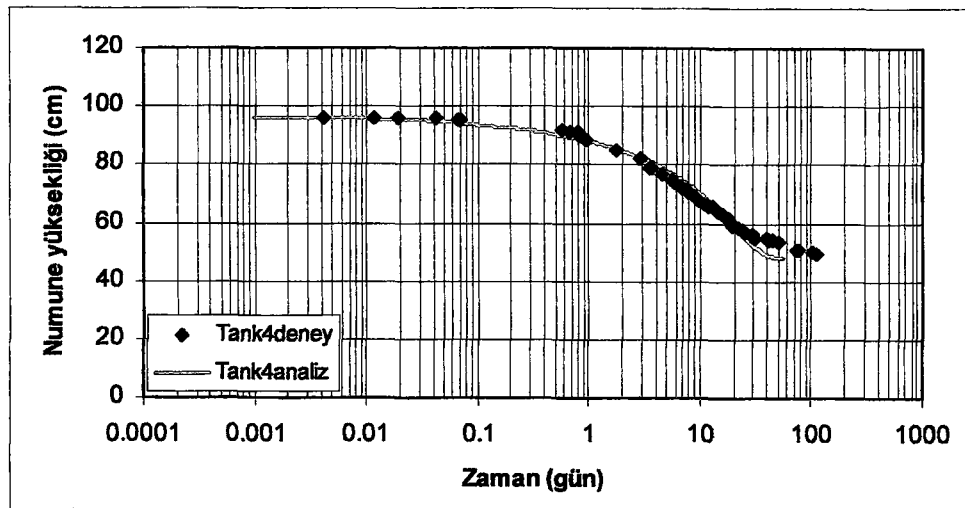
Üçüncü model deney tankına %300 su muhtevasında 95 cm olarak yerleştirilen Haliç Çamur'un kendi ağırlığı altında konsolidasyonunun non-lineer sonlu şekil değiştirmeli

konsolidasyon analizi sonuçları ile deney ölçümlerinden elde olunan sıkışma zaman grafiği Şekil 7.4’de verilmiştir.



Şekil 7.4 3. Model Deney Tankından elde edilen deneysel ölçümlerle CS2 analizi ile hesaplanan oturma-zaman davranışı

Dördüncü model deney tankına %300 su muhtevasında 96 cm olarak yerleştirilen Haliç Çamur’unun kendi ağırlığı altında konsolidasyonunun non-lineer sonlu şekil değiştirmeli konsolidasyon analizi sonuçları ile deney ölçümlerinden elde olunan sıkışma zaman grafiği Şekil 7.5’de verilmiştir.



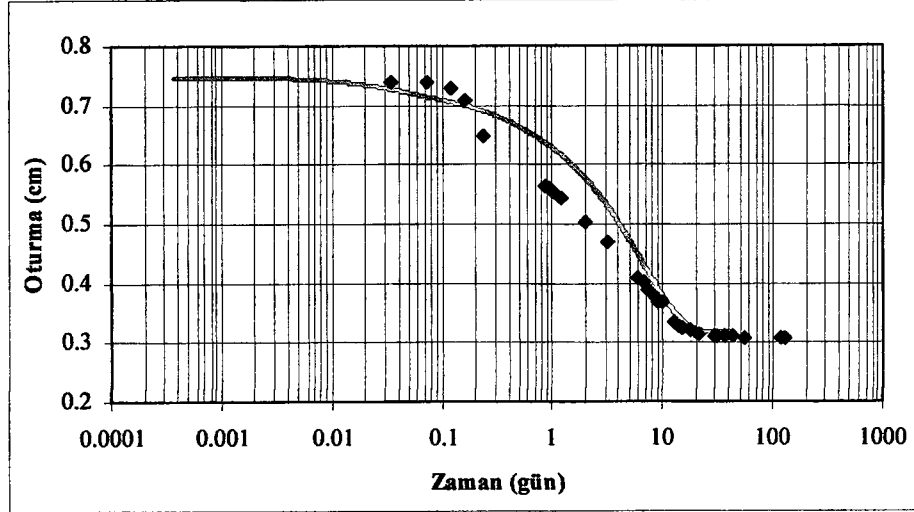
Şekil 7.5 4. Model Deney Tankından elde edilen deneysel ölçümlerle CS2 analizi ile hesaplanan oturma-zaman davranışı

Grafiklerden görüldüğü gibi sırasıyla 2,3, ve 4. model deney tanklarında gerçekleştirilen deneyler ile sızıntı etkili konsolidasyon deneyinden elde edilen parametreler ile yapılan konsolidasyon analizi sonuçları birbiri ile uyumlu görünmektedir. 1. model deney tankında yanlardan değişik su derinliklerinde su alındığı ve bu durum numerik modelde dikkate alınmadığı için hesaplanan kendi ağırlığı altında konsolidasyon oturma-zaman grafiği ile gözlenen davranış arasında farklılık ortaya çıkmıştır.

Kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılan sulu çamurun davranışını incelemek için model deney tankı yanında Şekil 6.5’de gösterilen bir deney düzeneği de kullanılmıştır. Bu düzenek daha önce İnce vd. (1998) tarafından Haliç Tarama Çamuru üzerine yapılan çalışmalarda kullanılmıştır. Bu düzende şekilde görüldüğü gibi yüksek su muhtevasına sahip numune önce iki parçadan oluşan şeffaf silindirler içinde kendi ağırlığı altında konsolide edilmekte daha sonra numunenin alt kısmı üst silindir kaldırılarak farklı sürşarj yükleri altında kademeli olarak konsolide edilmektedir. Deney tankına yerleştirilen sulu çamurun davranışında olduğu gibi bu deney düzeneğinde % 390 su muhtevasına ($e_0=10.6$) sahip olarak hazırlanan numunenin kendi ağırlığı altında zamana bağlı davranışı Haliç kili üzerinde yapılan sızıntı etkili konsolidasyon ve kademeli yükleme permeabilite ölçümü deney verileri kullanılarak Fox ve Berles (1997) tarafından hazırlanan CS2 programı ile Çizelge 7.2’de $e_0=10$ sulu çamur için (Berilgen, 2003) verilen parametreler ile analiz edilmiştir. Deneyde elde edilen değerlerin CS2 programından elde edilen oturma-zaman davranışı ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür (Şekil 7.6).

Çizelge 7.2 Sızıntı Etkili Konsolidasyon Deneyinden $e_0=10.0$ için Elde Edilen Malzeme Parametreleri (σ - kPa, k - m/s)

$e=A(\sigma'+Z)^B$	A	2.6
	B	-0.34
	Z	0.016
$k=Ce^D$	C	4.5E-08
	D	1.4



Şekil 7.6 Sedimentasyon deneyinden elde edilen ölçümlerle CS2 modeli ile hesaplanan oturma-zaman davranışı

7.2 Yükleme Deneylerinin Nümerik Olarak Modellenmesi

Çalışmanın bu bölümünde model deney tankında kendi ağırlığı altında konsolide olarak oluşmuş, düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip zemin üzerinde yapılan yükleme deneylerinde gözlenen davranış analiz edilmiştir. Analizlerde sonlu elemanlar analiz yöntemini kullanan Plaxis 7.2 programı kullanılmış ve bir model temel üzerine uygulanan düşey yükleme ile temel altında meydana gelen şekil değiştirmeler hesaplanmıştır. Analizlerde bağımsız deneyler ile belirlenen malzeme parametreleri kullanılmıştır. Analizlerden hesaplanan gerilme- düşey yer değiştirme eğrileri ile yükleme deneylerinde ölçülen değerler karşılaştırılmıştır.

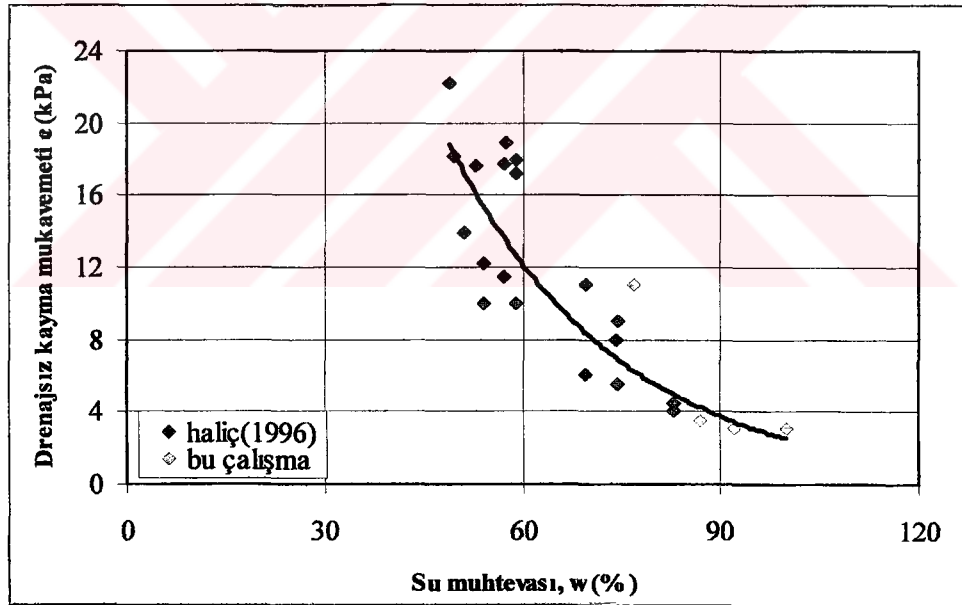
Nümerik analizlerde malzeme modeli Mohr-Coulomb (MC) ve yükleme deneyleri drenajsız koşullarda yapıldığı için de malzeme tipi drenajsız (U) olarak seçilmiştir. Plaxis ile Mohr-Coulomb modeli kullanılarak iki şekilde drenajsız koşullarda analiz yapılabilmektedir. Birincisinde, malzeme tipi drenajsız ve malzeme parametreleri (mukavemet ve rijitlik) drenajsız koşullarda elde edilen parametreler olarak, ikincisinde ise malzeme tipi drenajsız ve mukavemet parametreleri (c_u ve ϕ_u) drenajsız koşullarda elde edilen ve rijitlik parametreleri (E' ve ν') ise drenajlı koşullarda elde edilen parametreler olarak kullanılabilir. Bu çalışmada, ikinci yaklaşım benimsenerek mukavemet parametreleri drenajsız, rijitlik parametreleri ise drenajlı koşullarda elde edilen parametreler olarak seçilerek nümerik analizler yapılmıştır. Drenajsız kayma mukavemeti ve yn deneylerinden, drenajlı şekil değiştirme modülü ise ve yn

deneylerinden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti kullanılarak elde olunan drenajsız modül drenajlı modüle dönüştürülerek elde edilmiştir. Veyn deneylerinden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti ile su muhtevası arasındaki ilişkiden (Şekil 7.7) yararlanılarak, model tanklarda kendi ağırlığı altında konsolidasyon sonunda oluşan zemin kütlesinin su muhtevası değerlerine karşılık gelen drenajsız kayma mukavemeti değerleri belirlenmiştir. Drenajsız kayma mukavemeti (c_u) değerlerinden, drenajsız elastisite modülü (E_u) aşağıdaki eşitlikle hesaplanmıştır (Duncan&Buchignani, 1976).

$$E_u = (300 - 600)c_u \quad (7.1)$$

Bu çalışmada, $E_u = (300)c_u$ değeri kullanılarak drenajsız elastisite modülü değerleri belirlenmiştir. Drenajlı elastisite modülü ise drenajsız elastisite modülü değerinden aşağıdaki eşitlikten yararlanılarak belirlenmiştir. Poisson oranı ($\nu=0.35$) alınmıştır.

$$E' = \frac{E_u(1 + \nu')2}{3} \quad (7.2)$$



Şekil 7.7 Drenajsız kayma mukavemeti ile su muhtevası arasındaki ilişki

Sonlu elemanlar ağının oluşturulmasında üçgen elemanlar kullanılmış ve gerilmelerin ve göçme yüklerinin daha hassas hesaplanabilmesi için 15 düğüm noktalı eleman tipi seçilmiştir. Sonlu elemanlar modeli 102 üçgen eleman, her bir eleman üzerinde 15 düğüm noktası bulunan toplam 873 düğüm noktası ve 1224 gerilme noktasından oluşmaktadır.

Deneyde kullanılan plakanın malzeme özellikleri Çizelge 7.3'de verilmektedir. Burada E plakanın elastisite modülü, EA plakanın eksenel rijitliği, EI eğilme rijitliğidir. Eşdeğer

kalınlık (equivalent thickness) d ise EI ve EA değerlerine bağlı olarak aşağıdaki eşitlikten belirlenmektedir.

$$d = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (7.3)$$

Çizelge 7.3 Deneyde kullanılan plakanın malzeme özellikleri

Yükleme Plakası	E (kPa)	EA (kN/m)	EI (kN/m ² /m)
	2.1×10^7	210000	0.2625

Model deney tankı silindir olduğundan, analizler eksenel simetri koşullarında yapılmış ve simetriden dolayı dörtte biri modellenmiştir. Çizelge 7.4'te nümerik analizlerde kullanılan Mohr-Coulomb model parametreleri verilmiştir.

