

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KUM DAVRANIŞININ MİKROMEKANİZMAYA
DAYALI OLARAK ENDOKRONİK TEORİ
KAPSAMINDA MODELLENMESİ**

**DOKTORA TEZİ
Y.Müh. Atila SEZEN**

**Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Programı : ZEMİN MEKANİĞİ VE GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ**

ARALIK 2003

**KUM DAVRANIŞININ MİKROMEKANİZMAYA
DAYALI OLARAK ENDOKRONİK TEORİ
KAPSAMINDA MODELLENMESİ**

DOKTORA TEZİ

**Y. Müh. Atilla SEZEN
(501922024)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 11 Kasım 2002
Tezin Savunulduğu Tarih : 29 Aralık 2003**

Tez Danışmanı :

Prof.Dr. Atilla M. ANSAL

Diğer Jüri Üyeleri

Doç.Dr. Ayfer ERKEN (İ.T.Ü.)

Prof.Dr. Erol GÜLER (B.Ü.)

Prof.Dr. Kutay ÖZAYDIN (Y.T.Ü.)

Prof.Dr. Kemal ÖZÜDOĞRU (İ.T.Ü.)

ARALIK 2003

ÖNSÖZ

Bu çalışmanın tamamlanabilmesi için çok uzun seneler geçmesi gerekmiştir.

Sevgili hocam Atilla M. Ansal'a sonsuz anlayışı ve yardımları için özel olarak teşekkür etmek isterim. Sevgili anne ve babamı sevgiyle ve şükranla anmak isterim ve ikisine de herşey için çok teşekkür ederim. Çok sevgili Bahar'a ve Ayşen'e teşekkür etmemek kesinlikle söz konusu olabilemezdi.

Sevgili Bülent Hatipoğlu çok kritik bazı anlarda yaptığı müdahaleler ve bana verdiği destekle bu çalışmanın tamamlanmasında çok büyük bir öneme sahiptir. Kendisini sevgiyle anıyor ve çok teşekkür ediyorum. Sevgili Beyza, Özlem ve Sebayat da bu çalışmanın tamamlanabilmesinde önemli katkılara sahiptirler. Yardımları ve destekleri için teşekkürü bir borç bilirim. Pınar, Özden, Zeki, Gökhan, Aslı ve Osman'a değerli katkıları; sevgili ve değerli hocalarım Ayfer Erken, Hüseyin Yıldırım ve Tuğrul Özkan'a destek ve ilgileri için çok teşekkür ederim. İTÜ Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda Semih Abi, İsmail Abi, Serdar ve Şemsi Paşa benim için çok özeldirler, kendilerine ne kadar teşekkür etsem azdır.

Sevgili dostlarım Temel'i, Serhan'ı ve ayrıca Umut, Adnan, Aysim, Gamze, Luz ve aziz cüceleri burada sevgiyle anmak isterim. Aslında çok sayıda arkadaşımın isimlerini zikretmem gerekirdi, lakin bu gerçekten mümkün değil. Bu uzun seneler boyunca hepsi güzel enerjileri, espirileri, imaları ve bazen de öfkeleriyle bana destek oldular. Ve maalesef bu çalışma nedeniyle emek veremediğim ve koruyamadığım dostluklarımı da hüznle anıyorum. Tüm arkadaşlarıma sonsuz teşekkürlerimi ve sevgilerimi sunarım. Ama en azından artık biliyoruz ki herşey çok güzel olacak.

Sağladıkları olanaklar ve deney verileri için JICA'ya, Ishihara Sensei'ye, Tokyo Science Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarı öğrencilerine, Tsukamoto San'a, Yasuda Sensei'ye, Tokyo Denki Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarı öğrencilerine, Tsune'ye, Tanaka'ya, Morimoto'ya, Towhata Sensei'ye, R.Verdugo'ya ve çok değerli dostum M.Yoshimine'ye teşekkürü bir borç bilirim.

Atilla Sezen

Haziran, 2004

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
SEMBOL LİSTESİ	viii
ÖZET	x
SUMMARY	xiv
1. GİRİŞ	1
2. MİKROMEKANİZMA	5
2.1. Yapı ve Yapı Değişkenleri	5
2.1.1. Temas Normalleri ve Temas Açısı	6
2.1.2. Yapı İçindeki Boşlukların Dağılımı ve Koordinasyon Sayısı	10
2.2. Gerilme-Yapı İlişkisi : Temas Kuvvetleri	16
2.3. Ayrık Eleman Yöntemi	18
2.4. Yapı Tansörü	20
2.5. Şekil Değiştirme Mikromekaniği	21
2.6. Temel Varsayımlar	23
3. KUMLARIN GENEL DAVRANIŞ ÖZELLİKLERİ	25
3.1. Başlangıç Durumu, Kararlı Durum ve Faz Dönüşümü	27
3.1.1. Drenajlı Şartlar Altında Monoton Yükleme	27
3.1.2. Drenajsız Şartlar Altında Monoton Yükleme	31
3.1.3. Başlangıç Yapısı ve Dokusu	37
3.2. Davranışta Yükleme/Gerilme Durumunun Etkisi	38
3.3. Genişleme	42
3.3.1. Deneysel Veriler	44
4. ZEMİNİN MODELLENMESİ KONUSUNDA YAPILAN ÇALIŞMALAR	46
4.1. Tarihsel Gelişim	46
4.2. Plastisite Teorisi	47
4.3. Zemin Davranışının Modellenmesiyle İlgili Çalışmalar	53
4.4. Gerilme-Genişleme Teorileri	54
4.5. Mikromekanizmaya Dayalı Zemin Modelleri	57
5. ENDOKRONİK TEORİ	65
5.1. Yeni Bir Yaklaşımın Öncülleri	65
5.2. Teorik Temel	66
5.2.1. Termodinamik Köken	66
5.3. Endokronik Teorinin İlk Hali	71

5.4. Teoride Ortaya Çıkan Sorunlar ve Yapılan Değişiklikler	72
5.5. Endokronik Plastisite	72
5.6. Bazant-Ansal-Cuellar (BAC) Ekolü	73
6. DENEYSEL ÇALIŞMALAR VE VERİ TABANI	83
6.1. Yapılan Burulmalı Kesme Deneyleri	83
6.1.1. Düzlem Şekil Değiştirme Deneyleri : Numunelerin Hazırlanması ve Deneylerin Yapılışı	84
6.1.2. Düzlem Şekil Değiştirme Deneylerinin Sonuçları	88
6.2. Yapılan Dinamik Burulmalı Kesme Deneyleri	92
6.3. VELACS Veri Tabanı	94
7. ÖNERİLEN ENDOKRONİK ZEMİN MODELİ	95
7.1. Yeniden Düzenleniş:Yapı Değişimi	96
7.2. Şekil Değiştirmenin Mikro-Ölçek İzahı	97
7.2.1. Pekleşme/Yumuşama Fonksiyonu	97
7.2.2. Sıkışma/Genişleme Fonksiyonu	99
7.3. Bünye İfadeleri	99
7.4. Modelin Öngörülleri	101
7.4.1. Algoritma	101
7.4.2. Drenajlı Üç Eksenli Basınç Deneyi Modellemeleri	103
8. SONUÇLAR VE TARTIŞMA	111
KAYNAKLAR	114
EKLER	126
EK A. Dinamik Burulmalı Kesme Deneylerinin Sonuçları	127
EK B. Önerilen Modelin Öngörülleri	131
ÖZGEÇMİŞ	134

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1. Mikro ölçek değişkenleri ve makroskopik davranış üzerinde etkileri..	16
Tablo 6.1. Burulmalı kesme deneyinde kullanılan kumların özellikleri.....	84
Tablo 6.2. Nevada kumunun endeks özellikleri.....	94
Tablo 7.1. Malzeme değişkenleri.....	103

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1 : Temas normali ve yapı elipsoidi.....	7
Şekil 2.2 : Yapı indisi-asal gerilme oranı ilişkisi.....	7
Şekil 2.3 : Yapı indisi-genişleme ilişkisi.....	8
Şekil 2.4 : Temas normallerinin üç boyutlu gösterimi.....	8
Şekil 2.5 : Yük sütunu oluşumu.....	9
Şekil 2.6 : Temas açısının düşey şekil değiştirme ile değişimi.....	10
Şekil 2.7 : Temas açısı ve temas kuvvetlerinin şekil değişimi ile değişimi.....	10
Şekil 2.8 : Kayma gerilmesi altında boşluk oranı değişimi.....	11
Şekil 2.9 : Boşluk oranı anizotropisi.....	12
Şekil 2.10 : Boşluk oranı-koordinasyon sayısı ilişkisi.....	13
Şekil 2.11 : Koordinasyon sayısının saçılım davranışı.....	14
Şekil 2.12 : Koordinasyon sayısının olasılık dağılım fonksiyonu.....	14
Şekil 2.13 : Ortalama temas kuvvetinin temas normali ile değişimi.....	17
Şekil 2.14 : Ayırık eleman yönteminde farklı yaklaşımlar.....	19
Şekil 2.15 : Şekildeğiştirme süreci ve kayma bandı oluşumu.....	19
Şekil 2.16 : Genişleme mekanizması.....	20
Şekil 3.1 : Farklı başlangıç sıklığında yapılan kesme kutusu deneyi sonuçları..	28
Şekil 3.2 : Farklı normal gerilme değerlerinde yapılan kesme kutusu deneyi sonuçları.....	29
Şekil 3.3 : Gevşek kum üzerinde yapılan drenajlı üç eksenli basınç deneyleri....	30
Şekil 3.4 : Sıkı kum üzerinde yapılan drenajlı üç eksenli basınç deneyleri.....	30
Şekil 3.5 : Sabit çevre basıncında yapılan drenajsız üç eksenli basınç deneyleri.	31
Şekil 3.6 : Sabit başlangıç sıklığında yapılan drenajsız üç eksenli basınç deneyleri.....	32
Şekil 3.7 : Kumların drenajsız kayma davranışı.....	34
Şekil 3.8 : Faz dönüşümünde başlangıç konsolidasyon basıncının etkisi.....	35
Şekil 3.9 : Faz dönüşümünde yükleme modu etkisi.....	36
Şekil 3.9 : Hidrostatik gerilmeler altında şekil değiştirme davranışı.....	38
Şekil 3.10 : Yükleme yönünün şekil değiştirme davranışına etkisi.....	38
Şekil 3.11 : Drenajsız üç eksenli basınç ve çekme deneyi sonuçları.....	39
Şekil 3.12 : Asal gerilme eksen dönmelerinin drenajsız davranışa etkisi.....	40
Şekil 3.13 : Orta asal gerilme değerinin drenajsız davranışa etkisi.....	41
Şekil 3.14 : α -değeri, b-değeri ve boşluk suyu basıncı oluşumu etkisi.....	42
Şekil 3.15 : Kesme kutusu deneyi.....	43
Şekil 3.16 : Çevrimsel yüklemede genişleme davranışı	45
Şekil 4.1 : Gerilme-genişleme davranışı.....	58
Şekil 4.2 : Mikro-Makro ilişkisinin kurulması.....	58
Şekil 4.3 : Yapı tansörü ve asal yönleri.....	61
Şekil 4.4 : Drenajlı davranışta başlangıç yapısının etkisi.....	62
Şekil 4.5 : Yapı oryantasyonunun drenajlı davranışa etkisi	63