Çizelge 7.4 Mohr-Coulomb model parametreleri

Tank İsmi	Malzeme Modeli	Malzeme Tipi	γ_k kN/m ³	γ_d kN/m ³	ν'	E' kN/m ²	c_u kN/m ²	ϕ_u (°)
Tank 1	MC	Drenajsız	8	15	0.35	1900	7	0
Tank 2	MC	Drenajsız	8	15	0.35	675	2.5	0
Tank 3	MC	Drenajsız	8	15	0.35	1100	4	0
Tank 4	MC	Drenajsız	8	15	0.35	800	3	0

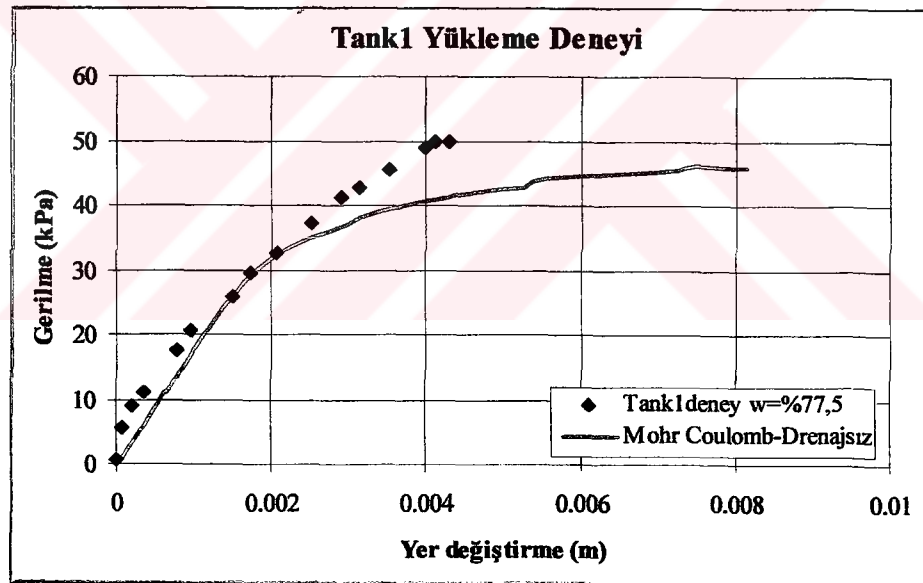
Model 1 deney tankında 43 cm yüksekliğinde %77.5 su muhtevasına sahip numune üzerinde yapılan yükleme deneyinde gözlenen gerilme-düşey yer değiştirme davranışı, Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılarak yapılan nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 7.8'de gösterilmiştir. Tank 1 yükleme deneyinin nümerik analizinden maksimum toplam yer değiştirme 8.13×10^{-3} m olarak bulunmuştur.

Model 2 deney tankında 44 cm yüksekliğinde %100 su muhtevasına sahip zemin üzerinde yapılan yükleme deneyinde gözlenen gerilme-düşey yer değiştirme davranışı, Mohr-Columb malzeme modeli kullanılarak yapılan nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 7.9'da gösterilmiştir. Tank 2 yükleme deneyinin deforme olmuş sonlu elemanlar modeli yer değiştirmeler 10 kez büyütülmüş olarak Şekil 7.10'da gösterilmektedir. Tank 2 yükleme deneyinin nümerik analizinden maksimum toplam yer değiştirme 2.78×10^{-3} m olarak bulunmuştur.

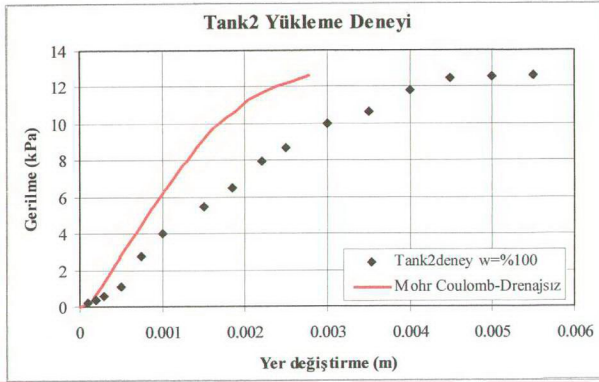
Model 3 deney tankında 46 cm yüksekliğinde %87 su muhtevasına sahip zemin üzerinde yapılan yükleme deneyinde gözlenen gerilme-düşey yer değiştirme davranışı, Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılarak yapılan nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 7.11’de gösterilmiştir. Tank 3 yükleme deneyinin nümerik analizinden maksimum toplam yer değiştirme 6.15×10^{-3} m olarak bulunmuştur.

Model 4 deney tankında 48 cm yüksekliğinde %92 su muhtevasına sahip zemin üzerinde yapılan yükleme deneyinde gözlenen gerilme-düşey yer değiştirme davranışı, Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılarak yapılan nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılarak Şekil 7.12’de gösterilmiştir. Tank 4 yükleme deneyinin nümerik analizinden maksimum toplam yer değiştirme 4.24×10^{-3} m olarak bulunmuştur.

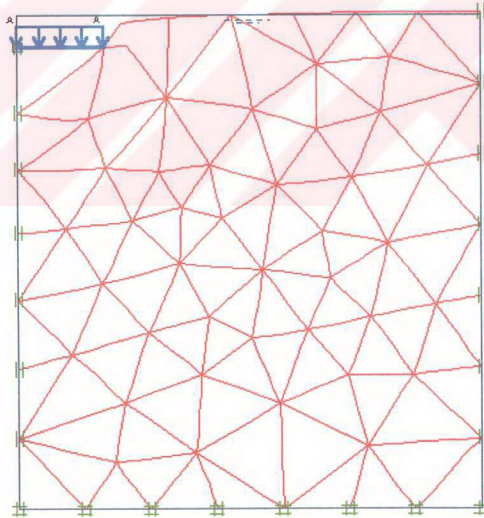
Bütün yükleme deneyi nümerik modellerinde deforme olmuş sonlu elemanlar modeli Tank 2 (Şekil 7.10)’dekine benzer şekildedir. Bütün analizlerde göçmeye ulaşılmıştır.



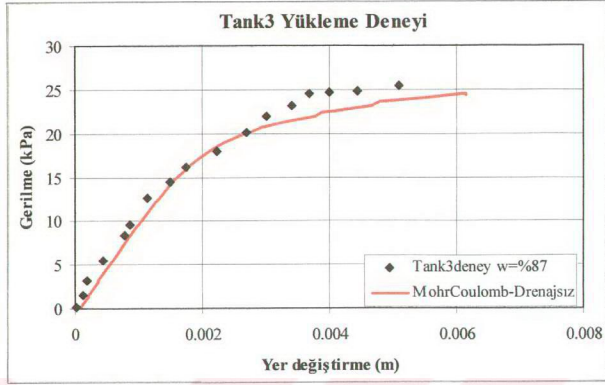
Şekil 7.8 Tank1 yükleme deney sonucu ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması



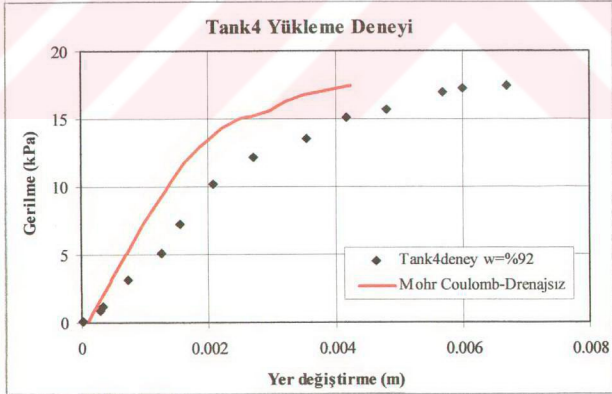
Şekil 7.9 Tank 2 yükleme deney sonucu ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 7.10 Tank 2 yükleme deneyinin deforme olmuş sonlu elemanlar modeli



Şekil 7.11 Tank 3 yükleme deney sonucu ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 7.12 Tank 4 yükleme deney sonucu ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması

Yumuşak killer üzerinde dolgu yapılırken, stabilitenin sağlanmasında yararlanılan geotekstil taşıma gücüne katkısının araştırılması için yükleme deneyleri yapılmıştır. Model deney tanklarında kendi ağırlığı altında konsolide olan zemin üzerine bir geotekstil (Terrasafe SG 40/40*) ve onun üstüne 7.5 cm kalınlığında bir kum yerleştirdikten sonra üzerinde yapılan plaka yükleme deneylerinde gözlenen davranış da nümerik olarak analiz edilmiştir. Geotekstil kullanılarak Tank 2, Tank 3 ve Tank 4’de yapılan plak yükleme koşulları, nümerik olarak analiz edilmiş ve yükleme deneylerinden belirlenen gerilme-düşey yer değiştirme davranışları ile analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Nümerik analizlerde kumun malzeme özellikleri olarak Çizelge 7.5’de verilen değerler kullanılmıştır.

Çizelge 7.5 Analizde kullanılan kumun Mohr-Coulomb model parametreleri

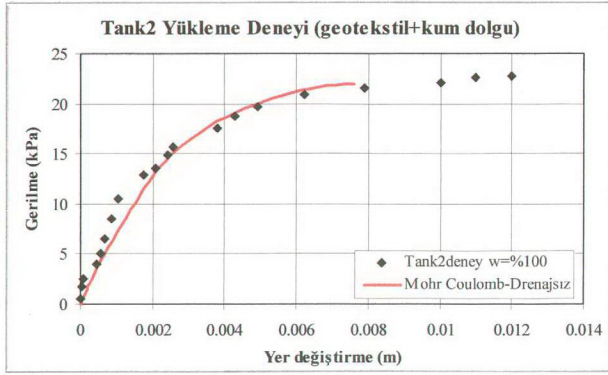
Malzeme Modeli	Malzeme Tipi	γ_k kN/m ³	γ_d kN/m ³	v	E kN/m ²	c kN/m ²	ϕ' (°)
MC	Drenajlı	16	19	0.30	16000	0	34

Model 2 deney tankında %100 su muhtevasına sahip zemin üzerine geotekstil ve kum dolgu serilerek yapılan yükleme deneyi sonuçları Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılarak yapılan nümerik analiz sonuçları ile Şekil 7.13’de karşılaştırılmış, deforme olmuş sonlu elemanlar modeli yer değiştirmeler 10 kez büyütülmüş olarak Şekil 7.14’de gösterilmiştir. Maksimum toplam yer değiştirme 7.73×10^{-3} m olarak hesaplanmıştır.

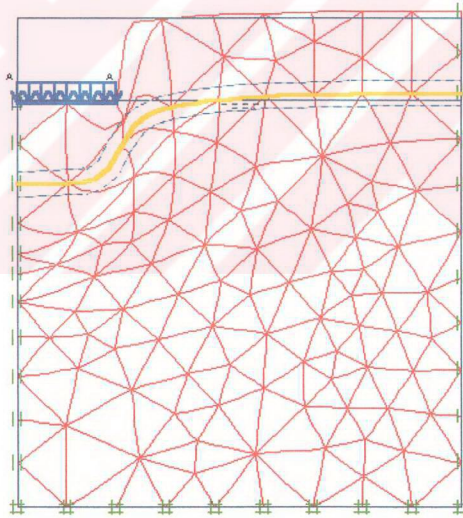
Model 3 deney tankında %87 su muhtevasına sahip zemin üzerine geotekstil ve kum dolgu serilerek yapılan yükleme deneyi sonuçları Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılarak yapılan nümerik analiz sonuçları ile Şekil 7.15’de karşılaştırılmıştır. Tank 3 geotekstilli yükleme deneyi nümerik analizinde maksimum toplam yer değiştirme 14.33×10^{-3} m olarak hesaplanmıştır.

Model 4 deney tankında %92 su muhtevasına sahip zemin üzerine geotekstil ve kum dolgu serilerek yapılan yükleme deneyi sonuçları Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılarak yapılan nümerik analiz sonuçları ile Şekil 7.16’da karşılaştırılmıştır. Tank 4 geotekstilli yükleme deneyi nümerik analizinde maksimum toplam yer değiştirme 9.82×10^{-3} m olarak hesaplanmıştır.

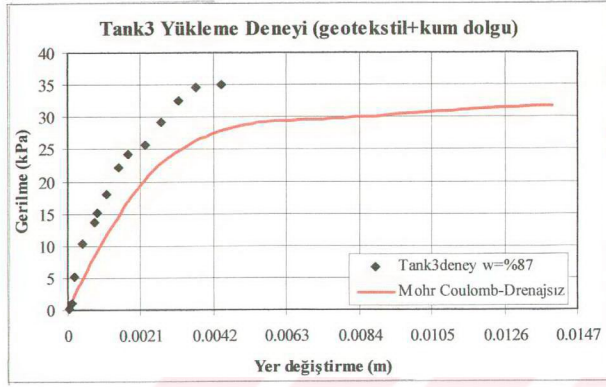
Geotekstilli tank yükleme deneyi nümerik modellerinde deforme olmuş sonlu elemanlar modeli Tank 2 (Şekil 7.14)’dekine benzer şekildedir.