Şekil 6.1	: Kartal kumunun tane dağılım özellikleri.....	84
Şekil 6.2	: Burulmalı kesme deneyi aletine ait özellikler ve gerilme durumu.....	85
Şekil 6.3	: Kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi eğrileri (TS-PS).....	89
Şekil 6.4	: Artık boşluk suyu basıncı-kayma şekil değiştirmesi eğrileri(TS-PS).....	89
Şekil 6.5	: α değeri-kayma şekil değiştirmesi eğrileri (TS-PS).....	90
Şekil 6.6	: b değeri-kayma şekil değiştirmesi eğrileri (TS-PS).....	90
Şekil 6.7	: ϕ_m -kayma şekil değiştirmesi eğrileri (TS-PS).....	92
Şekil 6.8	: Çevrimsel Gerilme Oranı-Çevrim Sayısı ilişkisi.....	93
Şekil 7.1a	: Modelin bilgisayar ortamında gösterimi-1.Kesim.....	103
Şekil 7.1b	: Modelin bilgisayar ortamında gösterimi-2.Kesim.....	104
Şekil 7.1c	: Modelin bilgisayar ortamında gösterimi-3.Kesim.....	104
Şekil 7.2	: q - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 40$, $\sigma_3 = 40$ kPa).....	105
Şekil 7.3	: ϵ_v - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 40$, $\sigma_3 = 40$ kPa).....	105
Şekil 7.4	: ϵ_1 - ϵ_3 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 40$, $\sigma_3 = 40$ kPa).....	106
Şekil 7.5	: q - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 40$, $\sigma_3 = 80$ kPa).....	107
Şekil 7.6	: ϵ_v - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 40$, $\sigma_3 = 80$ kPa).....	107
Şekil 7.7	: q - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 40$, $\sigma_3 = 160$ kPa).....	108
Şekil 7.8	: ϵ_v - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 40$, $\sigma_3 = 160$ kPa).....	108
Şekil 7.9	: q - ϵ_1 Eğrileri (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 40$).....	110
Şekil 7.10	: q - ϵ_1 Eğrisi (Toyoura kumu, TST, $Dr = \% 40$, $\sigma_3 = 300$ kPa).....	110
Şekil A.1	: Dinamik burulmalı kesme deneyi sonuçları ($Dr = \% 58$).....	127
Şekil A.2	: Dinamik burulmalı kesme deneyi sonuçları ($Dr = \% 75$).....	128
Şekil A.3	: Dinamik burulmalı kesme deneyi sonuçları ($Dr = \% 85$).....	129
Şekil A.4	: Dinamik burulmalı kesme deneyi sonuçları ($Dr = \% 111$).....	130
Şekil B.1a	: q - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 60$, $\sigma_3 = 40$ kPa).....	131
Şekil B.1b	: ϵ_v - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 60$, $\sigma_3 = 40$ kPa).....	131
Şekil B.2a	: q - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 60$, $\sigma_3 = 80$ kPa).....	132
Şekil B.2b	: ϵ_v - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 60$, $\sigma_3 = 80$ kPa).....	132
Şekil B.3a	: q - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 60$, $\sigma_3 = 160$ kPa).....	133
Şekil B.3b	: ϵ_v - ϵ_1 Eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 60$, $\sigma_3 = 160$ kPa).....	133

SEMBOL LİSTESİ

a_1, a_2	: Malzeme değişkenleri
α	: Büyük asal gerilmenin düşeyle yaptığı açı
b	: Orta asal gerilme katsayısı
b_1, b_2	: Malzeme değişkenleri
D_r	: Relatif sıkılık
d	: Sönümlenme hızı
d	: Genişleme
D	: Genişleme faktörü
δ_{ij}	: Kronecker delta
E	: Elastisite modülü
e, e_0	: Boşluk oranı ve başlangıç değeri
e_c	: Konsolidasyon sonrasındaki boşluk oranı
E', e'	: İçsel enerji
$\epsilon, \epsilon_{ij}, C_{ij}$	: Şekil değiştirme tansörü
$\epsilon^e_{ij}, \epsilon^p_{ij}$	: Şekil değiştirme tansörünün elastik ve plastik bileşenleri
$\epsilon_z, \epsilon_r, \epsilon_\theta$	: Düşey, radyal ve çevrel yöndeki şekil değiştirmeler
ϵ_s	: Kayma şekil değiştirmesi
ϵ_v	: Hacimsel şekil değiştirme
$\epsilon^e_v, \epsilon^p_v$	: Hacimsel şekil değiştirme tansörünün elastik ve plastik bileşenleri
$d\epsilon, d\sigma$	: Şekil değiştirme artımı, gerilme artımı (değişimi)
f	: Akma fonksiyonu
ϕ	: Entropi
ϕ_m	: Mobilize olan içsel sürtünme açısı
ϕ_μ	: Tanesel sürtünme açısı (malzeme katsayısı)
ϕ_{cv}	: Kararlı durumdaki içsel sürtünme açısı
ϕ_{PT}	: Faz dönüşüm noktasındaki içsel sürtünme açısı
γ	: Kayma şekildeğiştirmesi
G, G_0	: Kayma modülü ve başlangıç değeri
$g, g(\sigma), g(\sigma_{ij})$	: Plastik potansiyel
η	: Deviyatör (kayma) gerilme ile efektif ortalama gerilme oranı
h	: Pekleşme parametresi
I_1, I_1^σ	: Birinci gerilme invaryantı
I_3, I_3^σ	: Üçüncü gerilme invaryantı
I_1^e	: Birinci şekil değiştirme invaryantı
J_2^e	: İkinci deviyatör şekil değiştirme invaryantı
K, K_0	: Hacimsel sıkışma modülü ve başlangıç değeri
M	: Kararlı durumda p-q doğrusunun eğimi
n	: Porozite
n	: Temas (koordinasyon) sayısı

p', σ'_m	: Efektif ortalama gerilme
p'_c	: Efektif konsolidasyon basıncı
p'_{PT}	: Faz dönüşüm noktasındaki ortalama efektif gerilme
q	: Deviyatör (kayma) gerilme
R	: Gerilme oranı
ρ_n	: Temas sayısının standart sapması
Q	: Isı enerjisi
s, s_{ij}	: Deviyatör gerilme tansörü
σ, σ_{ij}	: Gerilme tansörü
σ_c, p_c	: Konsolidasyon basıncı
$\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$	: Düşey, radyal ve çevrel yöndeki normal gerilmeler
t	: Zaman
τ	: Kayma gerilmesi
θ	: Sıcaklık
u	: Boşluk suyu basıncı
W	: İş
ψ	: Helmholtz serbest enerjisi
ψ_m	: Mobilize olan genişleme açısı
$y^{(n)}$	: n sayıda içsel değişken
z	: İçsel zaman ölçüsü
z_1	: Malzeme değişkeni

KUM DAVRANIŞININ MİKROMEKANİZMAYA DAYALI OLARAK ENDOKRONİK TEORİ KAPSAMINDA MODELLENMESİ

ÖZET

Herhangi bir sürecin modellenmesi, sürecin gelişimini belirleyen yasaların ortaya konması ile sürecin söz konusu yasalara uygun biçimde matematikselleştirilmesi olarak tanımlanabilir. Bu şekilde, bir takım matematiksel işlemler vasıtasıyla fiziksel bir süreç sayısal olarak elde edilebilir. Bir başka deyişle, üzerinde çalışılan sürecin belirli durumlarda nasıl gelişeceği ve ne şekilde sonuçlanacağı öngörülebilir. Bu çalışmanın amacı, kumların davranışlarının modellenmesidir ve çalışmanın ana eksenlerinden birisi, kum davranışını belirleyen yasaları ortaya koymak, bir başka deyişle davranışın mekanizmasını aydınlatmak iken bir diğer ana eksen ise ortaya konan bu mekanizmanın matematiksel dille ifade edilebilmesidir.

Aslında, zeminlerin modellenmesi konusunda yapılan çalışmaların büyük bir kısmı, zaten bilindiği ve yeterince izah edilebildiği varsayılan zemin davranışının formüle edilebilmesi noktasında yoğunlaşmaktadır. Ancak, zemin davranışının gerçek fiziksel süreci henüz tam olarak aydınlatılamamış ve zemin davranışı herkesin üzerinde anlaştığı bir mikromekanizma teorisine dayandırılmamıştır. Bunu yanı sıra, uzun yıllar boyunca, plastisite teorisi kapsamında yürütülen modelleme çalışmalarında, belirli bir yerden sonra, plastisite teorisinin gerektirdiği kavramsal ve varsayımsal çerçevenin ötesine geçme zorunluluğu doğmuştur. Günümüze kadar geliştirilmiş olan çok sayıda matematiksel model, zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışlarını, görece basit yükleme koşulları için, gerçeğe oldukça yakın bir şekilde öngörebilmektedir. Ancak, çok eksenli gerilme izleri ve çevrimsel yükleme koşulları altında zemin davranışının karmaşıklaşması ve modelleme için gerekli parametre sayısının artması sonucunda, gerçekçi sonuçlar veren ve aynı zamanda uygulama açısından basit olan bünye ifadelerinin elde edilmesi henüz ulaşılamamış bir noktadır.

Özellikle son otuz yıldır, plastisite teorisinin ötesine geçme çabalarının yoğunlaştığını görmekteyiz. Endokronik teori bu anlamda oldukça uygun bir çıkış yolu sağlamaktadır. İlk olarak Valanis (1971) tarafından ortaya konan ve termodinamik ile içsel durum değişkenleri teorisi temelinde geliştirilen endokronik teori ile klasik plastisitenin varsaydığı akma yüzeyinin varlığı gerekmeden malzemelerin şekil değiştirme süreçleri modellenebilmiştir. Daha sonraki çalışmalarında Valanis (1980), plastisitenin endokronik teorisinin özel bir hali olduğunu göstermiştir. Endokronik teorisinin dayandığı temel noktalardan birisi, malzemenin içsel enerjisini yansıtan bir grup içsel durum değişkeninin varlığı ve bunların hızının diferansiyel ifadelerle belirlenebilir olmasıdır. İçsel durum değişkenlerinin sayısal olarak ifade edilmesi amacıyla malzeme için bir entropi fonksiyonu tanımlanır ve bu fonksiyonun içsel durum değişkenleriyle ilişkisi tanımlanarak, malzemenin şekil değiştirme sürecini ifade eden bünye denklemlerine ulaşılabilir.

Bu çalışma kapsamında kum davranışını modellemede uygun bir yaklaşım olarak endokronik teori seçilmiştir. Bu şekilde, modelleme çalışması, bir taraftan plastisite teorisinin sınırlayıcılığından çıkarılırken, diğer taraftan da içsel durum değişkenleriyle ifade edilen bünye denklemleri yaklaşımının sunduğu bir olanak olarak, zemin davranışı mikro ölçekte düşünülerek, mikromekanizmaya dayalı bir modelleme çalışması yapılması mümkün olmuştur. Daha önce az çok ifade edildiği gibi, modelleme çalışmalarında zemin davranışının mekanizmasının net olarak ortaya konması gerektiği ve nihai olarak ulaşılabilecek noktaya bu mekanizmanın gerçekçi ve kapsamlı bir tanımıyla yaklaşılabileceği görüşünden hareket edilmiştir.

Zemin davranışının modellenmesinde kullanılan gözlemlenebilir makroskopik değişkenlerin aslen mikro ölçekte gerçekleşen sürecin bir dışavurumu olduğu düşünüldüğünde, zeminlerin mikroskopik değişkenlerinin ve şekil değiştirmenin mikromekanizmasının incelenmesi, modelleme konusunda daha doğru bir yaklaşım olacaktır. Ancak, mikroskopik değişkenlerin ve bunların şekil değişimi ile birlikte değişimlerinin belirlenmesi ve tanecikli ortama ait bu değişkenlerle sürekli ortam arasındaki bağlantının sade ve basit bir şekilde kurulması oldukça önemli ve büyük bir sorundur. Bu çalışmada, mikroskopik sürece ait içsel durum değişkenlerine dayalı ve sürekli ortamda tanımlanabilen bünye ifadelerine olanak vermesinden dolayı, endokronik teorisinin olanakları geliştirilmeye çalışılmıştır.

Zemin davranışının mikro ölçekte gerçekleşen sürecinin anlaşılması amacıyla, ilkin, günümüze kadar mikromekanizmanın izahı konusunda yapılan çalışmalar ele alınmış ve bu çalışmaların ortak noktaları saptanarak, hangi mikro ölçek değişkenlerinin zemin davranışını izah edebileceği tartışılmıştır. Bunun sonucunda, şekil değiştirme sürecinin mikromekanizması bir seri sav olarak ortaya konmuştur. Gerek önerilen savların sınanması ve gerekse mikro ölçek değişkenlerinin hangi makroskopik değişkenlerle ifade edilmesinin uygun olacağının belirlenebilmesi amacıyla kumların genel davranış özellikleri ele alınmıştır. Bu bağlamda temel perspektif modellemeye yönelik olmuş ve davranış özellikleri ayrıntılı bir şekilde tartışılmıştır. Başta, mikromekanizmaya dayalı modelleme çalışmaları olmak üzere, zemin davranışının modellenmesi konusunda yapılan çalışmalar gözden geçirilerek, endokronik teori tanıtılmıştır. Tüm bu veriler sonrasında, zeminlerin mikromekanizmasının izahı ve buna uygun olarak endokronik bünye ifadelerinin oluşturulması bölümüne geçilmiştir. Bu bölüme geçilmeden önce yapılan çalışmalar neticesinde, şu saptamanın yapılması mümkün olmuştur: Birçok araştırmacı, zemin davranışının mikromekanizmasının ortaya konması ve zemin modellerinin buna uygun olarak oluşturulması gerektiğini savlamaktadır. Ancak, modelleme çalışmalarında günümüzde geline nokta, zeminin ayrıık eleman olarak ve sürekli ortam olarak ele alındığı iki temel modelleme yaklaşımı arasındaki bağlantının uygun bir şekilde oluşturulmasıdır. Zemin gibi oldukça heterojen olan bir malzemenin tanesal boyutta ifade edilebilmesi birçok kabulü ve varsayımı gerektirmekte, sürekli ortam olarak incelenmesi ise mikro ölçekte gerçekleşen şekil değiştirme mekanizmasını yeterince içerebilmektedir. Dolayısıyla, her iki yaklaşımın uygun bir şekilde kaynaştırılması zeminlerin modellenmesinde önemli bir açılım sağlayabilecektir. Endokronik teorisinin bu yaklaşımı sağlayabilecek bir yapıya sahip olduğundan hareketle, çalışmanın daha sonraki bölümlerinde endokronik teori kapsamında gerçekleştirilen modelleme çalışmaları ortaya konmuştur. Öte yandan, gelişimi içinde iki ana ekol altında toplanabilecek olan endokronik teori uygulamasında, bu çalışmada Bazant-Ansal-Cuellar ekolu olarak tanımlanan grubun yaklaşımı benimsenmiştir.

Modelleme çalışmalarında kullanılan veri seti, İTÜ İnşaat Fakültesi Zemin Mekaniği laboratuvarında iki farklı kum üzerinde burulmalı kesme deney aleti ile yapılan düzlem şekil değiştirme ve çevrimsel yüklemeli deneylerinin sonuçları ile VELACS projesi kapsamında araştırmacıların kullanımına sunulan ve Nevada kumu üzerinde yapılmış olan drenajlı ve drenajsız üç eksenli basınç deneylerinin sonuçlarından oluşmaktadır. Bu şekilde, farklı gerilme izleri ve sınır koşulları altındaki deneylerin modellenmesi hedeflenmiştir.

Yapılan çalışmalar sonucunda, kum davranışının mikromekanizmasının en basit haliyle şu şekilde özetlenebileceği savlanmıştır:

- (i) Temas normallerinin büyük asal gerilme yönüne doğru dönmesi,
- (ii) Büyük asal gerilme yönünde yük sütunu oluşumu ve temas alanlarının artması: pekleşme,
- (iii) Küçük asal gerilme yönündeki hareketin giderek artması-genişleme/sıkışma,
- (iv) Boşluk oranı heterojenliğinin giderek artması,
- (v) Kaymaların gerçekleştiği tanelerin (mikro-ölçek) belirli bir mikro düzlem oluşturacak şekilde öbekleşmesi (mezo-ölçek) ve bu öbeklerin giderek gözlemlenebilir kayma düzlemleri oluşturması (makro-ölçek),
- (vi) Yük sütunlarının bükülmesi, dağılması, kayma bantlarının oluşumu,
- (vii) Sabit hacim ve sabit şekil değişme hızına (kritik durum) ulaşılması.

Bünye denklemlerinin elde edilmesinde bu mekanizma göz önüne alınmaya çalışılmıştır. Endokronik teori ifadelerinde yer alan pekleşme/yumuşama fonksiyonu, zeminin yapısal özelliklerini ve bu özelliklerin şekil değişimi ile birlikte değişmesini içerecek şekilde tanımlanmaya gayret edilmiştir. Buna göre,

$$d\zeta = F(\text{yapı})d\xi \quad (1)$$

$$F = F_1.F_2.F_3 \dots .F_n \quad (2)$$

Burada, $d\zeta$ tanelerin şekil değişimi sürecindeki yeniden düzenlenişini, F (yapı), zemin yapısını ve değişimini, ξ ise deviyatör şekil değiştirme uzayında alınan yolu ifade etmektedir. F fonksiyonu, herbiri mikromekanizma göz önüne alınarak ortaya konacak bir zemin davranış özelliğini yansıtan sonsuz sayıda fonksiyondan oluşabilir. Bu çalışmada, bu bileşik fonksiyon için, şekil değiştirme mikromekanizmasına uygun olarak iki bileşen (F_1 ve F_2) elde edilmiştir. Hacimsel şekil değiştirmeler ve bununla ilişkili olan genişleme/sıkışma fonksiyonu ise, kumların genişleme mikromekanizması üzerinde çeşitli araştırmacılar tarafından yapılan tespitlere uygun olarak tanımlanan bir fonksiyon kullanılarak belirlenmiştir.

Bu şekilde ifade edilen fonksiyonlar yardımıyla bünye denklemleri elde edilmiş ve modelin öngörme kapasitesi drenajlı üç eksenli basınç deneyleri sonuçları modellenerek tespit edilmiştir. Modelin sayısal olarak ifade edilmesi ve öngörü seviyesinin belirlenmesi için, bünye ifadeleri, uygun bir algoritma ile MS Excel programı kullanılarak yazılmış ve malzeme değişkenleri Excel programı altındaki Solver işlemi ile optimizasyon yapılarak elde edilmiştir. Verili bir kum için elde edilen malzeme değişkenlerinin bir kısmı relatif sıkılık ve çevre basıncına bağımlı olarak tanımlanırken bir kısmı ise kumun bizzat kendisine ait özel malzeme

davranışının oldukça iyi bir şekilde öngörülebildiği belirlenmiştir. Hacimsel şekil değiştirme davranışının öngörülmesinde benzer bir noktaya ulaşılammışsa da, sonuçların umut verici olduğu düşünülmektedir. Önerilen bünye ifadelerinin, davranışın mikromekanizması ve bunun matematikselleştirilmesi konusunda yapılacak çalışmalara paralel olarak, geliştirilebilme olasılığı ise bu çalışmanın oldukça önemli açılımlarından birisidir.

MICROMECHANISM-BASED ENDOCHRONIC MODELING OF SAND BEHAVIOUR

SUMMARY

Modeling may be defined as the understanding of the laws determining the evolution of a process and organise these laws in a mathematical language leading to the expression of a physical process in terms of mathematical operations. This also means that the evolution of a process can be predicted by modeling. The aim of this study is the modeling of sand behaviour. This study has two main facets one of which is the determination and understanding of the laws governing the mechanism of behaviour while the other being expressing this mechanism in a mathematical format.

In fact, the main concern of soil modeling has been the formulation of soil behaviour that is supposed to be already known and understood clearly. But yet there exists no micromechanism theory that is agreed upon by everyone and so the real physical deformation process has not been pictured yet. And moreover, after a long period of plasticity-based modeling studies, it is clearly understood that the conceptual frame of classical plasticity brings restrictions and difficulties in especially modeling of soils. The stress-strain behaviour of soils under relatively simple loading conditions can well be predicted by many existing mathematical models developed during last few decades. But when it comes to multi-axial stress paths and cyclic loading conditions, due to complex nature of soils and the increase in the number of the parameters used in the models, it nearly becomes impossible to establish a realistic constitutive law that can incorporate important aspects of soil behaviour.

Especially for last thirty years, efforts for going beyond plasticity have been one of the main concerns in modeling studies. Endochronic theory developed first by Valanis (1971) is one such perspective that is based on thermodynamics and internal state variables theory and providing a conceptual background which does not necessitate a flow surface a priori as it is in plasticity. In fact, in his later studies, Valanis (1980) had showed that plasticity is a special case of endochronic theory. One of the main concept that endochronic theory has been based on is the existence of internal state variables related with the internal energy of a system and that the rate of these variables can be expressed in terms of differential equations. Once an entropy function is defined in terms of internal state variables, it becomes possible to obtain the constitutive equations for the system.

In this study, endochronic theory is utilised in modeling sand behaviour since endochronic theory provides a rational basis for modeling of materials without the limitations faced as it is in plasticity theory and also making possible to take into account of micromechanism of the deformation process by its conceptual basis with internal state variables. It is strongly believed that the ultimate point in soil modeling

can only be achieved by understanding the real micro-scale process during deformation.

The observed macroscopic properties of soil behaviour is mainly the manifestation of microscopic mechanism during deformation. Consequently, modeling of soil behaviour should ideally be based on the microscopic process determining the behaviour. But, observation and determination of the related microscopic properties and parameters is a difficult and time consuming process. Besides this problem, the link between the microscopic particulate medium and continuum medium is an another problem and usually very complex relations have been proposed. One of the main advantage of endochronic theory is its fundamental philosophy which bases the phenomenology of the soil behaviour on the internal state variables that need not to be observed.

The first part of this study focuses on the arguments related with micro variables that are supposed to be controlling macroscopic soil behaviour. It is aimed to determine the important micro variables and consequently to propose a general hypothesis about the micromechanism of deformation process in sands. In the second stage, macroscopic behaviour of sand is investigated meanwhile keeping in mind the micromechanism hypothesis. Such a large extent was studied by keeping the modeling perspective. Later, the literature studies on micromechanism-based modeling and plasticity theory were reviewed followed by a detailed study on the present soil models including the endochronic theory and its development. With the information gathered until this point, a hypothesis for the micromechanism of soil deformation was proposed which forms the basis for the proposed endochronic constitutive equations. Prior to this section, it becomes possible to clarify that many researchers believe that the micromechanism of soil behaviour should be clearly defined but the biggest problem in micromechanism-based modeling is that the link between the micro and the macro can not well be defined within existing mathematical tools and perspectives. Mathematical expression of a heterogeneous system like soil at the micro-scale needs many assumptions and restrictions while taking soil as a continuum results in underestimating the micromechanism. As a result, a proper approach should be a compound-type one as endochronic theory being such which can utilise thermodynamics and internal state variables between the micro and the macro. On the other hand, two distinct approaches have contributed to the development of endochronic theory and in this study, named as Bazant-Ansal-Cuellar approach is adopted in the formulations.