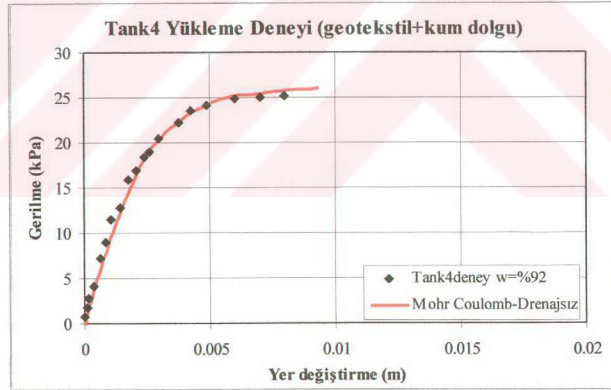
Şekil 7.13 Tank2 geotekstilli yükleme deney sonuçları ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 7.14 Tank 2 yükleme deneyinin (geotekstil+kum dolgu) deforme olmuş sonlu elemanlar modeli



Şekil 7.15 Tank 3 geotekstilli yükleme deney sonuçları ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 7.16 Tank4 geotekstilli yükleme deney sonuçları ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması

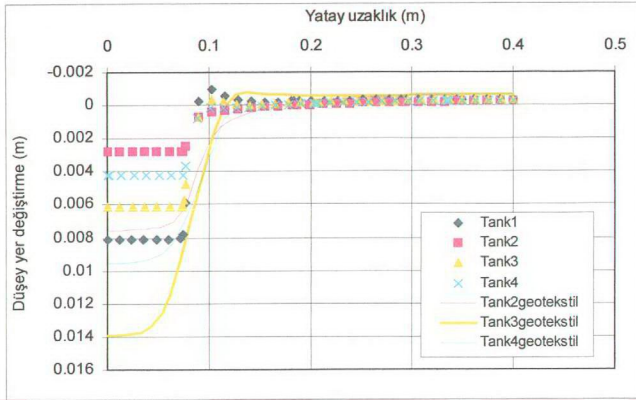
Geotekstilsiz yükleme deneyleri ve nümerik analiz sonuçları karşılaştırıldığında, yaklaşık olarak aynı gerilmelerde göçmeye ulaşılırken, gerilme-yer değiştirme davranışı açısından özellikle Tank 2 ve Tank 4’de gözlenen ile hesaplanan davranış arasında bir miktar farklılık göze çarpmaktadır.

Geotekstilli yükleme deneyleri ve nümerik analiz sonuçları karşılaştırıldığında yaklaşık olarak aynı gerilmelerde göçmeye ulaşılırken, gerilme-yer değiştirme davranış açısından Tank 2 ve Tank 4 deneylerinde çok iyi uyum gözlenirken, Tank 3 deneyinde ölçülen ve hesaplanan davranış arasında bir miktar farklılık gözlenmektedir.

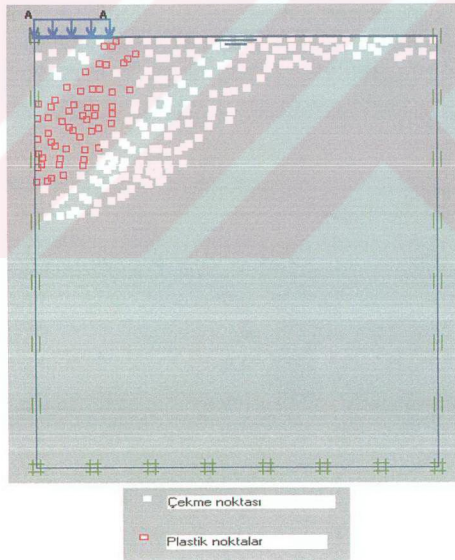
Geotekstilli ve geotekstilsiz olarak yapılan yükleme deneyleri sonuçları geotekstil kullanımının taşıma gücüne önemli etkisi olduğunu göstermektedir. Bu durum analiz sonuçları ile doğrulanmaktadır. Düşey yer değiştirmelerde ise geotekstilin önemli bir etkisi olmadığı gözlenmektedir. Bu durum deneylerde geotekstil kenarlardan tutulmadığı için beklentilere uygundur.

Geotekstilli ve geotekstilsiz olarak yapılan yükleme deneylerinin nümerik olarak modellenmesi sonucunda, elde edilen temel zemini oturma ve kabarma değerleri Şekil 7.17’de gösterilmiştir. Modelleme sonuçlarına göre, geotekstil yerleştirilmesinin taşıma gücünü arttırmak bakımından katkısı olduğu, oturmaları azaltmak bakımından ise bir etkisinin olmadığı belirlenmiştir. Çünkü, model deneylerde kullanılan geotekstil zeminin üzerine serilerek yanlardan tanka herhangi bir şekilde sabitlenmemiştir. Dolayısıyla yükleme deneylerinde geotekstil zeminle beraber deforme olmuş ve geotekstil üzerine serilen kum gevşek olduğundan yükleme plakası kum içerisine batmıştır. Geotekstilsiz yükleme deneylerinde temel zeminde zımbalama göçmesi meydana gelerek, yükleme plakasının yanlarında kabarma meydana gelmiştir. Geotekstil kullanılan modellerde ise geotekstil çekme gerilmelerini engellediği için yükleme plakasının yanında meydana gelen kabarmalar da engellenmiştir.

Tank 2’de yapılan geotekstilsiz ve geotekstilli yükleme deneylerine ait nümerik modellerde temel zeminde oluşan çekme noktaları ve plastik noktalar sırasıyla Şekil 7.18 ve Şekil 7.19’da gösterilmiştir. Geotekstilsiz yükleme deneyi modelinde temel plakasının altında ve yan taraflarında çekme noktaları meydana gelmiştir. Geotekstilli modelde ise geotekstilin çekme gerilmelerini aldığı görülmektedir. Ayrıca temel altındaki radyal kırılma zonunda ise plastik noktaların meydana geldiği görülmektedir. Diğer tanklara ait nümerik analizler sonucunda da benzer davranışlar belirlenmiştir.

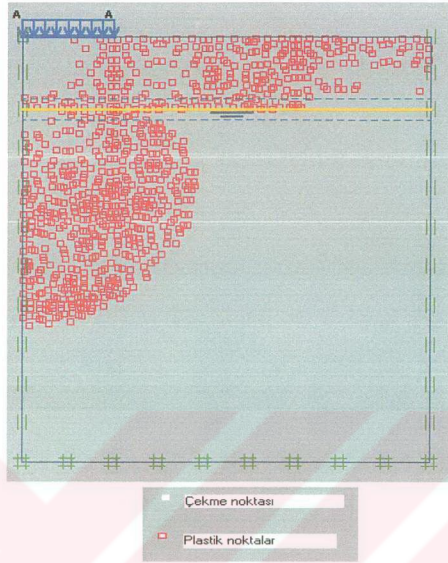


Şekil 7.17 Yükleme deneylerinin nümerik analizinden yatay uzaklık boyunca elde edilen yer değıştirmeler



Şekil 7.18 Geotekstilsiz yükleme deneylerinde oluşan çekme noktaları ve plastik noktalar

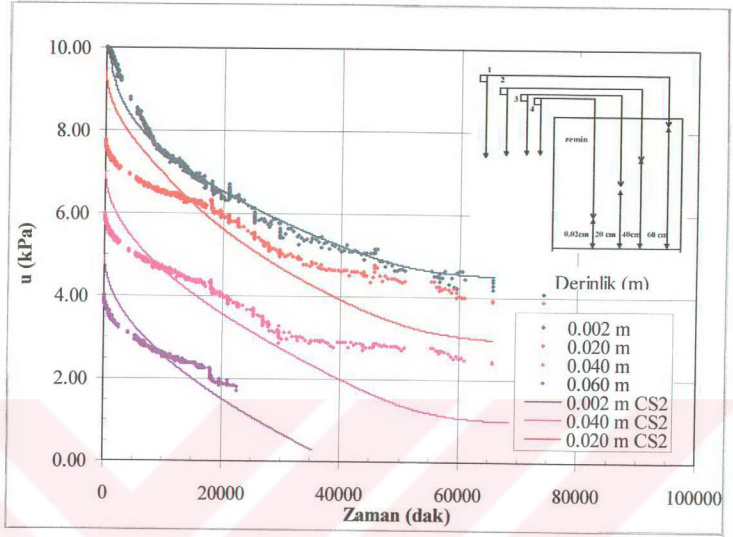
(Nümerik analiz sonuçları)



Şekil 7.19. Geotekstilli yükleme deneylerinde oluşan çekme noktaları ve plastik noktalar
(Nümerik analiz sonuçları)

7.3 Boşluk Suyu Basınçlarının Nümerik Modellenmesi

4. Model deney tankında %300 su muhtevasında kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılma aşamasında dört farklı derinlikte (2,20,40,60 cm) yapılan boşluk suyu basıncı ölçümlerinin zamana bağlı davranışı CS2 modeli ile analiz edilmiştir. Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri Haliç Tarama Çamuru üzerinde yapılan “Sızıntı Etkili Konsolidasyon Deneyi”lerinden (Berilgen,2003) elde edilmiştir. Malzeme parametreleri Çizelge 7.1’de verilmektedir. Şekil 7.20 4. model deney tankında deneysel ölçümlele CS2 analizi ile hesaplanan boşluk suyu basıncı davranışını göstermektedir. Şekil 7.20’den deneysel ölçümlele analiz sonuçlarının oldukça uyumlu olduğu görülmektedir. 4. tanka yerleştirilen numunenin kendi ağırlığı altında konsolidasyon deneyi 109 gün devam etmiştir. Fakat transducerlerden alınan boşluk suyu basıncı okumalarına, en üstte bulunan piezometreye bağlı 1. transducerde 16 gün, diğer üç transducer okumalarına 51 gün devam edilmiştir. Bu tarihlerden sonra piezometrelere bağlı hortumlarda hava kabarcıkları oluşmaya başladığı için okuma alınamamıştır.



Şekil 7.20 4. Model Deney Tankından elde edilen deneysel ölçümlerle CS2 analizi ile hesaplanan boşluk suyu basıncı davranışı

8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışma Haliç Tarama Projesi kapsamında Alibeyköy’de kullanılmayan eski taş ocaklarına pompalanan yaklaşık 5 milyon metre küp dipsel çamurun depo sahasındaki zamana bağlı davranışını inceleyebilmek amacı ile yapılmıştır. Çamurun arazideki davranışını yani zamanla meydana gelecek oturmaların ve mukavemet kazanımının gerçeğe yakın olarak tahmin edilmesi ekonomi ve çevre mühendisliği açılarından önemlidir. Bu sahaların özellikle İstanbul gibi kent içinde kalan bölgelerde yer alması durumunda kısa zamanda geri kazanılması önemli bir kentsel kazanç olmaktadır.

Depolanan yüksek su muhtevasına sahip çamurun kendi ağırlığı altında konsolidasyonu sonucu meydana gelecek oturmaların doğru tahmin edilmesinde model deneyler yapılması ve sonuçlarının nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılması, arazi davranışının tahmininde kullanılacak parametrelerin güvenilirliği açısından önemli bir deneyim sağlamıştır. Diğer yandan Haliç Tarama Çamuru gibi yüksek su muhtevasına sahip malzemelerin kendi ağırlığı ve/veya sürüşarj yükleri altında davranışının analizi için non-lineer sonlu şekil değiştirmeleri (finite strain) dikkate alabilen analizler yapılması ve bu analizler için düşük gerilme seviyelerindeki boşluk oranı-efektif gerilme ve boşluk oranı-permeabilite ilişkilerinin deneysel olarak belirlenmesi gerekmektedir.

Haliç’ten taranarak karada depolanan dipsel çamurun davranışı öncelikle deneysel olarak araştırılmıştır. Bu amaçla özel olarak yaptırılmış model deney tankına %300 su muhtevasına ve $e \cong 8.00$ başlangıç boşluk oranına sahip olarak Alibeyköy eski taşocaklarına depolanmış Haliç dipsel tarama çamuruna eşdeğer özellikte örnekler yerleştirilerek, kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılmıştır. Haliç dipsel çamuru üzerinde düşük gerilme seviyeleri için geçerli boşluk oranı-efektif gerilme ($e = A(\sigma' + Z)^B$) ve boşluk oranı-permeabilite ($k = Ce^D$) ilişkilerinin deneysel olarak belirlenmesi amacı ile yapılan sızıntı etkili konsolidasyon ve kademeli yükleme permeabilite ölçüm deney sonuçlarından (Berilgen.,2003) elde edilen malzeme parametreleri (A,B,Z,C ve D) kullanılarak model tanklarda gözlenen oturma-zaman davranışının nümerik analizler ile öngörülebilmesi araştırılmıştır. Yapılan bu analizler ile elde edilen oturma-zaman davranışının, dört adet model tank deneyinde gözlenen davranışa çok yakın olduğu belirlenmiştir. Kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılan sulu çamurun davranışını incelemek amacı ile model deney tankı yanında sedimentasyon ve kendi ağırlığı altında konsolidasyon için geliştirilen başka bir deney düzeneği daha kullanılmıştır (İnce,1988). Bu deneylerde başlangıç boşluk oranı $e=10.6$ olacak şekilde yerleştirilen Haliç çamurunun davranışı da, sızıntı etkili konsolidasyon deneylerinden elde olunan malzeme

parametreleri kullanılarak gerçeğe yakın bir şekilde nümerik olarak modellenmiş, hesaplanan değerlerin gözlenen oturma-zaman davranışı ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür.

Bir model deneyinde %300 su muhtevasında kendi ağırlığı altında konsolidasyona bırakılma aşamasında dört farklı derinlikte (2,20,40,60 cm) boşluk suyu basıncı ölçümleri yapılmıştır. Ölçülen boşluk suyu basıncı değerlerinin derinlikle ve zamanla değişimi CS2 modeli analiz sonuçları ile karşılaştırılmış ve oldukça uyumlu oldukları görülmüştür. Ölçümlere kendi ağırlığı altında konsolidasyon süreci devam ettiği halde belli bir süre sonra devam edilememiştir. Bu duruma transducerlerle piezometrelerin bağlı olduğu hortumların içinde belli bir süre sonra hava dolmasına kabarcıkları oluşmasına engel olunamaması neden olmuştur.

Model deney tanklarında gözlenen oturma davranışı ayrıca Asoaka (1978) yöntemi ile değerlendirilmiş ve dört model tank deneyinde de kendi ağırlığı altında konsolidasyon sürecinde nihai oturma değerine ulaşıldığı belirlenmiştir. Asoaka yöntemi ile kendi ağırlığı altında konsolidasyon sırasında konsolidasyon katsayısının (c_v) ortalama değerinin $0.060 \text{ cm}^2/\text{s}$ civarında alınabileceği saptanmıştır. Bu durumda arazide depolanan taranmış Haliç Dipsel Çamurunun 72 m olduğu düşünülerek %90 konsolidasyona ulaşması için gerekli süre yaklaşık iki yıl olarak hesaplanmakta olup arazi gözlemleri ile uyumlu olduğu söylenebilir. Model deney tankları daha uzun süre atmosfer etkilerine açık bırakılırsa, yüzeyinde bir kabuk oluşması, desikasyon ve negatif boşluk suyu basınçları (çekme gerilmeleri) etkisi ile ilave oturmalar meydana gelmesi beklenilebilirdi. Bu çalışmada zaman kısıtlamaları nedeni ile kabuk oluşumunun deneysel olarak incelenmesi gerçekleştirilememiştir.

Yumuşak çökellerin sürşarj yükleri altında göstereceği davranış ve meydana gelecek oturmaların tahmini, konsolidasyon parametrelerinin belirlenmesi ile mümkün olmaktadır. Bu amaçla model deney tankından alınan bir tüp örnek üzerinde ve Rowe hücresi ile hazırlanan blok numunelerden hazırlanan örnekler üzerinde standart kademeli yüklemeli ödometre deneyleri ve sedimentasyon kolonunda hazırlanan örnek üzerinde kademeli yüklemeli konsolidasyon deneyleri yapılarak sıkışma parametreleri elde edilmiştir. Bu deneylerden hacimsal sıkışma katsayısı ve konsolidasyon katsayısının konsolidasyon basıncı ile değişimi elde edilmiştir. Woo vd., (1990) gibi bir çok araştırmacı sıkışma indeksi ve su muhtevası arasında bir ilişki olduğunu belirtmişlerdir. Haliç numuneleri üzerinde yapılan deneylerde elde edilen verilerin literatürde benzer zeminler üzerinde yapılan çalışmalarda elde edilen veriler ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür. Krizek, vd (1971) tarafından benzer zeminler

üzerinde yapılan araştırmalarda tanımlanan sıkışabilirlik faktörü, $F = Cc / (1 + e_0)$ ile başlangıç boşluk oranı, e_0 arasındaki ilişkinin Haliç killeri için de geçerli olduğu gözlenmiştir.

Depolama sahasına pompalanan ve kendi ağırlığı altında konsolide olan Haliç Dipsel çamuru çökellerinin mukavemet özelliklerini belirlemek ve üzerine dolgu yapılabilmesi için taşıma gücü tahminine ışık tutacak parametrelerin elde edilmesi amacı ile üç eksenli basınç deneyleri ve veyn deneyleri yapılmıştır. Model tankında kendi ağırlığı altında konsolide olarak oluşan zemin kütlesi içinde değişik derinliklerde ve Rowe hücresinde sulu çamur konsolidasyon deneyleri sonucu hazırlanan blok numuneler üzerinde veyn deneyleri yapılmıştır. Ayrıca model deney tankından alınan tüp örnek ve Rowe hücresi blok numunelerinden hazırlanan örnekler üzerinde konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Deneysel sonuçlardan drenajsız kayma mukavemetinin su muhtevası ile değişimi belirlenmiştir. Elde edilen deney sonuçları ile dünyanın değişik yerlerindeki zeminler üzerinde yapılan veyn deneyleri ve konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti ve su muhtevası arasındaki ilişkiler karşılaştırılmış ve Haliç kilinin davranışının denizsel killerin davranışı ile genelde uyumlu olduğu görülmüştür. Drenajsız kayma mukavemeti ile likitide indeksi arasındaki ilişki açısından da sonuçların diğer çalışmalarla uyumlu olduğu görülmektedir.

Yumuşak zeminler, yüksek su muhtevasına sahip olmaları nedeniyle, düşük yük taşıma kapasitesine sahiptirler. Üzerine dolgu inşa edilecek yumuşak zeminler dolgu ağırlığını ve ilave yükleri taşıyabilecek yeterli mukavemete sahip olmalıdırlar. Model deney tankında kendi ağırlığı altında konsolide olarak oluşmuş, düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip zemin kütlesi üzerinde plaka yükleme deneyleri yapılarak taşıma gücü araştırılmıştır. Plaka yükleme deneylerinde 15 cm çapında bir rijit metal plaka üzerine düşey yük uygulanarak, yük artışına bağlı olarak meydana gelen düşey yer değiştirme ölçülmüştür. Yapılan iki seri deneylerden birincisinde yükleme doğrudan zemin yüzeyine yapılırken, ikinci seride zemin yüzüne geotekstil ve 7.5 cm kalınlığında kum serildikten sonra yükleme onun üzerine uygulanmıştır. Plaka yükleme deneylerinde gözlenen zemin davranışı nümerik olarak sonlu elemanlar yöntemini kullanan Plaxis programı ile analiz edilmiştir. Bu analizlerde uygulanan gerilmeler altında oluşan şekil değiştirmeler ve düşey yer değiştirmeler hesaplanmıştır. Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri laboratuvar deneyleri sonuçlarından yararlanılarak belirlenmiştir. Analizlerden hesaplanan gerilme-düşey yer değiştirme eğrileri ile yükleme deneylerinden ölçülen değerler karşılaştırılmıştır.

Nümerik analizlerde Mohr-Coulomb malzeme modeli ve drenajsız malzeme tipi kullanılması ile hesaplanan sonuçların yükleme deneyleri sonuçları ile daha iyi uyum sağladığı gözlenmiştir. Analizlerde kullanılan drenajsız kayma mukavemeti (c_u) değeri ve deneyleri ile belirlenen su muhtevası ile değişimi dikkate alınarak seçilmiştir. Drenajsız kayma mukavemeti değerinden drenajsız elastisite modülü elde edilmiş ve efektif elastisite modülü değerlerine dönüştürülmüştür.

Yükleme deneylerinde gözlenen davranış ile nümerik olarak hesaplanan gerilme-düşey yer değiştirme davranışlarının oldukça iyi uyumlu olduğu görülmüştür. Doğrudan zemin yüzüne yükleme yapılması durumu yanında geotekstil+kum dolgu üzerine yükleme yapılması durumunun da nümerik olarak gerçeğe yakın bir şekilde modellenebileceği gösterilmiştir. Deneysel gözlemler ve nümerik hesap sonuçları, geotekstil kullanımının taşıma gücüne sağlayabileceği katkıyı göstermiştir. Kenar sınırlarda sabitlenmemiş olması nedeni ile geotekstilin yer değiştirmeler üzerinde belirgin bir etkisi gözlenmemiştir. Nümerik model sonuçları geotekstilin zeminde çekme göçmesi bölgeleri oluşmasını engellediğini, ve temel altında göçme anında oluşan plastikleşme bölgesi sınırlarını göstermektedir.

Bu araştırmada karada depolanan su muhtevası yüksek çamurların davranışının laboratuarda deneysel ve nümerik olarak modellenebileceği gösterilmiştir. Taranmış dipsel deniz çökelleri gibi sulu çamurların kendi ağırlığı altında konsolidasyon davranışı ve taşıma gücü model deneyler ile araştırılmış, model deneylerde gözlenen davranış ile bağımsız laboratuvar deneyleri ile belirlenen malzeme özellikleri kullanılarak nümerik olarak hesaplanan davranış arasında oldukça iyi bir uyum sağlanabileceği gösterilmiştir. Bu tür projelerde arazi uygulamalarının planlanması ve uzun süreli davranışının öngörülebilmesi çalışmalarında model deney davranışı gözlemlerinin iyi bir deneyim kazandırdığına inanılmaktadır. Bazıları özel laboratuvar deneylerinden elde edilebilecek malzeme parametreleri ve modern nümerik analiz teknikleri kullanılarak, arazi beklenilebilecek davranışın gerçeğe yakın şekilde tahmin edilmesi mümkün olabilecektir.

Bundan sonra yapılacak araştırmalarda, arazi davranışı açısından oldukça önemli olan gerçeğe yakın koşullarda yüzey kabuğu oluşmasının model deneyleri ve nümerik analizlerle incelenmesi yararlı olacaktır. Bu tür sulu atık depolama sahalarında yüzeyde oluşan kabuk tabakasının yapılacak dolgu ve iyileştirme işlemlerinde önemli rol oynadığı bilinmektedir.

KAYNAKLAR

- Abu-Hejleh, A.N., Znidarcic, D., and Barnes, B.L. (1996) "Consolidation characteristics of phosphatic clays." *J. Geotech Engrg.*, ASCE, 122(4), 295-301.
- Alexis, A., Thomas, P. & Gallois, S.(1993). "Consolidation of cohesive sediments". Final report for the MAST-1 G6M Programme, Civil Engineering Department, IUT St Nazaire (in French).
- Anderson, T. B. & Jackson, R. (1967). Afluid mechanical description of fluidized beds. *Ind. Engng Chem. Fundam.* 6, 527-539.
- Asaoka, A., 1978. "Observational Procedure of Settlement Prediction of Settlement", *Soils and Foundation*, Vol.18, No.4, pp. 87-101.
- Auzerais, F. M., Jackson, R. & Russel, W. B. (1988). The resolution of shocks and the effect of compressible sediments in transient settling. *J. Fluid Mech.* 195, 437-462.
- Batchelor, G. K. (1972). Sedimentation in a dilute dispersion of spheres. *J. Fluid Mech.* 52, 245-268.
- Baykal, E. A., Güler, E., (1991), "Yumuşak Zemine Oturan Geotekstil Donatılı Dolgularda Kabuk Etkisi", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Baxter, C. D. P. (1994), " Gradient effects on measured hydraulic conductivity", MSCE thesis, Scholl of Civ. Engrg., Univ., West Lafayette, Ind.
- Baxter, C. D. P., Fox, P. J., and Leonards, G. A. (1995), "Gradient effects on measured hydraulic conductivity," *Geoenvironment 2000*, Vol. 1, *Geotech. Spec. Publ.* No. 46, Y. B. Acar and D. E. Daniel, eds., ASCE, New York, N.Y., 746-757.
- Been, K. (1980). Stress strain behaviour of a cohesive soil deposited under water. PhD thesis, University of Oxford.
- Benn, K., and Sills, G. C. (1981), "Self-weight consolidation of soft soils an experimental and theoretical study", *Geotechnique*, London, England, 31(4), 519-535.
- Berilgen, S.A., Berilgen, M.M. ve Özeydin, İ.K., (2002), "Haliç kilinin konsolidasyon özelliklerinin sızıntı etkili konsolidasyon deneyi ile belirlenmesi", *ZMTM 9. Ulual Kongresi*, Eskişehir.
- Berlamont, J., Ockenden, M., Toorman, E. & Winterwerp, J. (1993). The characterisation of cohesive sediment properties. *Coastal Engng* 21, 105-128.
- Bowden, R. K. (1988). Compression behaviour and shear strength characteristics of a natural silty clay, sedimented in the laboratory. PhD thesis, University of Oxford.
- Burt, T. N. & Parker, W. R. (1984). Settlement and density in beds of natural mud during successive sedimentation. Report IT262, Hydraulics Research, Wallingford.
- Buscall, R. (1990). The sedimentation of concentrated colloidal suspensions. *Colloids Surf.* 43, 33-53.
- Cargill, K. W., (1983), "Procedures for Prediction of Consolidation in Soft Fine-Grained Dredged Material", Technical Report D-83-1, U.S.Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Missisipi.