The data base used in this study for modeling consists of the results of plane strain torsional shear tests and cyclic torsional shear tests conducted on different sands at ITU Soil Mechanics Laboratory together with the drained and undrained triaxial tests results of Nevada sand obtained from VELACS project data base that can be accessed via internet. With the help of such a data base, it is aimed to model different tests having different stress-paths and boundary conditions.

Based on the topics studied so far, it became possible to make the following hypothesis on the micromechanism of deformation of sands:

- (i) The rotation of contact normals towards the major principal stress axis,
- (ii) Column formation and increase of contact area in the direction of major axis: hardening,

- (iii) An increase in the displacements in the direction of minor axis: dilatancy/compression,
- (iv) An increase in the heterogeneity of the voids distribution,
- (v) The increase in the number of contacts where slips occur (micro-scale), the occurrence of groups of slipping granules (meso-scale) and formation of visible slip lines by interconnection of these groups (macro-scale),
- (vi) Disturbance, buckling and disappearance of columns leading to softening and shear bands formation,
- (vii) Reaching at the ultimate state of constant volume and constant rate of deformation, i.e. critical state.

It is attempted to consider this deformation mechanism during the formulation of constitutive equations and the hardening/softening function occurring in classical endochronic constitutive relations is obtained by including expressions for soil fabric and the evolution of fabric with deformation. Accordingly,

$$d\zeta = F(\text{fabric})d\xi \quad (1)$$

$$F = F_1.F_2.F_3 \dots F_n \quad (2)$$

where, F (fabric) represents the soil fabric and its evolution while $d\zeta$ being the re-orientation of soil grains in the course of deformation and ξ is the path taken in the deviatoric strain space. The function F can be defined with infinite numbers of minor functions each representing some aspects of micromechanism-based behaviour. In this study, two functions, F_1 and F_2 have been determined to be reflecting some of the main micromechanical aspects. Volumetric strains and the related function are obtained with respect to information gathered in this study from researches on microscopic observations on volumetric behaviour of soils.

Constitutive relations are obtained with the help of the composite functions determined and the predictive capacity of the proposed model is investigated by modeling of drained triaxial tests. The numerical coding of the proposed model with respect to the constructed algorithm is managed by using MS Excel software. The material constants/variables are determined by running optimisation program within Solver under Excel. For a specific sand, while the material variables are depending on the relative density and confining stress, the material constants are considered to be intrinsic material properties for that specific sand. Once these constants and variables are obtained for one test, it becomes possible to model other tests and it has been seen that the predictive capacity of the proposed model for the stress-strain behaviour is quiet good while it is not possible to make the same statement for volumetric behaviour predictions though the predicted trends agree well with the test results. The possibility that the proposed constitution equations can be easily developed with future developments in the understanding of micromechanism of soil deformation and the numerical language accompanying this is an important aspect of the approach developed during this study.

1. GİRİŞ

Zeminlerin çeşitli yükleme koşulları altındaki davranışının matematiksel bir modelinin oluşturulması konusunda yapılan çalışmalar, bilgisayar teknolojisindeki hızlı gelişmelere paralel olarak, özellikle son otuz yılda, zemin mekaniği ve zemin dinamiği alanında sürdürülmekte olan araştırmaların önemli bir boyutunu oluşturmuştur. Başlangıçta sadece teorik düzeyde kalan bu çalışmalar, daha sonra uygulama amaçlı olarak ele alınmış ve çeşitli modeller bilgisayar ortamında kodlanarak mühendislik hizmetinde kullanılmıştır. Modelleme konusundaki en büyük açmaz, modelin basit olması gerekliliği karşısında, heterojen bir malzeme olan zeminin çok parametreliliği davranış özellikleri sergilemesidir. Dolayısıyla, zemin davranışının çok geniş bir yelpazede modellenmesi amacıyla yola çıkıldığında, gerek oluşturulmaya çalışılan matematiksel model karmaşıklaşmakta ve yer yer sayısal olarak çözümü neredeyse olanaksız olan formülasyonlara ulaşılmakta, gerekse modelde kullanılan parametrelerin sayısı ve bunların elde edilmesi için gerekli deney ve ölçümlerin niteliği ve niceliği artmaktadır. 1970'lerin başında, plastisite teorisi, sürekli ortam mekaniği, termodinamik ve içsel değişkenler teorisi bağlamında ulaşılan teorik birikim üzerine inşa edilen endokronik teoremin en çekici yanı, zemin davranışını belirleyen sayısız parametrenin gözlemlenebilir olması gerekmediği noktasından yola çıkması ve klasik plastisitede olduğu gibi herhangi bir akma yüzeyinin tanımlanmasının gerekmemesidir. Dolayısıyla sorun, gözlemlenebilir olması gerekmeyen bir seri içsel durum değişkeninin yükleme ve şekil değiştirme sürecindeki gelişimini veren matematiksel ifadelerin elde edilmesine dönüşmektedir. İçsel durum değişkenlerinin gelişim süreci ise, söz konusu malzemeye özgü bir tür zaman skalasına bağlı olarak tanımlanabilmektedir. Teorinin ilk aşamalarında, deneysel verilerin azlığı nedeniyle, gerek önerilen matematiksel ifadeler ve gerekse kullanılan içsel zaman ölçeği ve bunun bağlı olduğu malzeme tansörü basit formlarda ifade edilmiştir. Dahası, örneğin kum davranışı özelinde, başlangıç özellikleri formülasyonlara oldukça dışsal olarak dahil edilmiş ve içsel durum parametrelerinin gelişim süreci, kumun başlangıç özelliklerinden bağımsızlaşmıştır. Bir diğer nokta da, boşluk suyu basıncı değişiminin ve dolayısıyla genişleme/sıkışma davranışının modellenmesinde karşılaşılan sorunlardır. Teorinin ilk formülasyonları metaller üzerinde yapılan çalışmalar sonucunda oluşturulduğu için, boşluk suyu basıncı

değişimi de, enerji sönümlenmesini içeren ve şekil değiştirme sürecinde söz konusu olan yapısal değişim özelliklerini dikkate alabilen bir formda ifade edilmemiştir.

Valanis (1971) tarafından ilk olarak metaller için geliştirilen endokronik bünye ifadeleri, daha sonraki dönemde, Bazant (1976) ve Cuellar (1977) tarafından kumlar için, Ansal (1977) tarafından da killler için geliştirilmiş ve endokronik teorisin zeminler için ilk kez uygulanması söz konusu olmuştur. Z. Bazant, A. Ansal ve V. Cuellar tarafından geliştirilen endokronik teori, Valanis ve diğer araştırmacıların geliştirdikleri teoriden, ileride bahsedileceği gibi, çeşitli noktalarda ayrılmış ve endokronik teori, iki farklı ekol şeklinde gelişimini gerçekleştirmiştir. Genel olarak, endokronik bünye ifadelerinde, deviator ve hacimsel olmak üzere iki farklı içsel zaman skalası tanımlanmıştır. Deviator gerilme ve şekil değiştirmeleri ifade eden skala aslen bir pekleşme/yumuşama fonksiyonu, hacimsel gerilme ve şekil değiştirmeleri ifade eden skala ise bir sıkılaşma/genişleme fonksiyonu içerecek şekilde tanımlanmıştır. Özellikle Bazant-Ansal-Cuellar (BAC) ekolü genel bir yaklaşım olarak, bu fonksiyonların içeriklerini zeminin mikro ölçekteki temel davranış modunun makroskopik dışavurumunu ifade edebilecek şekilde ele almıştır. Bu yaklaşım, mikromekanizmanın detaylı bir izahından öte, kısmen gözlemlenebilir makroskopik değişkenler ve kısmen de fiziksel ve gerçek olmaktan öte doğrusal, üssel vb. matematiksel değişim formlarını yansıtan parametreler kullanarak modelleme perspektifine sahiptir. Zemin davranış özellikleri ile gerçek ilişkiler kurulmadan optimizasyon ile elde edilen model parametreleri nedeniyle endokronik teori sık sık basit bir eğri geçirme yöntemi olmakla eleştirilmiştir. Aslında, örneğin normal konsolide killer üzerinde yapılan modelleme çalışmalarını başlatan Ansal (1977)'de yer aldığı gibi, model parametrelerinin büyük bir kısmı, başlangıç boşluk oranı, likitlik indisi vb. zemin özelliklerine bağlı olarak tanımlansa da, kayda değer sayıda model parametresi, bu tür bir fiziksel belirlenimden yoksun kalmıştır. Bu nedenle, Ansal, endokronik teorisin gelişiminin, bünye ifadelerinde yer alan model parametrelerinin kesin fiziksel kökenlerinin belirlenmesi doğrultusunda sürdürülmesi gerektiğini dile getirmiştir. Endokronik teoride karşılaşılan bir diğer önemli sorun ise, malzeme parametrelerinin başlangıç değerlerinin kesin fiziksel esaslara oturtulamaması nedeniyle, birden fazla optimum sonuç elde edilmesi ve bu durumun da modelleme teorisinin temel prensiplerinden biri olan biriciklik prensibine uymamasıdır.

Zemin davranışının, mikro ölçekte belirleyici olan mikro değişkenlere bağlı olarak tanımlanabilmesi, bir başka deyişle, zemin davranışını belirleyen fiziksel mekanizmanın belirlenmesi tüm modelleme çalışmalarının nihai hedefidir. Bu çalışmada, zemin davranışının endokronik bünye denklemleriyle uygun bir şekilde modellenebileceği inancıyla yola çıkılarak, endokronik teörinin mikro ölçekle ile özsel bir bağlantısı bulunması nedeniyle ve her türlü modelleme çalışmasının, mikro sürecin gerçek fiziksel gelişimine dayalı olması gerektiği düşüncesiyle hareket edilerek, şekil değiştirmenin mikro mekanizmasına dayalı endokronik bünye denklemleri elde edilmeye çalışılmıştır. Bu hedefe ulaşılması amacıyla, zemin davranışının modellenmesindeki temel sorunlar ortaya konulmuş ve çalışmanın yapısı bu şekilde kurulmuştur. Buna göre;

- (i) Zeminlerde, şekil değiştirme sürecinin mikromekanizmasının izah edilmesi,
- (ii) Buna bağlı olarak, uygun ve doğru mikro ölçek değişkenlerinin belirlenmesi,
- (iii) Belirlenen mikro ölçek değişkenlerinin makroskopik değişkenlerle ilişkisinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu bağlamda, ayrıca, makroskopik zemin davranışının, öne sürülen mikromekanizma ve ilgili mikro ölçek değişkenleriyle izah edilip edilmediğinin ortaya konması,
- (iv) Mikro süreci yansıtabilecek şekilde, bünye denklemlerinin, uygun form ve matematiğinin ortaya konması.

Bu kurguya bağlı olarak, 2. Bölümde, zeminlerin şekil değiştirme mikromekanizmasını belirleyen mikro değişkenler üzerinde durulmuştur. Bu bağlamda, literatürde yer alan deneysel ve sayısal simülasyona dayalı çalışmalar ortaya konmuş ve davranış belirleyen temel mikro değişkenler elde edilmiştir. Bu bölümün sonunda, şekil değiştirme mikromekanizması, bir seri postülalardan meydana gelen temel bir hipotez olarak ortaya konmuştur. 3. Bölümde ise, bir taraftan zeminlerin genel davranış özelliklerinin ele alınırken, aynı zamanda da, bu özellikler 2. Bölümde savlanan postülalar ile izah edilmiştir. Bu bölümde, önerilen temel hipotez sıvanmış ve geliştirilmiştir. 4. Bölüm'de, zemin davranışının modellenmesi kapsamında yapılan diğer çalışmalardan ve mikromekanizmaya dayalı modelleme çalışmalarının günümüzde ulaştığı noktadan bahsedilmiştir. Bu bölümde ayrıca, zemin davranışının bilgisayar ortamında simüle edilmesini mümkün kılan ayrık eleman (DEM) yöntemine dayalı çalışmalar ve bu çalışmalara ait önemli bazı sonuçlar ele alınmıştır. Endokronik teörünün, kuramsal temeli ve iki farklı eölde yürütölen uygulamalar, 5. Bölümde yer almaktadır. 6. Bölüm'de ise, modelleme çalışmasına deneysel veri teşkil eden materyal sunulmuştur. Bu materyal kapsamında, İTÜ Zemin Mekaniği Laboratuvarında yapılmış olan dinamik burulmalı

kesme deneyi sonuçları, VELACS projesi kapsamında yer alan üç eksenli basınç deneyi sonuçları ve çeşitli araştırmacılar tarafından yürütülmüş olan üç eksenli basınç deneyi, basit kesme deneyi ve burulmalı kesme deneyi sonuçları yer almaktadır. Yapılan burulmalı kesme deneyi sonuçları, şekil değiştirme sürecine dair önerilen postülalar göz önüne alınarak tartışılmıştır. 7. Bölümde, başlangıçta önerilen ve bu çalışma boyunca geliştirilen temel mikromekanizma hipotezine uygun olarak, endokronik bünye denklemlerinin elde edilmesi üzerinde durulmuştur. Bu amaçla, temel endokronik ifadelerde yer alan içsel zaman skalalarının gerçek zemin özellikleriyle doğrudan ilişkili olarak ifade edilmesi için, zemin davranışını kontrol ettiği belirlenen mikro ölçek değişkenleri ile makroskopik ve gözlemlenebilir değişkenler arasında sayısal ve değişim formu türünden ilişkiler geliştirilmeye çalışılmıştır. Elde edilen bünye ifadeleri kullanılarak, veri setinde yer alan çeşitli deney sonuçlarının modellenmesine çalışılmış ve önerilen modelin geçerliliği tartışılmıştır. Sonuç ve önerilerin yer aldığı 8. Bölümde ise, çalışmanın başlangıçta ortaya konan hedefler ve bu hedeflere ne kadar yaklaşıldığı tartışma konusu edilmiştir. Benimsenen yöntemin geçerli ve uygun olduğu savıyla, gelecekte bu yöntem ve yaklaşım ile çalışmaların devam ettirilmesinin sağlayacağı katkı ve kazanımlar ortaya konmuş ve bu çalışmanın ne yönde geliştirilmesi gerektiği vurgulanmıştır.

2. MİKROMEKANİZMA

Bu bölümde, zeminlerin makroskopik davranış özelliklerinin mikro ölçekte meydana gelen değişimlerle izah edilmesi konusunda yapılan deneysel ve sayısal tekniklere dayalı belli başlı çalışmaların sonuçları ele alınmıştır.

Zeminlerin davranışını belirleyen mikro ölçek değişkenlerinin incelenmesinin en uygun yolu "yapı" nosyonudur. Herhangi bir andaki zemin yapısı, uygun mikro değişkenlerle ifade edilebilir ve gerilmelerin uygulanması sürecinde zemin yapısının değişimi yine bu mikro değişkenlerin değişimi ile ortaya konabilirse, zeminlerin mekanik davranışı gerçeğe çok yakın bir şekilde modellenebilecektir. Gerilme-şekil değiştirme davranışının yapı değişimi ile ilişkilendirilerek ifade edilebilmesi için, gerilme ile yapı ve şekil değiştirme ile yapı arasındaki ilişkinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu bağlamda, öncelikle yapı'nın tanımı, yapıyı belirleyen mikro değişkenleri (yapı değişkenleri) ve şekil değiştirme ile yapı değişkenlerinin nasıl değiştiği üzerinde durulacaktır.

2.1. Yapı ve Yapı Değişkenleri

Granüler bir malzemenin yapısı ilk olarak Brewer (1964) tarafından, katı tanelerin ve boşlukların rastgele düzenlenişi olarak tanımlanmıştır. Ancak daha sonraki çalışmalar yapı tanımının geliştirilmesi gereğini ortaya koymuştur. Buna göre, makroskopik olarak homojen olan bir granüler malzemede yapı tanımı; (i) tanelerin oryantasyonunun bir ölçüsü olarak oryantasyon yapısı ile, (ii) yerleşim yapısı olarak adlandırılan ve tanelerin birbirleriyle ilişkisini ifade edebilecek bir ölçü olarak temas sayısını ve temas normallerinin oryantasyonunu içermelidir. Bu değişkenlerin yanı sıra, şekil değiştirme sürecinde zemin yapısındaki boşluk oranı ya da porozite dağılımının da dikkate alınması gerektiği, çeşitli araştırmacılar tarafından önerilmiştir.

Oryantasyon yapısı, küresel-olmayan tanelerin üç boyutlu uzayda eğilim gösterdiği düzenlenişin ölçüsünü ifade etmektedir. İstatistiksel olarak, bu eğilim, tanelerin uzun ekseninin bir referans eksenine göre tanımlanan ortalama yönü ile gösterilmektedir. Ancak pratikte bu ölçünün belirlenmesi neredeyse imkansız olduğundan,

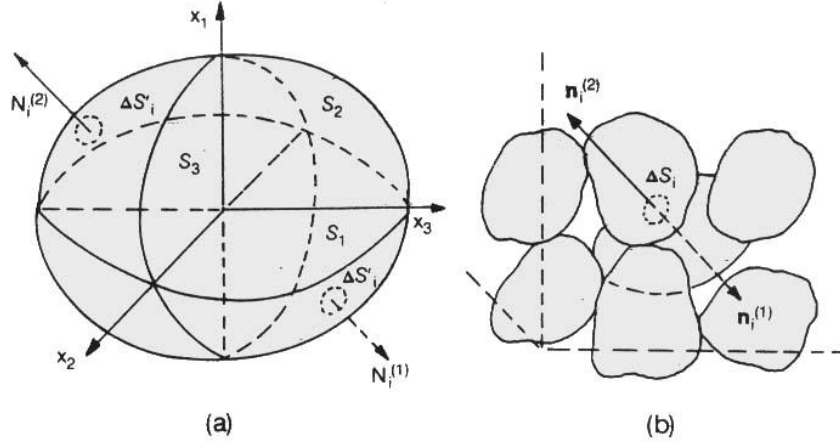
oryantasyon yapısı genel karakteri, belirli bir numunenin düşey ve yatay kesitlerinin mikroskopik olarak incelenmesi ile belirlenebilmektedir. Oda (1978) tarafından su içinde sıkıştırma ile hazırlanan Toyoura kumu numunesinden alınan düşey (V-kesit) ve yatay (H-kesit) kesitlerin mikroskopik olarak incelenmesi sonucunda belirlenen diyagramlara göre, V-kesitte yatay eksene paralel yönde daha yüksek bir frekans mevcut iken, H-kesitte tanelerin herhangi bir belirgin yönelimi görülmemektedir. Su altında çökelen doğal zeminlerin de benzer bir yapısal karaktere sahip olduğu birçok araştırmacı tarafından tespit edilmiştir. Küresel-olmayan tanelerin, oluşum yönüne dik olacak şekilde düzenlenme eğilimi belirgin bir anizotropik yapı oluşumuna neden olmaktadır ve daha önce bahsedildiği gibi, bu tür anizotropi Arthur ve Menzies (1972) tarafından içkin-anizotropi olarak tanımlanmıştır. Doğada oluşum biçimi, laboratuvarında numune hazırlama yöntemi ve bazı durumlarda belirli bir başlangıç tabakalanma açısı ile gündeme gelen içkin-anizotropinin, zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışını ne ölçüde etkilediği üzerinde birçok araştırma yapılmıştır. Mikroyapısal analizler bağlamında iki farklı anizotropiden bahsedilmiştir (Oda, 1978); i) Küresel olmayan tanelerin eğilim gösterdiği oryantasyon nedenli anizotropi (yapı), ii) Temas normalleri yönünün konsantrasyonuna bağlı anizotropi (yapı). Öte yandan, bu çalışmada, tane şekli, tane açıklığı ve yüzey pürüzlülüğü gibi dokusal özellikler yapı nosyonu içinde ele alınmamıştır. Ancak, özellikle yüzey pürüzlülüğünün etkisi, ileride ortaya konacak olan bünye ifadelerinde, tanelerel sürtünme açısı şeklinde içsel olarak mevcuttur.

Bu bağlamda, günümüze kadar yapılan çalışmalarda, zeminlerin davranışını belirleyen yapı (mikroskopik) değişkenleri olarak önerilen temel değişkenler ve bu değişkenlerin gözlemlenen makroskopik davranış özelliklerini ne ölçüde izah edebildiği üzerinde durulması uygun olacaktır.

2.1.1. Temas Normalleri ve Temas Açısı

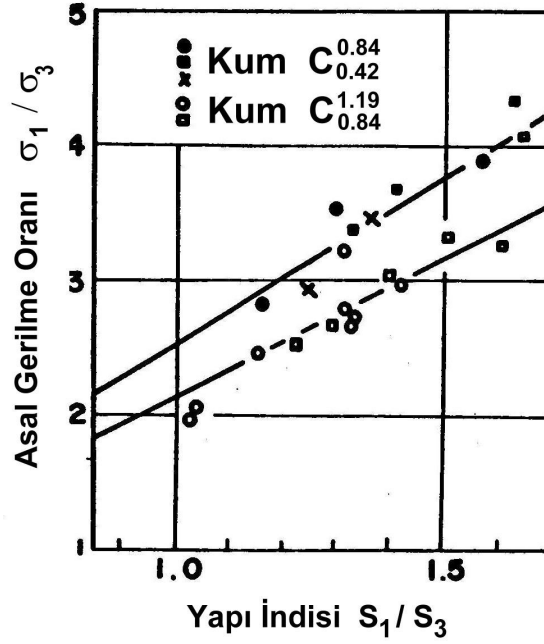
Oda (1972, 1977, 1978), aslen temas normalleri yönünün belirgin bir doğrultuda yoğunlaşması sonucunda gündeme gelen anizotropiyi ayrıntılı olarak inceler. Granüler malzeme, temas normali, N_i , yönlerinin üç boyutlu dağılımına göre anizotropiktir. Bu tip bir anizotropi, oryantasyon yapısına göre anizotropik olmayan yığınlar için de söz konusu olmaktadır. Buradan yola çıkarak, Yapı Elipsoidi tanımlanır (Şekil 2.1). Yapı elipsoidi, hacmi aslen temas sayısına ($\bar{n}$) ve ΔS_i 'ye bağlı olan bir cisimdir. Ancak bu elipsoidin şekli sadece N_i -dağılımına bağlıdır ve S_1 , S_2 ve S_3 ile karakterize edilir. Burada S_1 , S_2 ve S_3 sırasıyla X,Y,Z eksenlerine dik olan elipsoidin asal düzlemlerinin alanlarını göstermektedir. Bu şekilde, örneğin eksenel simetri durumunda, S_1/S_3 oranı zemin yapısının N_i -dağılımına göre

anizotropisini ifade eden bir endeks parametresi olmaktadır. Bu noktadan hareketle, granüler bir zemine uygulanabilecek gerilme oranı, N_i -dağılımının 1-eksenine doğru yöneliminin yoğunluğunu gösteren yapı indisi S_1/S_3 ile orantılı olacaktır.