- Carrier, W. D., Bromwell, G., and Somogyi, F., (1983), "Design Capacity of Slurried Mineral Waste Pond", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.109, No.GTS, pp.699-716
- Carrier, W. D. III, and Bromwell, L. G.,(1980), "Disposal and Reclamation of Mining and Dredging Wastes", Proceedings of the Seventh Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vancouver, Canada, 727-738.
- Dixon, D. C. (1977). Momentum-balance aspects of free settling theory. I: Batch thickening Sep. Sci. 12, 171-191.
- Demir, H., Özçoban, M.Ş., Özyayın, K., (1992), "Yol İnşaatında Geotekstil Kullanımının Taşıma Gücü Üzerine Etkisi Hakkında Bir Model Deney Araştırması", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dördüncü Ulusal Kongresi, İstanbul, s. 64-72
- Edinçliler, A., (1995) "Effect of Crust for Embankments Constructed on Soft Clays",Doktora Tezi, Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye, 167p. (İngilizce).
- Fox, P.J. and Baxter, C. P. D., (1997), " Consolidation Properties of Soil Slurries from the Hydraulic Consolidation Test," Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.123, No.8, pp. 770-776.
- Fox P., Berles J.D., (1997), "CS2: A Piecewise-Linear Model for Large Strain Consolidation", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol:21, 453-475.
- Gersevanov, N. M. (1934). Dinamika mekhaniki grunkov (Foundations of soil mechanics). 2, Gosstroisdat (in Russian).
- Gibson, R. E., England, G.L., and Hussey, M.J.L., (1967), "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. I. Finite nonlinear consolidation of thin homogeneous layers.", Geotechnique 17, No:3, 261-273.
- Gibson, R. E.,Schiffman, R.L., and Cargill, K.W. (1981), "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers.", Can. Geotech. J.,Ottawa, Canada, 18(2), 280-283.
- Güler, E., Edinçliler, A., (1990), "Dolguların Geotekstil ile Takviyesinde Sonlu Elemanlar Metodunun Kullanılması", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Üçüncü Ulusal Kongresi, İstanbul, s. 341-356.
- Hunter, R. J. (1989). Foundation of colloidal science. Oxford: Clarendon Press.
- Imai,G. (1979). " Development Of A New Consolidation Test Procedure Using Seepage Force", Soils and Foundations, 19,No,3,pp.45-60.
- İnce, Ç. G.,(1998), "Sulu Çamurların Sedimentasyonu ve Konsolidasyonu", Yüksek Lisans Tezi., YTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- İnce, G., Berilgen, S.A., Özyayın, K., (1998) "Sulu çamurların sedimantasyonu ve konsolidasyonu ", ZMTM Yedinci Ulusal Kongresi, 22-23 Ekim, Cilt 1, Sayfa, 127-138. YTÜ, İstanbul.
- İpekoğlu, P.,(1996), "Haliç Kilinin Geoteknik Parametrelerinin Belirlenmesi", Yüksek Lisans Tezi, YTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- İpekoğlu, P., Berilgen, S.A., Berilgen, M.M., ve Özçoban, M.Ş. (2002), "Haliç Kilinin Kendi

Ağırlığı Altında Konsolidasyonu”, ZMTM 9 Kongresi, Eskişehir.

Kılıç, H., (2000), “Yumuşak Zeminler Üzerine Oturan Dolgu Barajlarda Deformasyonların Nümerik ve Deneysel Yöntemlerle Belirlenmesi”, Doktora Tezi, YTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Krizek, R. J., Parmelee, R. A., Kay, J.N., and Elnaggar, H. A., 1971, Structural Analysis and Design of Pipe Culverts, National Cooperative Highway Research Program, Report 116, National Research Council, Washington, D.C.

Kynch, G.J., (1952), “A theory of sedimentation”, *Trans. Faraday Society*, 48, 166-176.

Lee, F.H., Tan, T.S., Leung, c.f., Yong, K.Y., Karunaratne, G.P., and Lee, S.L., 1991, “Development of Geotechnical Centrifuge Facility at The National University of Singapore”, *Centrifuge 1991*, Boulder, CO, pp.11-17.

Liu, J.C. and Znidarcic, D. (1991), “Modeling one-dimensional compression characteristic of soils, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 117 (GT1), 161-169

Love, J.P., Burd, H.J., Milligan, G.W.E., Houlsby, G.T., (1987). “Analytical and Model Studies of Reinforcement of a Layer of Granular Fill on a Soft Clay Subgrade”, *Canadian Geotechnique Journal*, Vol.24, pp 611-622.

McVay, M., Townsend, F., and Bloomquist, D., (1986), “Quiescent Consolidation of Phosphatic Waste Clays”, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, 112(11), 1033-1049.

Morris, P.H., (2002), “Analytical Solutions of Linear Finite-Strain One-Dimensional Consolidation”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, April, 319-326

Murray, J. D. (1965). On the mathematics of fluidization. Part I. Fundamental equations and wave propagation. *J. Fluid Mech.* 21, 465-493.

Özaydın, İ.K. (1997), *Zemin Mekaniği*, Birsen Yayınevi, İstanbul.

Pane, V., and Schiffman, R.L., (1985), “A note on sedimentation and consolidation”, *Geotechnique*, London, England, 35(1), 69-77.

Pane, V., Croce, P., Znidarcic, D., Ko, H.-Y., Olsen, H. W., ve Schiffman, R-L., (1983), “Effects of Consolidation on Permeability Measurements for Soft Clay”, *Geotechnique*, London, England , 33(L), 67-72.

Philip, J. R. (1969). Moisture equilibrium in the vertical in swelling media. *Aust. J. Soil Res.* 7, 99-141.

Plaxis 7, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, User Manual, 1997.

Raymond, G., (1992), “Reinforced Sand Behavior Overlying Compressible Subgrades”, *ASCE., Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.118, No.11, pp 1633-1680.

Roberson, J. A. & Crowe, C. T. (1990). *Engineering fluid mechanics*, 4th edn. Boston: Houghton Mifflin.

Rowe, P.W., Barden, L., (1966), “A New Consolidation Cell”, *Geotechnique*, 16(), pp. 162-170.

Russel, W. B. (1981). Brownian motion of small particles suspended in liquids. *Ann. Rev. Fluid Mech.* 13, 425-455.

Russel, W. B., Saville, D. A. & Schowalter, W. R. (1989). *Colloidal dispersions*. Cambridge: Cambridge University Press.

Schiffman, R. L., Pane, V. & Sunara, V. (1985). Sedimentation and consolidation. In *Flocculation, sedimentation and consolidation* (edited by B. M. Moudgil and Somasundaran), pp. 57-121.

Schiffman, R. L., Pane, V., and Gibson, R.E.,(1994), "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. IV. An overview of nonlinear finite strain sedimentation and consolidation", Proc., Symp. On Sedimentation-Consolidation Models: Prediction and Validation, R. N. Yong and F.C. Townsend,eds., ASCE, New York, N.Y., 1-29.

Somogyi, F. (1978), *Analysis and Prediction of Phosphatic Clay Consolidation: Implementation Package*, Technical Report, Florida Phosphatic Clay Research Project, Lakeland, Florida.

Sridharan, A., Murthy, B.R.S., Bindumadhava, Vasudevan, A.K., (1989), "Model Tests on Reinforced Soil Mattress on Soft Soil", XII International Conference on SMFE, Rio de Janeiro, Brazil, pp 1765-1768

Tan, T. S., Yong, K. Y., Leong, E. C. & Lee, S. L. (1990). Sedimentation of clayey slurry. *J. Geotech. Engng* 116, No. 6, 885-898.

Tan, Y.C., Gue, S.S, Ng, H.B., Lee, P.T. (2003), "Design Parameters of Klang Clay, Malaysia", 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Singapore, 4th-8th, August, 2003.

Teisson, C., Simonin, O., Galland, J. C. & Laurence, D. (1993). Turbulence and mud sedimentation: a Reynolds stress model and a two-phase flow model. *Proc. 23rd Int. Conf. On Coastal Engng*, New York, pp. 2853-2866.

Terzaghi, K. (1923). The computation of the permeability of soils from the hydrodynamic pressure gradients. *Sitzungsber. Math-naturwiss. Kl., Part Ia*, 132, Nos ¾, 125-138 (in German).

Terzaghi, K. (1942). *Theoretical soil mechanics*. New York: Wiley.

Tiller, F. M. (1981). Revision of Kynch sedimentation theory. *Am. Inst. Chem. Engrs J.* 27, No. 5, 823-829.

Tohumcu, P., (2001), "Dolgu Altındaki Killi Zeminlerin Permeabilite Karakteristiklerinin Belirlenmesi", Yüksek Lisans Tezi, YTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Toorman, E. A. & Berlamont, J. E. (1991). A hindered settling model for the prediction of settling and consolidation of cohesive sediment. *Geo-Marine Lett.* 11, Nos 3-4, 179-183.

Toorman, E. A. (1992) . *Modelling of fluid mud flow and consolidation*. PhD thesis, Katholieke Universiteit Leuven.

Toorman, E. A. & Berlamont, J. E. (1993). Mathematical modeling of cohesive sediment settling and consolidation. In *Nearshore and estuarine cohesive sediment transport* (edited by A. J. Mel), pp. 167-184. Washington, DC: AGU.

Toorman, E. A. & Berlamont, J. E. (1993b). Settling and consolidation of mixtures of cohesive and noncohesive sediments. In *Advances in hydro-science and engineering* (edited by S. Y. Wang), pp. 606-613.

Toorman, E. A. & Huysentruijt, H. (1994). Towards a new constitutive equation for effective stresses in consolidating mud. Proc. 4th Estuarine and Nearshore Cohesive Sediment Transport Conf., (preprint).

Toorman, E. A., (1996), "Sedimentation and Self Weight Consolidation: General Unifying Theory.", Geotechnique, London, England, 46(1), 103-113.

Townsend, F.C., and McVay, M.C., (1990), "Large Strain Consolidation Predictions", Journal of Geotech. Engrg., ASCE, 116(2), 222-243.

Torey, E. M. & Pickard, D. K. (1985). Experimental evidence for a stochastic approach to sedimentation. In: Flocculation, sedimentation and consolidation (edited by B. M. Moudgil and P. Somasundaran), pp. 297-306.

Woo, S.M. & Moh, Z.C. (1990). "Geotechnical Characteristics of Soils in the Taipei Bssin", Tenth Southeast Asian Geotechnical Conference, 16-20 April 1990, Taipei.

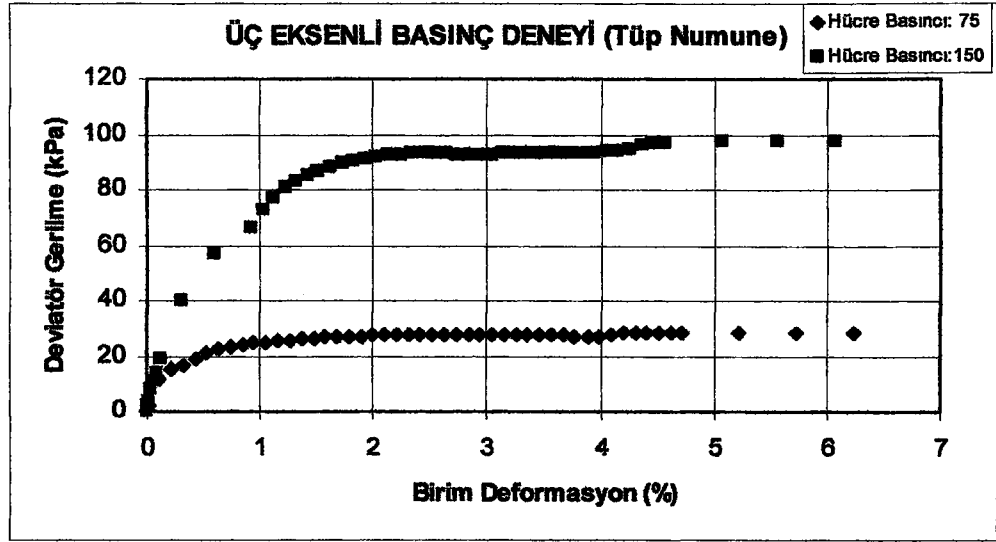
Znidarcic, D., Liu, J. C., (1989). "Consolidation characteristics determination for dredged materials." Proc., 22 nd Annu. Dredging Seminear, Ctr. For Dredged Studies, Texas A&M Univ., College Station, Tex., 45-65.