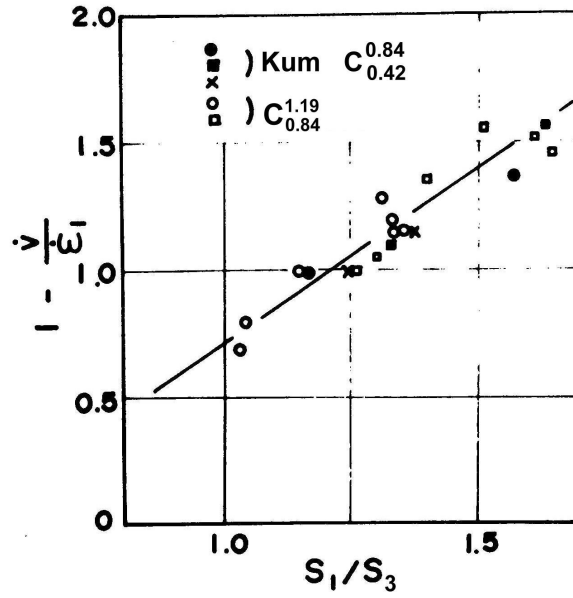


Şekil 2.1. Temas Normali ve Yapı Elipsoidi.

Oda ve diğ. (1980), temas normalleri dağılımı için önerdikleri yapı elipsoidini iki boyutlu durumda temsil eden yapı indisi, S_1/S_3 , ile gerilme oranı ve dolayısıyla genişleme davranışı arasında oldukça önemli bir doğrusal ilişki belirlemiştir (Şekil 2.2 ve Şekil 2.3).

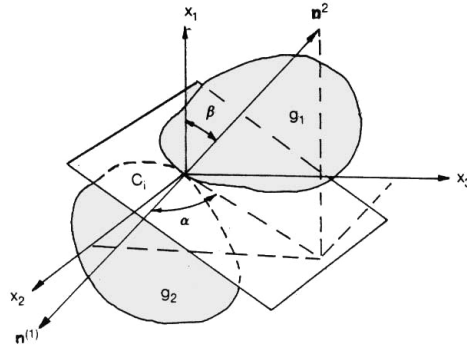


Şekil 2.2. Yapı İndisi-Asal Gerilme Oranı İlişkisi (Oda, 1977).



Şekil 2.3. Yapı İndisi-Genişleme İlişkisi (Oda, 1977).

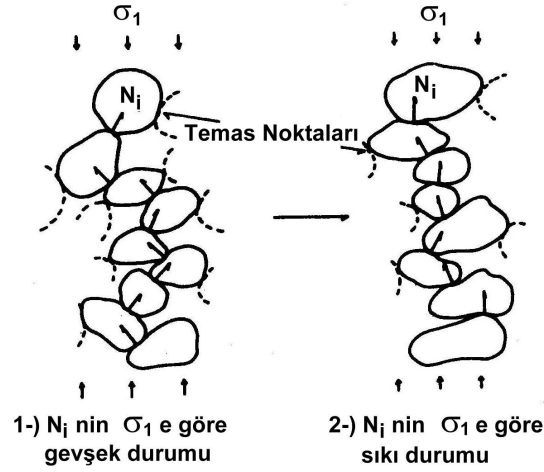
Oda (1978), yapı elipsoidi ile temas normallerinin oryantasyon dağılımına ait olasılık yoğunluk fonksiyonu $E(\alpha, \beta)$ 'nin oldukça ilişkili olduğunu ifade etmiştir (Şekil 2.4).



Şekil 2.4. Temas normallerinin üç boyutlu gösterimi.

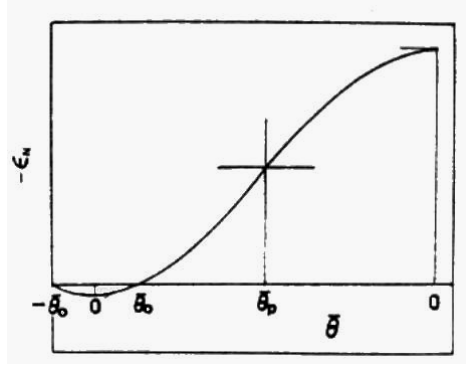
Eksenel simetri durumunda olasılık fonksiyonu sadece $E(\beta)$ olarak tanımlanabilir. Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda, $E(\beta)$ değerinin N_i -yönlerinin $\beta = 0-50^\circ$ civarında yoğunlaşacak şekilde sürekli olarak değişim gösterdiğini ve $E(\beta)$ 'nin değişiminin büyük bir kısmının doruk noktadaki asal gerilme oranı, $(\sigma_1/\sigma_3)_f$ değerine kadar süren pekleşme boyunca oluştuğunu ifade etmiştir. Doruk noktasından sonra büyük eksenel şekil değiştirmelere rağmen $E(\beta)$ dikkate değer ölçüde değişmez. N_i yönünün $\beta = 0-50^\circ$ civarında yoğunlaştığı şeklindeki deneysel gözlem, granüler malzemelerdeki şekil değiştirme pekleşmesinin mikroskobik mekanizmasının

anlaşılmasındaki temel verilerden birisidir. Büyük asal gerilmeyi karşılayacak olan direnç, yük sütununda yer alan taneleri birleştiren temas noktalarındaki temas normalinin düşeyle yaptığı β açısının azalımı ile giderek artar. Bu izaha göre de, bir yığına uygulanabilecek σ_1/σ_3 gerilme oranı, normalleri σ_1 eksenine küçük açılarla eğimli temas noktaları içeren kuvvetli yük sütunlarının artışıyla orantılı olarak artmaktadır (Şekil 2.5). Daha önce bahsedildiği gibi, σ_1/σ_3 gerilme oranı ile σ_1 eksenine doğru evcilmış N_i konsantrasyonun yoğunluğunu ifade eden yapı indisi, S_1/S_3 , arasında bir orantı olduğu da düşünülürse, granüler malzemelerdeki pekleşme ve genişlemenin malzeme yapısı ile mikroskobik düzeydeki ilişkisi kurulmuş olmaktadır. Oda (1978)'nin ifade ettiği gibi, granüler malzemelerde pekleşme ve yumuşama mekanizmasından $E(\alpha, \beta)$ 'nin değişimi sorumludur.

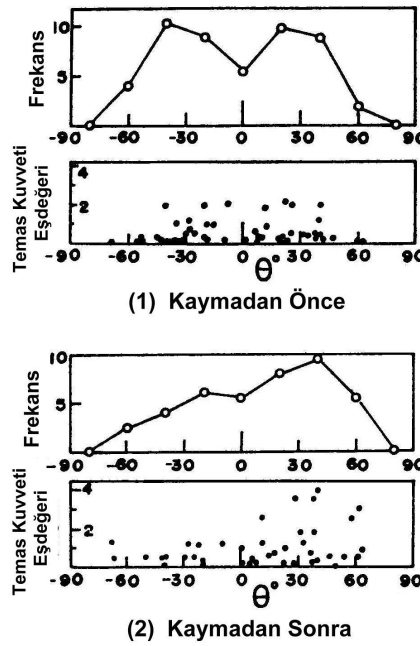


Şekil 2.5. Yük sütunu oluşumu.

Basit kesme deneyinde kayma gerilmesinin artışı ile temas düzlemlerindeki temas normallerinin yönü, N_i , maksimum asal gerilme eksenine doğru evrilir. N_i konsantrasyonunun bu eğilimi, uygulanan kayma şekil değiştirmesi tarafından değil, mobilize olan gerilme oranı τ/σ tarafından belirlenir. Granüler yapının en önemli özelliği temas düzlemlerinin yönelimidir (Oda ve Konishi, 1974a). Bu bağlamda, temas açısının şekil değiştirme süreciyle birlikte değişiminin incelenmesi oldukça aydınlatıcı olacaktır. Şekil 2.6'da, Matsuoka (1974) tarafından fotoelastik çubuklar üzerinde yapılan kesme deneylerinden elde edilen ortalama temas açısı ile düşey şekil değiştirme arasındaki ilişki yer almaktadır. Şekil 2.7'de ise, temas açısının ve taneler arasında oluşan temas kuvvetlerinin hem birbiriyle hem de şekil değişimiyle değişimine ait deneysel bir veri yer almaktadır.



Şekil 2.6. Temas açısının düşey şekil değiştirmeye değişimi (Matsuoka, 1974).

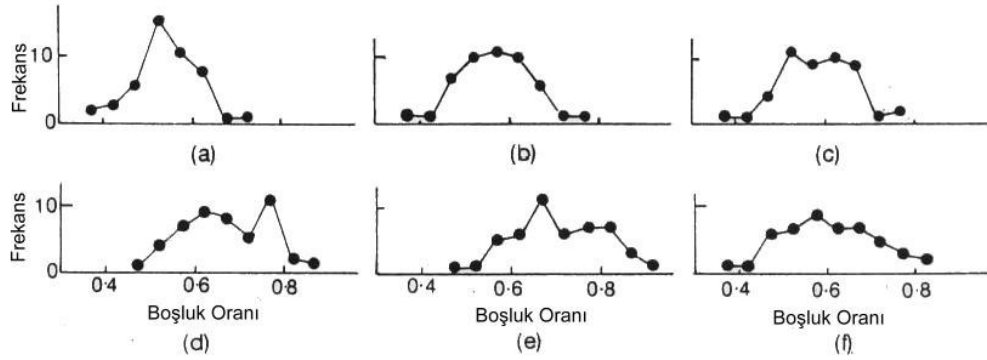


Şekil 2.7. Temas açısı ve temas kuvvetlerinin şekil değişimi ile değişimi (Matsuoka, 1974).

2.1.2. Yapı İçindeki Boşlukların Dağılımı ve Koordinasyon Sayısı

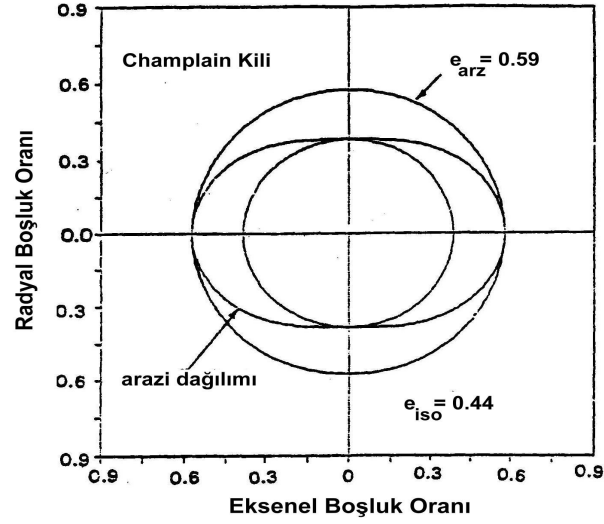
Granüler bir kütlenin mekanik özelliklerini tanımlamada boşluk oranı dağılımı ve şeklinin öneminin büyük olduğu açıktır. Boşluk oranı ya da porozite genellikle malzeme parametresi olarak kullanılır. Bu tür bir skaler parametre, ancak boşluk oranı belirli bir yapı oluşturmadığı sürece geçerlidir. Gerilme altında, granüler bir yapı anizotropi geliştirecek ve bu nedenle boşluk oranı gibi skaler bir değişken tek başına yapı üzerindeki gerilme etkisini yansıtamayacaktır. Oda ve diğ. (1985) tarafından fotoelastik çubuklar üzerinde yapılan iki-eksenli basınç deneyi süresince tespit edilen görüntülere göre, şekil değiştirmelerin başlangıcında boşluklar belirgin

bir şekle sahip değil ve küçük iken, şekil değiştirmeler arttıkça, boşluklar birbirleriyle birleşmekte ve büyük asal gerilme eksenine paralel olarak oluşan sütun-benzeri yük izlerine paralel olarak boşluklar da bu sütunlar arasında uzamaktadır. Bu durumda ek bir yanal kuvvet altında ya da eksenel gerilmenin azaltılması sonucunda, uzatılmış boşlukların çökmesi doğaldır. Bu tür bir çökme, yükleme çevrimi sonrasında önemli ölçüde hacimsel şekil değiştirmelerin ya da boşluk suyu basıncı artışının meydana gelmesini de izah eden bir mekanizmadır. Şekil 2.8'de ise, Ochiai ve Yamanouchi (1972) tarafından yapılan iki eksenli basınç deneyleri sonucunda elde edilen boşluk oranı değişimi yer almaktadır. Bu şekilde, sırasıyla, % 0, %1, %2.5, % 4, % 4.5 ve % 5.5 eksenel şekil değiştirmelere karşılık gelen frekans eğrileri verilmiştir.



Şekil 2.8. Kayma gerilmesi altında boşluk oranı değişimi (Ochiai ve Yamanouchi, 1972).

Yükleme sürecinde oluşan boşluk oranı anizotropisinin yanı sıra, yükleme öncesi başlangıç koşullarında da boşluk oranı açısından zeminler anizotropudur ve bu da başlangıç ya da oluşumsal anizotropinin, doğal olarak, boşluk oranı açısından da geçerli olduğunu ima etmektedir. Bazı araştırmacılar, zeminler için yapı formülasyonlarında, boşluk oranı (porozite) dağılımını kullanmayı önermektedir. Örneğin, Muhunthan ve diğ. (1996), zeminlerin akma davranışı üzerinde yapı etkisini inceledikleri çalışmalarında, tabii zeminlerin porozitesinin zemin yapısı için doğrudan bir veri sağladığını vurgulayarak, porozite dağılımının da deneysel olarak saptanabilecek bir fonksiyonel ile ifade edilebileceğini önermişlerdir. Ancak burada deneysel olarak ifade edilen şey, klasik zemin mekaniği deneylerinden öte, sterolojik teknikler ile belirlenen gözlemlerdir. Söz konusu araştırmacılar, bu tür bir teknik kullanarak, önerdikleri yapı tansörü için sayısal değerler de elde etmişlerdir. Önemli bir deneysel ölçüm olarak, Champlain Kilinin arazideki doğal haline ait boşluk oranı dağılımı Şekil 2.9'da verilmiştir.



Şekil 2.9. Boşluk oranı anizotropisi (Muhunthan ve diğ., 1996).

Bu bağlamda, örneğin Oda ve diğ. (1985) tarafından yapılan çalışmada da, gerilme nedenli boşluk oranı dağılımını ifade etmek için ikinci derece tansörler önerilmiştir. Muhunthan ve diğ. (1996) tarafından yapılan söz konusu çalışmada ise, porozitenin şekil değiştirme ile birlikte yönsel özellikler kazandığı tespitinden yola çıkarak önerilen üçüncü derece bir yapı tansörü de mevcuttur. Her iki çalışmada önerilen bu tansörlerin nasıl elde edildiğine daha sonra yer verilecektir.

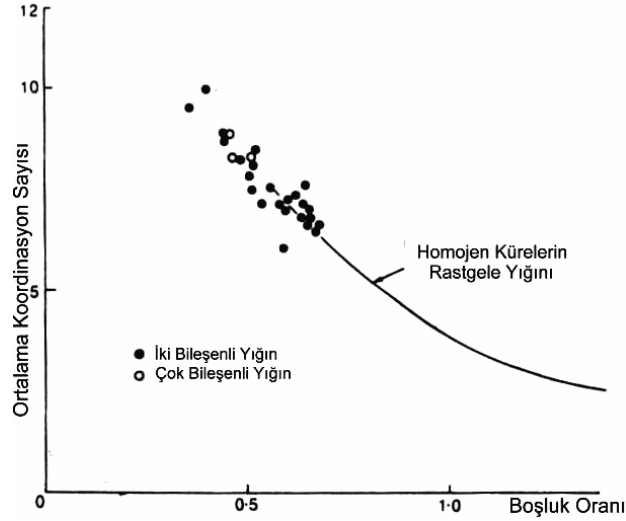
Burada sorulması gereken asıl soru, boşluk oranı ya da porozitenin mikro ölçekteki etkisinin tam olarak nasıl ortaya konabileceğidir. Herhangi bir tekil zemin tanesinin çevresi ile etkileşimi iki bileşenden oluşmaktadır; söz konusu tanecikle temas halinde olan diğer taneler ile arasındaki temas açısı ve temasta bulunduğu tane sayısı ya da temas sayısı. İlk bileşen olan temas açısı (normali) daha önce ele alınmıştı. Koordinasyon sayısı olarak adlandırılan temas sayısının önemi ise, bir zemin tanesinin hareketinin sınırlanması ile koordinasyon sayısı arasında doğrudan bir ilişki olduğu düşünüldüğünde, oldukça açıktır. Koordinasyon sayısının boşluk oranı ile ilişkisi, ilk olarak Smith ve diğ. (1929) olmak üzere, çeşitli araştırmacılar tarafından deneysel olarak ortaya konmuştur. Rasgele yerleştirilmiş eş boyutlu küresel taneciklerden oluşan bir yapıda, Smith, ortalama koordinasyon sayısı, $\bar{n}$, ile porozite, n , arasındaki ilişkinin;

$$\bar{n} = 26.4858 - \frac{10.7262}{1 - n} \quad (2.1a)$$

şeklinde ifade edilebileceğini belirlemiştir. Benzer bir çalışma Field (1963) tarafından farklı boyutlarda ve dağılımlardaki yuvarlatılmış taşlar üzerinde yapılmış ve benzer bir ilişki elde edilmiştir;

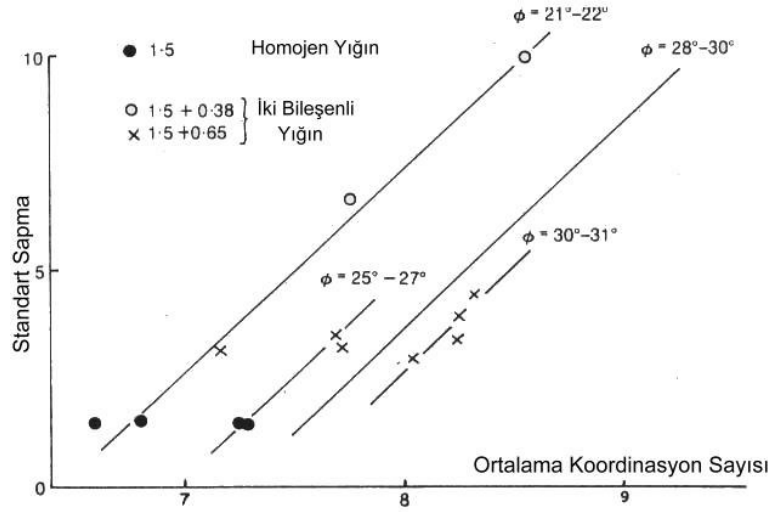
$$\bar{n} = 12 (1 - n) \quad (2.1b)$$

Oda (1978) tarafından üniform cam bilyelerin rasgele yığını üzerinde yapılan çalışmalar sonucunda elde edilen koordinasyon sayısı ile boşluk oranı arasındaki ilişki Şekil 2.10'da verilmiştir. Şekilde, çok-karışımli yığın dört farklı çapta hazırlanan cam bilyelerden oluşmuş olan yığını ifade etmektedir.

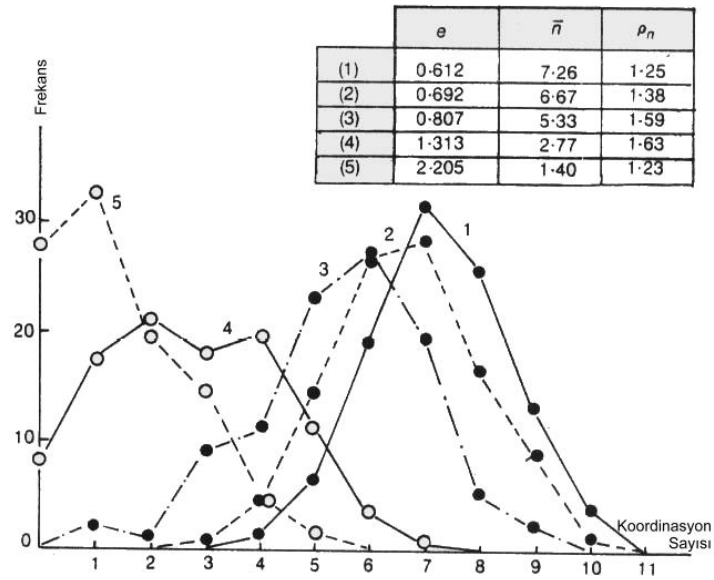


Şekil 2.10. Boşluk oranı-Koordinasyon Sayısı ilişkisi (Oda, 1978).

Oda (1978), bu sonuçlardan yola çıkarak, tane dağılım özelliklerinden bağımsız olarak, koordinasyon sayısı, $\bar{n}$, ile boşluk oranı arasında biricik bir ilişki olduğunu ve benzer bir sonucun Field (1963) tarafından da elde edildiğini belirtmiştir. Bunun yanı sıra, Mogami (1965, 1967) ve Cowin (1974), granüler malzemelerin şekil değiştirme ve akma davranışının gerçeğe daha yakın modellenebilmesi için boşluk oranının ortalama değerinin saçılımının da dikkate alınması gerektiğini önermiştir. Buradan yola çıkarak, Oda (1978), koordinasyon sayısının yanı sıra, bu değer in standart sapmasının, ρ_n , da mikro sürece dahil edilmesinin olasılıklarını araştırmıştır. Bahsi edilen cam bilyeler üzerinde yaptığı deneyler sonucunda, koordinasyon sayısının olasılık dağılım fonksiyonunu elde etmiştir (Şekil 2.11).



Şekil 2.11. Koordinasyon Sayısının saçılım davranışı (Oda, 1978).



Şekil 2.12. Koordinasyon Sayısının olasılık dağılım fonksiyonu (Oda, 1978).

Boşluk oranı dağılımını deneysel olarak belirlemek üzere, Ochiai ve Yamanouchi (1972) tarafından alüminyum çubuklardan oluşan düzensiz bir yığın üzerinde yapılan iki eksenli sıkıştırma deneyinin sonuçları Şekil 2.8'de verilmişti. Şekilden izlenebileceği gibi, % 4.5 eksenel şekil değiştirme değerine kadar alüminyum çubuk yığını sürekli olarak genişlemekte, bu noktadan sonra ise hacim azalması gözlenmektedir. Başlangıçta standart sapmada oluşan bir miktar artış dışında, boşluk oranının yükleme sürecinde oluşan saçılımı ile ilgili herhangi bir sistematik değişim

belirlenememiştir. Öte yandan, boşluk oranının bir noktadan diğerine değişiklik göstermesi granüler yığının heterojenliğinden kaynaklanmakta, bu ise, özellikle tane dağılımı tarafından belirlenmektedir. Örneğin, aynı ortalama boşluk oranına fakat farklı heterojenliğe sahip iki granüler yığın kıyaslandığında, daha homojen olan yığının mukavemetinin daha fazla olacağı deneysel gözlemlerle de desteklenmektedir. Oda (1978) tarafından, farklı içsel sürtünme açısı değerlerine sahip granüler yığınlar üzerinde yapılan deneysel ölçüm sonuçları Şekil 2.11'de yer almaktadır. Bu deneysel tespit, granüler bir malzemenin mukavemetinin en az iki faktöre bağlı olduğunu göstermektedir; sıklık ve homojenlik. Örneğin, $\bar{n} = 8.6$ (sıkı) ve $\rho_n = 10$ olan bir yığın ile $\bar{n} = 7.0$ (gevşek) ve $\rho_n = 2.7$ olan bir yığın aynı içsel sürtünme açısına sahiptir. Oda (1978) ve Oda ve diğ. (1985) bu sonuçları şu şekilde yorumlamaktadır: Granüler bir yapının içsel sürtünme açısı, sadece, tanelerinin birbirlerine ne kadar yakın olduğunun (sıklık) bir indisi olan ortalama koordinasyon sayısı, $\bar{n}$, tarafından değil, granüler yapının heterojenliğini ifade eden koordinasyon sayısının standart sapması, ρ_n , tarafından da belirlenmektedir. Bu durumda, içsel sürtünme açısı ile boşluk oranı arasında mevcut olduğu saptanan biricik ilişki (Mogami, 1965) ancak eş homojenlik (ρ_n) durumunda geçerli olacaktır. Sonuç olarak, koordinasyon sayısının standart sapmasının granüler malzemeler için önemli bir endeks özelliği olduğu rahatlıkla söylenebilir. Özellikle, modellemede istatistiksel yaklaşımın ve ortalama tekniklerinin benimsendiği durumlarda standart sapmanın önemi daha da artmaktadır.