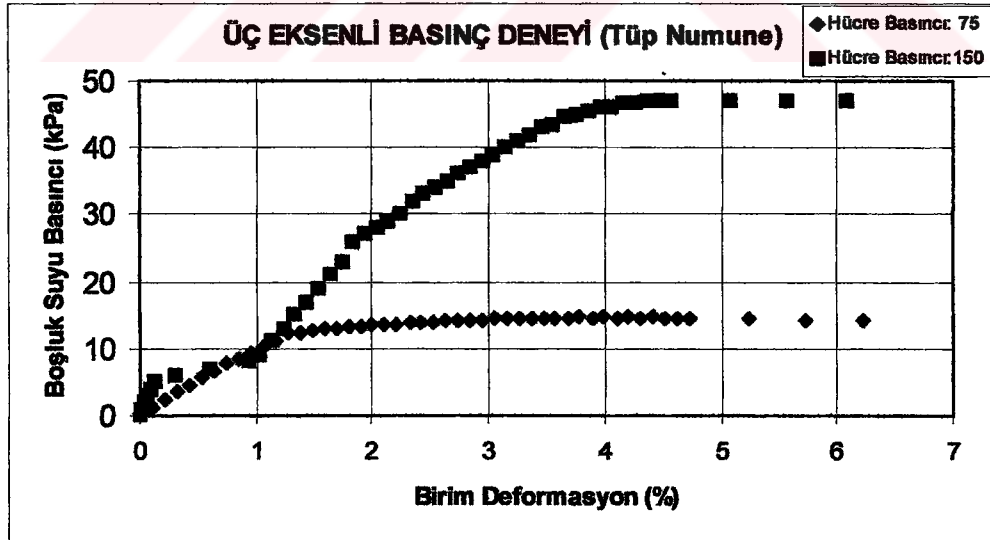
EKLER

- Ek 1 Tüp Numune Üç Eksenli Basınç Deneyi Sonuçları
- Ek 2 Rowe Hücresinde 25 kPa Basınç Altında Konsolide Edildikten Sonra Elde Edilen Blok Numune Üzerinde Yapılan İzotropik Kademeli Konsolidasyonlu-Drenajsız Üç Eksenli Basınç Deney Sonuçları
- Ek 3 Rowe Hücresinde 50 kPa Basınç Altında Konsolide Edildikten Sonra Elde Edilen Blok Numune Üzerinde Yapılan İzotropik Kademeli Konsolidasyonlu-Drenajsız Üç Eksenli Basınç Deney Sonuçları
- Ek 4 Konsolidasyon Deney Düzeneginde Sürşarj Yükleri Altında Kademeli Konsolidasyon Deney Düzeneği Sonuçları
- Ek 5 Klasik Ödometre Deney Sonuçları
- Ek 6 Asoaka Yöntemi ile Model Deney Tanklarındaki Oturma-Zaman Değerleri

Ek 1 Tüp Numune Üç Eksenli Basınç Deneyi Sonuçları

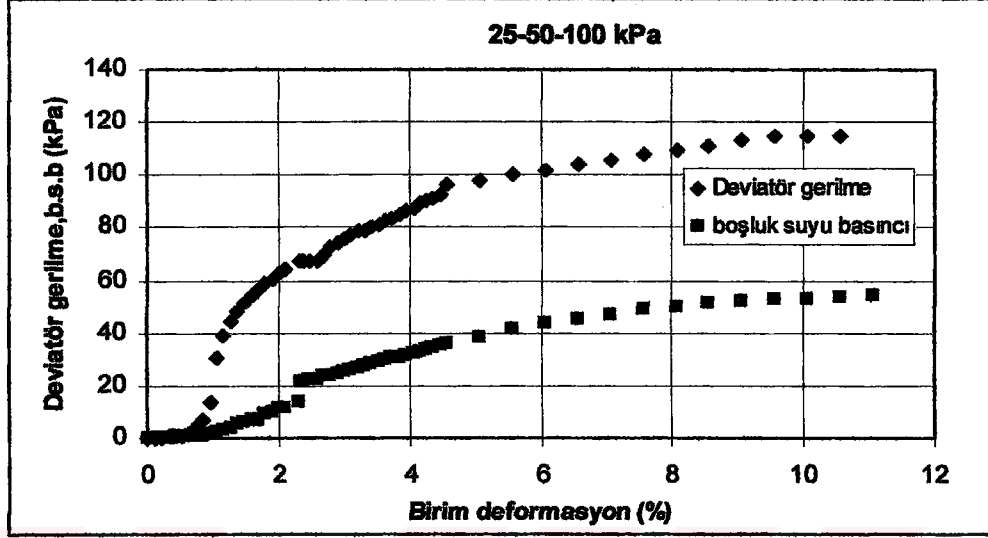


Şekil Ek -1a Deviator Gerilmenin Birim Deformasyon ile Değişimi

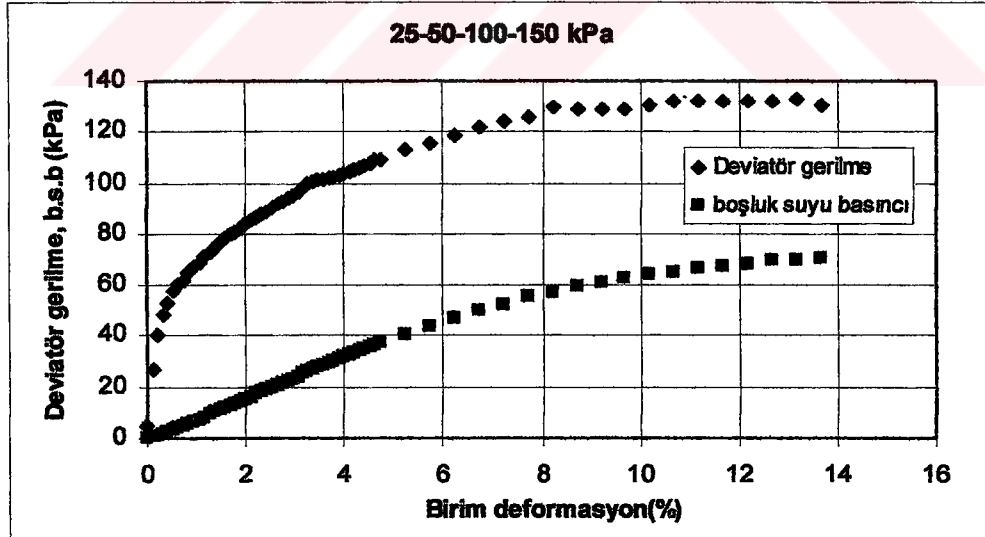


Şekil Ek-1b Boşluk Suyu Basıncının Birim Deformasyon ile Değişimi

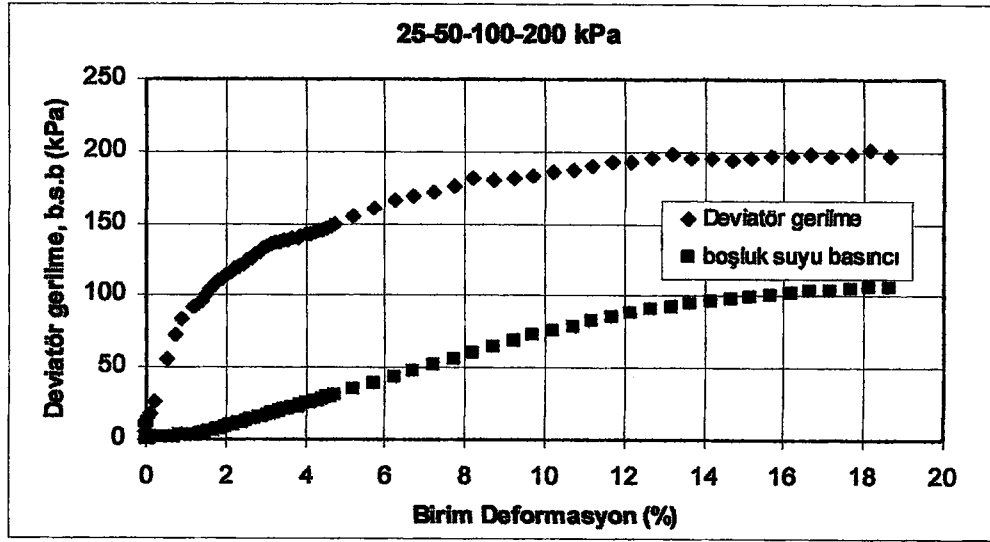
Ek 2 Rowe Hücresinde 25 kPa Basınç Altında Konsolide Edildikten Sonra Elde Edilen Blok Numune Üzerinde Yapılan İzotropik Konsolidasyonlu-Drenajsız Kademeli Üç Eksenli Basınç Deney Sonuçları



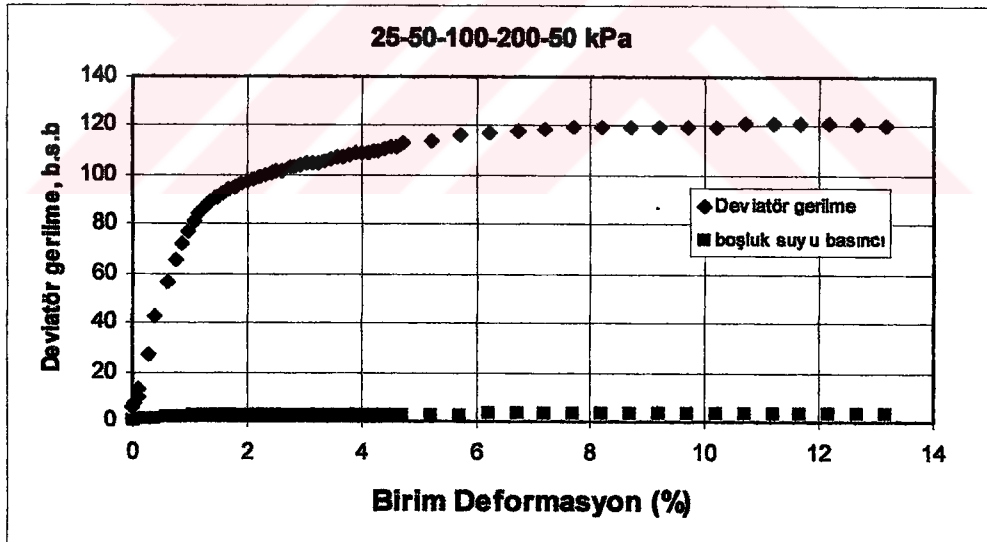
Şekil Ek-2a Deviator gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi



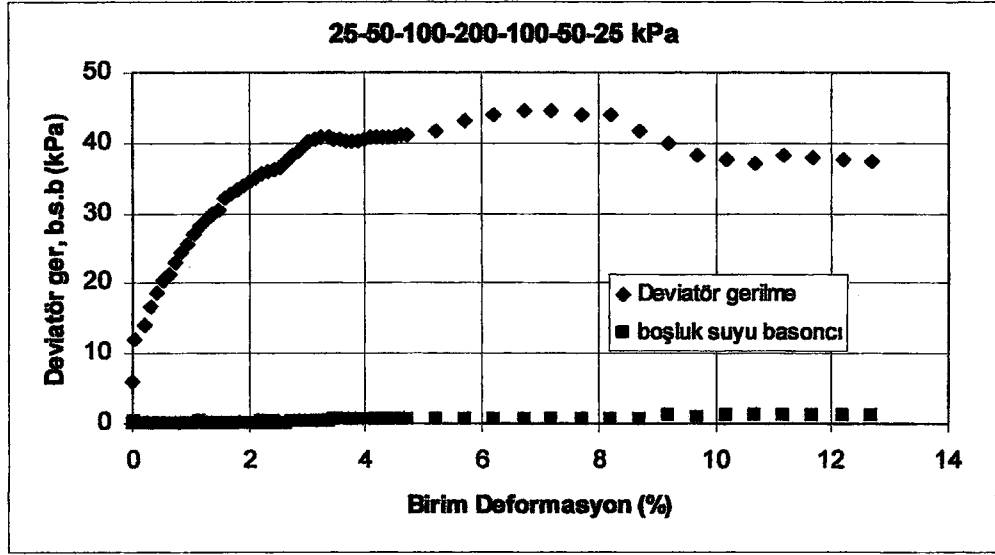
Şekil Ek-2b Deviator gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi



Şekil Ek-2c Deviator gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi

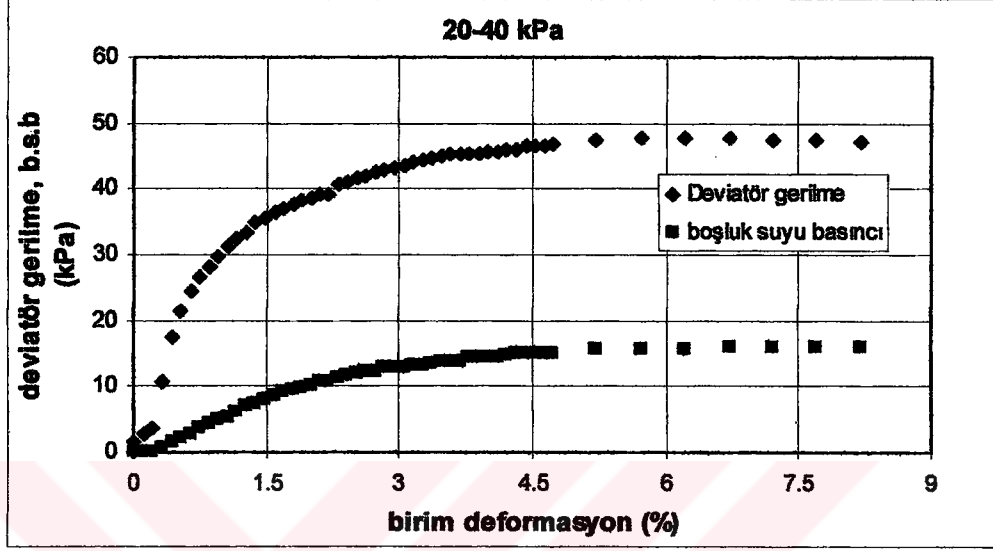


Şekil Ek-2d Deviator gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi

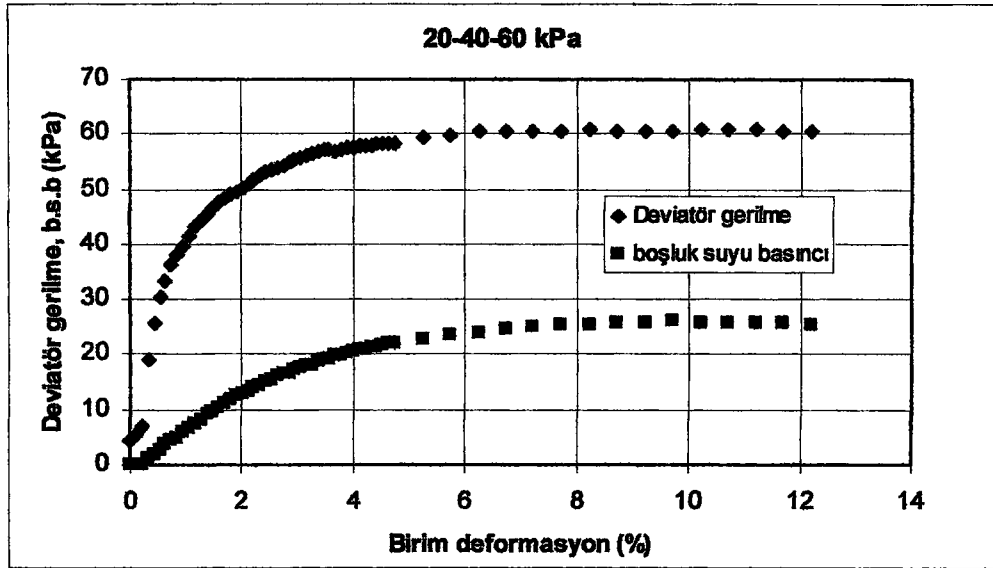


Şekil Ek-2e Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi

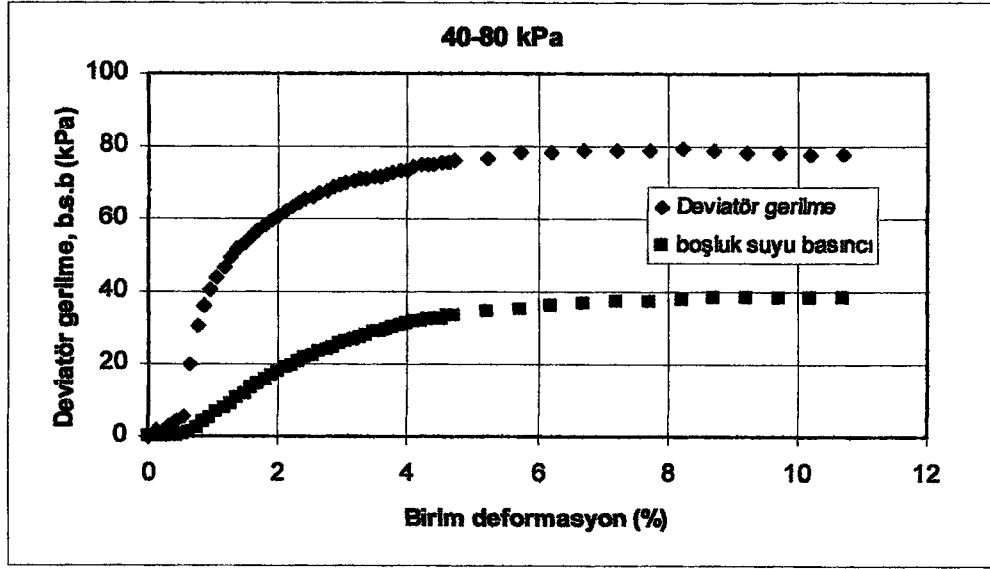
Ek 3 Rowe Hücresinde 50 kPa Basınç Altında Konsolide Edildikten Sonra Elde Edilen Blok Numune Üzerinde Yapılan İzotropik Kademeli Konsolidasyonlu-Drenajsız Üç Eksenli Basınç Deney Sonuçları



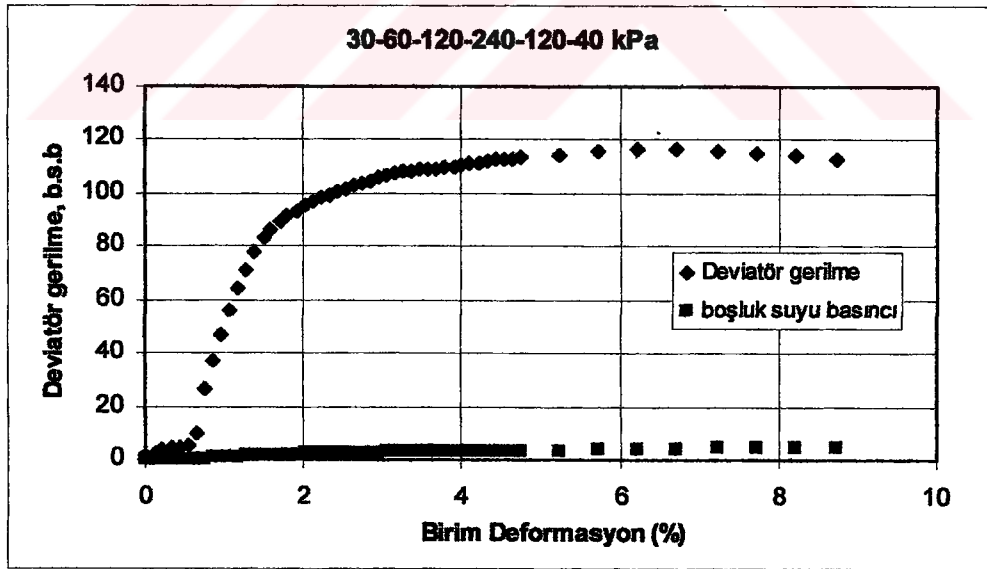
Şekil Ek-3a Deviator gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi



Şekil Ek-3b Deviator gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi

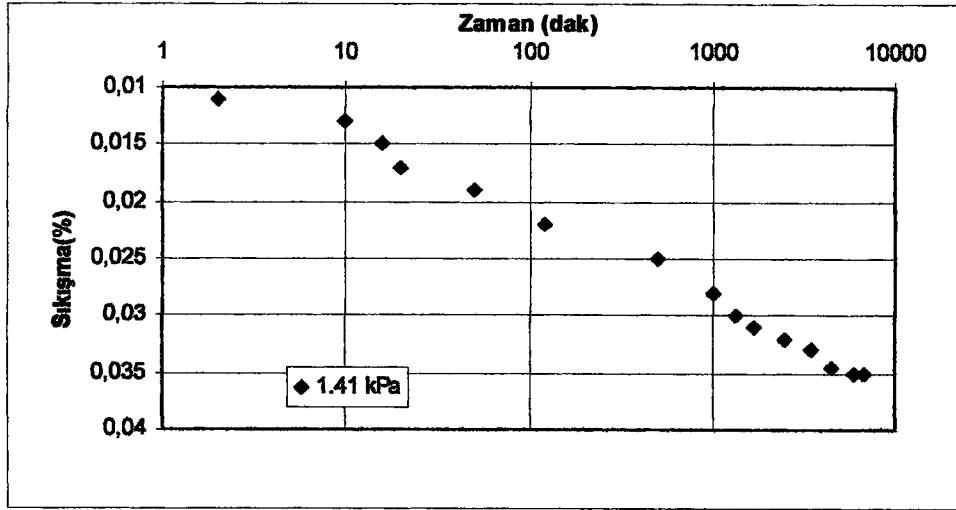


Şekil Ek-3c Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi

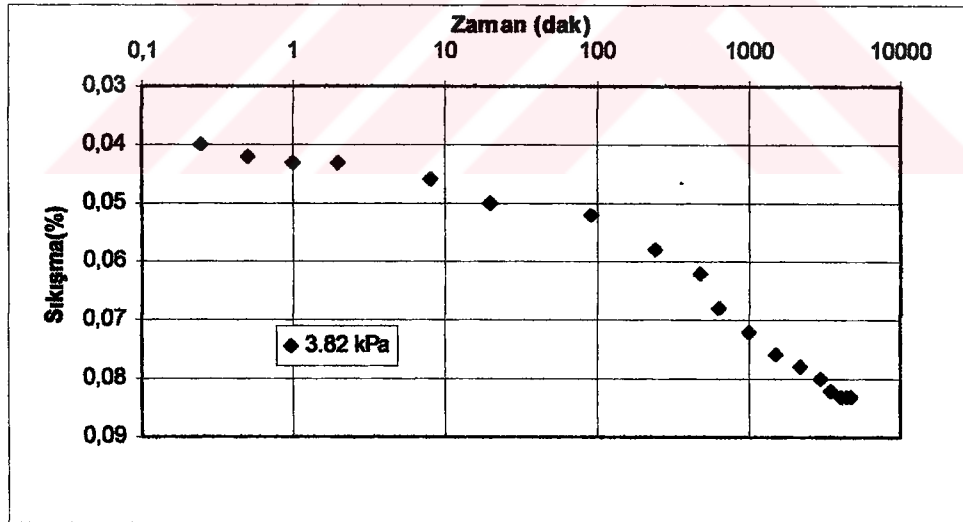


Şekil Ek-3d Deviatör gerilme ve boşluk suyu basıncının birim deformasyon ile değişimi

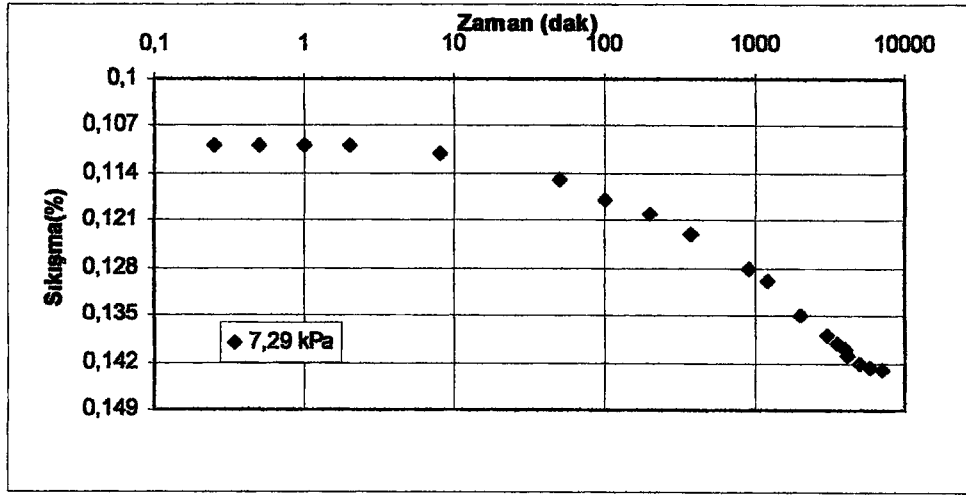
Ek 4 Konsolidasyon Deney Düzeneginde Sürşarj Yükleri Altında Kademeli Konsolidasyon Deney Sonuçları



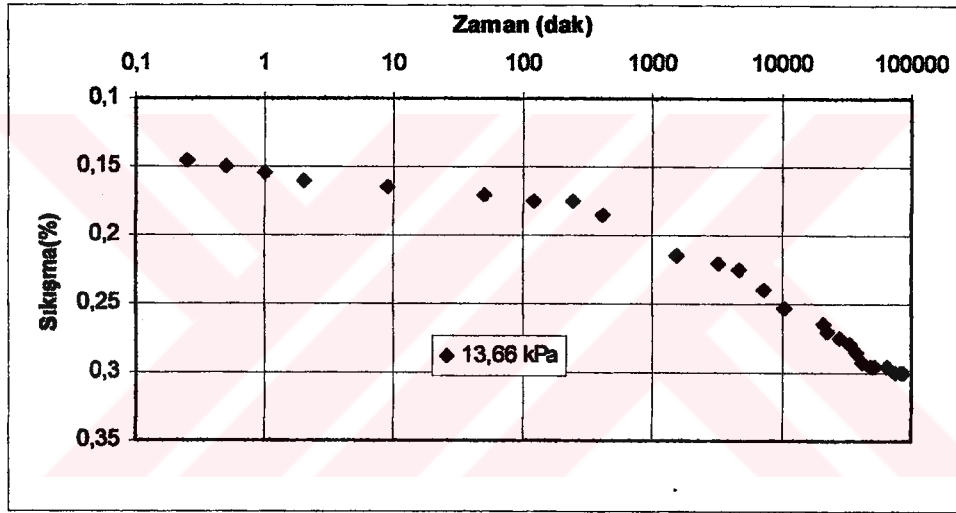
(a)



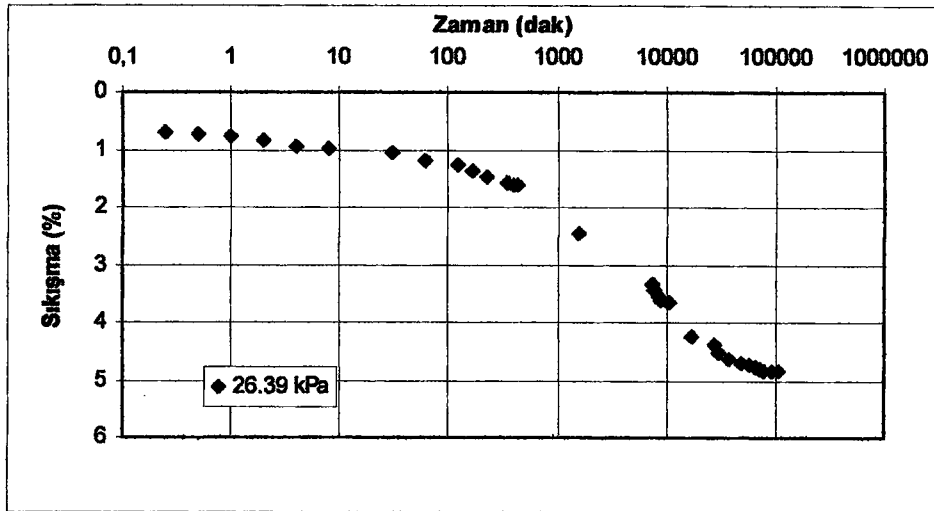
(b)



(c)



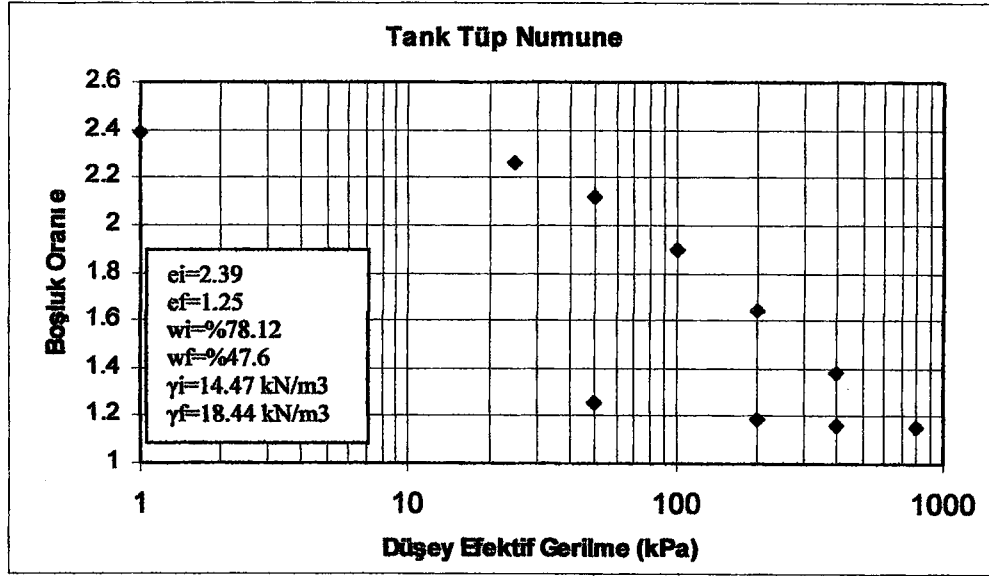
(d)



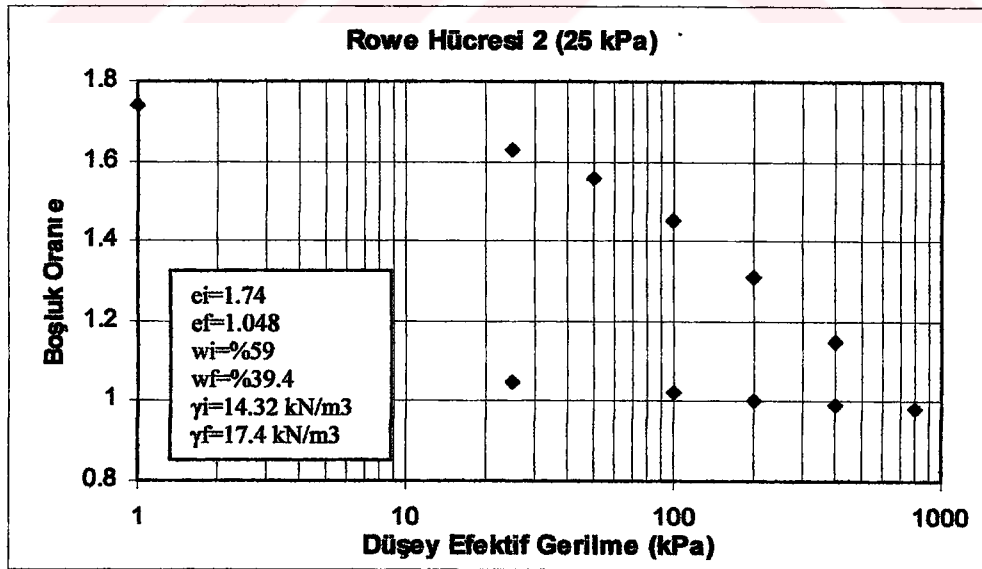
(e)

Şekil Ek-4 Her bir yük kademesi için sıkışma miktarlarının zamana bağlı değişimi

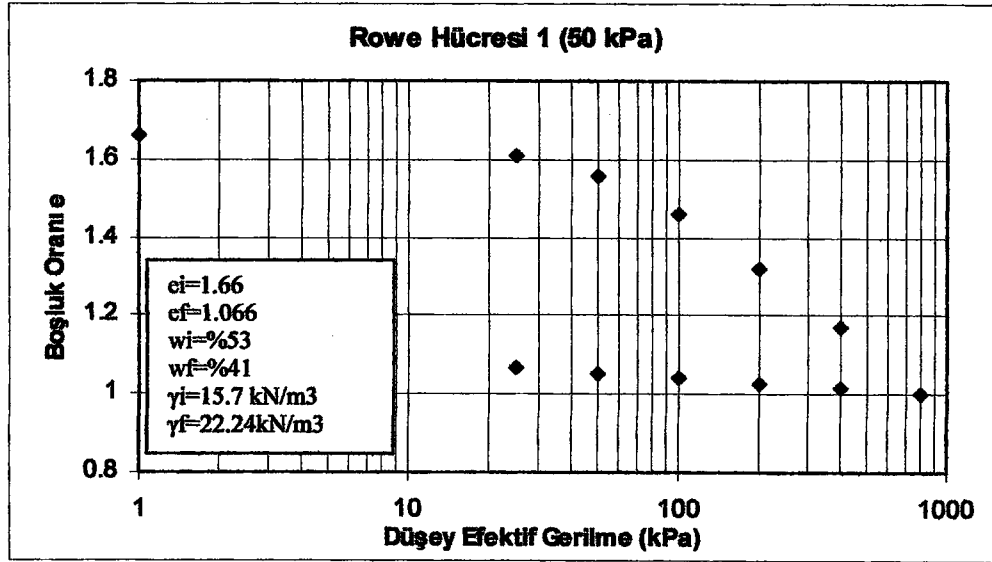
Ek 5 Klasik Ödometre Deney Sonuçları



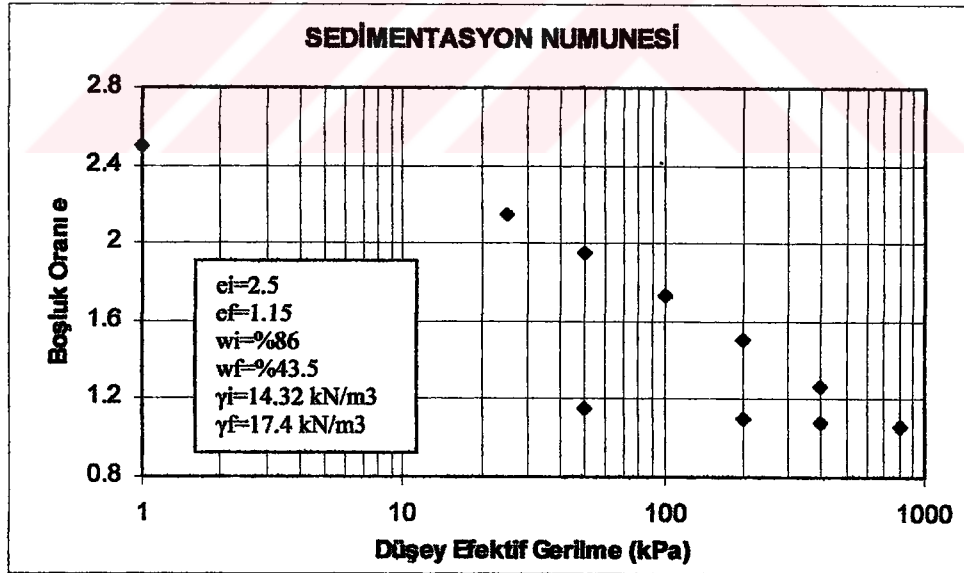
Şekil Ek-5a Tüp Numune Konsolidasyon Deneyi Boşluk Oranı- Konsolidasyon Basıncı Değişimi



Şekil Ek-5b Blok Numune Konsolidasyon Deneyi Boşluk Oranı- Konsolidasyon Basıncı Değişimi



Şekil Ek-5c Blok Numune Konsolidasyon Deneyi Boşluk Oranı- Konsolidasyon Basıncı Değişimi



Şekil Ek-5d Sedimentasyon Numunesi Konsolidasyon Deneyi Boşluk Oranı- Konsolidasyon Basıncı Değişimi

Ek 6 Asoaka Yöntemi ile Model Deney Tanklarındaki Oturma-Zaman Değerleri**Çizelge Ek-6a Model Tank 1 Oturma-Zaman Değerleri**

zaman (gün)	$S_{(t-1)}$	S_t
0	0	14
10	14	26
20	26	37
30	37	38,5
40	38,5	39
50	39	39,8
60	39,8	40,8
70	40,8	42
80	42	43,4
90	43,4	44,7
100	44,7	46
110	46	47,3
120	47,3	48,2
130	48,2	48,9
140	48,9	49,5
150	49,5	50
160	50	50
170	50	50
180	50	50
190	50	50
200	50	50
210	50	50,1
220	50,1	50,3
230	50,3	50,5
240	50,5	50,8
250	50,8	51
260	51	51,2
270	51,2	51,4
280	51,4	51,6
290	51,6	51,7
300	51,7	51,7
310	51,7	51,8
320	51,8	51,8
330	51,8	51,8
340	51,8	51,8
350	51,8	51,8
360	51,8	51,8
370	51,8	51,9
380	51,9	51,9
390	51,9	51,9
400	51,9	52
410	52	52
420	52	52
430	52	52
440	52	52

Çizelge Ek-6b Model Tank 2 Oturma-Zaman Değerleri

zaman (gün)	$S_{(t-1)}$	S_t
0		14
2	14	21,2
4	21,2	25,8
6	25,8	29
8	29	32,5
10	32,5	35,5
12	35,5	38
14	38	40
16	40	41,8
18	41,8	43,8
20	43,8	45,1
22	45,1	46,7
24	46,7	47,6
26	47,6	48,7
28	48,7	49,8
30	49,8	50,7
32	50,7	51,6
34	51,6	51,8
36	51,8	52
38	52	52,4
40	52,4	52,5
42	52,5	53,7
44	53,7	53,9
46	53,9	54
48	54	54,1
50	54,1	54,3
52	54,3	54,4
54	54,4	54,6
56	54,6	54,7
58	54,7	54,7
60	54,7	54,7

Çizelge Ek-6c Model Tank 3 Oturma-Zaman Değerleri

zaman (gün)	$S_{(t-1)}$	S_t
0		12
2	12	17,8
4	17,8	22,2
6	22,2	25
8	25	27,5
10	27,5	29,8
12	29,8	31,8
14	31,8	33,7
16	33,7	35
18	35	36
20	36	37,1
22	37,1	37,9
24	37,9	38,5
26	38,5	39,2
28	39,2	39,6
30	39,6	40
32	40	40,6
34	40,6	41
36	41	41,4
38	41,4	41,8
40	41,8	42,2
42	42,2	42,5
44	42,5	42,7
46	42,7	42,8
48	42,8	42,8
50	42,8	42,8

Çizelge Ek-6d Model Tank 4 Oturma-Zaman Değerleri

zaman (gün)	$S_{(t-1)}$	S_t
0		18
4	18	25,5
8	25,5	30
12	30	33,5
16	33,5	36,5
20	36,5	38,7
24	38,7	39,8
28	39,8	40,6
32	40,6	41
36	41	41,4
40	41,4	41,8
44	41,8	42,3
48	42,3	42,8
52	42,8	43,2
56	43,2	43,7
60	43,7	44,2
64	44,2	44,6
68	44,6	45
72	45	45,25
76	45,25	45,4
80	45,4	45,6
84	45,6	45,8
88	45,8	45,9
92	45,9	45,9
96	45,9	46
100	46	46,1
104	46,1	46,5
108	46,5	46,6

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 09.06.1969

Doğum yeri Tekirdağ-Çorlu

Lise 1984-1986 Çorlu Lisesi

Lisans 1988-1992 İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi
Jeofizik Mühendisliği

Yüksek Lisans 1994-1996 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Bölümü, Geoteknik Anabilim Dalı

Doktora 1997-2003 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Bölümü, Geoteknik Anabilim Dalı

Çalıştığı kurum(lar)

1993-Devam Ediyor T.Ü. Çorlu Müh. Fak. İnşaat Müh. Geoteknik
Anabilim Dalı, Araştırma Görevlisi



TEŞEKKÜR

Bu doktora çalışması YTÜ Araştırma Fonu'na desteklenen 21.05.01.01 No'lu "Dipsel Tarama Çamurunun Konsolidasyon –Desikasyon –Mukavemet Özelliklerinin Deneysel Yöntemlerle İncelenmesi" isimli projeye sağlanan maddi katkılar sayesinde gerçekleştirilmiştir. YTÜ Araştırma Fonu Başkanlığı'na katkılarından ötürü teşekkürlerimi sunarım.