Bir diğer önemli nokta ise, cam bilyeler kullanılarak yapılan çalışmaların zemin davranışını ne derecede izah edebildiğidir. Bu konuda ayrıntılı bir deneysel çalışma yürüten Ishibashi ve diğ. (1991), Ottawa kumu ve cam bilyelerin anizotrop davranışını karşılaştırmış ve kumun davranışı ile cam bilyelerden oluşan granüler yığın davranışının genel olarak birbirine benzediğini tespit etmişlerdir. Farklılığın, cam bilye yığınının daha zayıf bir oluştumsal yapıya sahip olmasından ileri geldiği ifade edilmiştir. Sonuç olarak, cam bilyeler kullanılarak yapılan çalışmaların zemin davranışı için oldukça iyi bir model oluşturduğu belirtilmiş, ancak benzer bir çalışmanın, görece yuvarlak tanelerden oluşan Ottawa kumunun yanı sıra, daha farklı zeminler için de yürütülmesi gerektiği vurgulanmıştır.

Bu bölümü, yine Oda (1978) tarafından verilen bir tablo ile bitirmek uygun olacaktır. Tablo 2.1'de, bu noktaya kadar ele alınan mikro ölçek değişkenlerinin, zeminlerin çeşitli makroskobik davranış özellikleri üzerinde ne ölçüde belirleyici olduğuna dair, deneysel veriler sonucunda elde edilen sonuçlar yer almaktadır. Burada, $\bar{\theta}$ ve V.M, Bölüm 2.1'de tanımı verilen oryantasyon yapısını yansıtan mikro değişkenlerdir.

Tablo 2.1. Mikro ölçek değişkenlerinin makroskopik davranış üzerindeki etkileri (Oda, 1978).

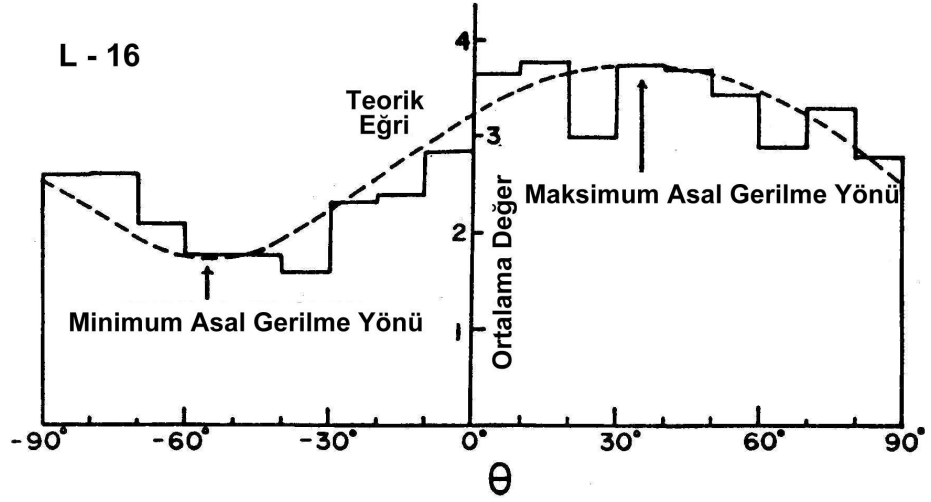
Mekanik Özellikler	Oryantasyon yapısı		Yerleşim		
			N _i dağılımı	Koordinasyon sayısı	
	$\bar{\theta}$	V.M	S ₁ /S ₃	$\bar{n}$	ρ_n
Mukavemet ve şekil değiştirme davranışında anizotropi	*	*	+	-	-
Gerilme-genişleme ilişkisi	-	-	+	-	-
Pekleşme mekanizması	-	-	+	*	*
Mukavemet	-	-	*	+	+
Boşluk oranı (veya porozite)	-	-	-	+	-

(Gösterim: * : çok + : orta - : az ya da hiç)

2.2. Gerilme-Yapı İlişkisi : Temas Kuvvetleri

Numunenin içinde oluşan gerilmeler ölçülememekte ve ancak sınır koşullarından belirlenebilmektedir. X-ışını fotoğrafı gibi deneysel teknikler şekil değiştirmelerin belirlenmesini olanaklı kılsa da, numune içinde oluşan gerilmelerin ölçülmesi için herhangi bir yöntem bulunmamaktadır. Ancak bu amaca yönelik olarak, granüler ortamın geometrik olarak basit disk ya da küresel elemanlardan oluştuğu varsayımı ile, bünye içinde oluşacak gerilme ve şekil değiştirmelerin hesaplanabildiği ya da ölçülebildiği analitik, fiziksel ve sayısal birçok model geliştirilmiştir. İlk olarak Deresiewicz (1958) tarafından üniform boyutta kürelerin kübik dizilimlerinden oluştuğu varsayımı ile ele alınan granüler bir bünyeye ait olarak geliştirilen analitik model ile nihai göçmenin de içerildiği, doğrusal-olmayan ve çevrimsel gerilme-şekil değiştirme davranışı modellenebilmiştir. Örneğin Rowe (1962) tarafından önerilen gerilme-genişleme teorisi de üniform boyutlarda ve düzenli dizilimlere sahip olduğu varsayılan taneciklerden oluşan zemin yapısı kabulü gibi bir yaklaşımla oluşturulmuştur. Ancak bu tür yaklaşımlar, çok farklı tane boyutları ve dizilimlerine sahip heterojen bir malzeme olan zeminler için çok büyük varsayımlara dayanmaktadırlar. Öte yandan, taneler arasında oluşan temas kuvvetlerinin deneysel olarak doğrudan belirlenebilmesi için ilk olarak Dantu (1957) ve Wakabayashi (1957) tarafından optik olarak duyarlı malzemeden üretilen fotoelastik disklerden oluşan tane yığınları kullanılmıştır. 1960'lı yıllarda zemin davranışının mikromekanik konusunda yapılan teorik çalışmalar (örneğin, Murayama, 1964; Mogami, 1965; Horne, 1965), 1970'li yılların ilk yarısında özellikle Oda (1972), Oda

ve Konishi (1974a, 1974b), Murayama ve Matsuoka (1973), Matsuoka (1974) gibi araştırmacıların teorik ve deneysel çalışmalarıyla geliştirilmiştir. Söz konusu araştırmacılar, temas kuvvetlerini istatistiksel yöntemler ve ortalama teknikleri ile makroskobik gerilmeler ile ilişkilendirmeye çalışmışlardır. Bir diğer inceleme konusu da, temas kuvvetlerinin zemin yığını içindeki temas normalleri dağılımının değişmesine bağlı olarak elde edilmesidir. Bu bağlamda, Oda ve Konishi (1974a) tarafından elde edilen temas kuvveti-temas normali değişimi ifadesi ve bu araştırmacıların fotoelastik çubuklardan oluşan bir granüler yığın üzerinde yaptıkları deneysel gözlem sonuçları Şekil 2.13'te yer almaktadır.



Şekil 2.13. Ortalama temas kuvvetinin temas normali ile değişimi (Oda ve Konishi, 1974a).

Burada yatay eksen, ortalama temas normali açısını, düşey eksen ise, temas kuvvetini ifade eden deneysel bir değişkeni göstermektedir. Teorik ve deneysel eğrilerin birbirine yakınlığı dikkat çekicidir. Bu deneysel gözlem de, şekil değiştirme sürecinde, taneler arası temas normalleri büyük asal gerilme yönüne doğru dönerken, bu mekanizma sonucunda oluşan yük sütunları sonucunda, temas kuvvetlerinin de büyük asal gerilme yönünde arttığını göstermektedir.

Bu tür deneysel yöntemler ile temas kuvvetlerinin, tanelerin yerdeğiştirme ve dönmelerinin belirlenmesi mümkün olabilmektedir. Tanesel yapı içindeki temas kuvvetleri ve gerilmelerin belirlenebilmesi için bu noktaya kadar bahsi edilen analitik ve deneysel yöntemlerin yanı sıra, bu yöntemlere göre gerek uygulamadaki kolaylık açısından, gerek yüklemenin herhangi bir aşamasındaki durumun modellenenebilmesi ve gerekse de üniform olmayan tanelerden oluşmuş ve düzensiz bir yapı gösteren zemin bünyelerinin de modellenenebilmesi açısından daha gelişkin ve

avantajlı bir yöntem olarak sayısal analiz ve modellemeden bahsedilmelidir. Serrano ve Rodriguez-Ortiz (1973) tarafından disk ve küresel yığınlar için geliştirilen sayısal model ile temas kuvvetleri ve yer değiştirmeler denge koşulları için hesaplanabilmektedir. Bu yöntemde, temas kuvvetleri artımı, tanelerin merkezlerinin yer değişimi artımlarından hesaplanmaktadır. Ancak, normal kuvvetler için Hertz tipi temas matrisi ve teğetsel kuvvetlerin etkisini dikkate alabilmek için de Mindlin ve Deresiewicz (1953) ve Nayak (1972)'ın önerdiği teoriler kullanılmaktadır ve şekil değişimleri ihmal edilmektedir.

2.3. Ayrık Eleman Yöntemi

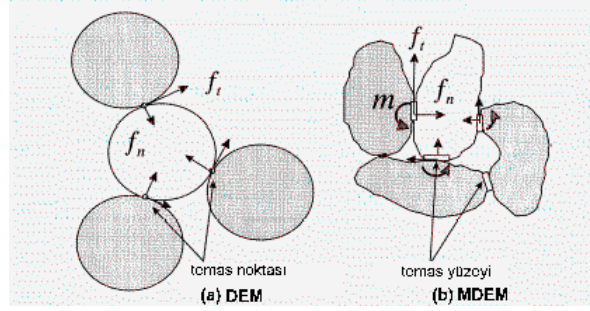
Ayrık Eleman Yöntemi (DEM), disk ve kürelerden oluşan bünyelerin mekanik davranışını tanımlama kapasitesine sahip bir sayısal modeldir. Tanelerin birbiriyle etkileşimlerinin her bir temas noktasında incelenebilmesine ve tanelerin hareketinin her bir tane için modellenebilmesine olanak veren sayısal bir yöntemdir (Cundall ve Strack, 1979).

Taneler, birbirleriyle temas noktalarında oluşan kuvvetler ile etkileşmektedirler ve temas kuvvetleri de, temasa sahip tanenin şekil değiştirmesine ve yüzeyinin sürtünme özelliklerine bağlıdır. Farklı tane boyutları ve gradasyonlara sahip iki boyutlu bir yığının içinde, tek bir tane dört ya da daha fazla komşu tane ile etkileşimde olacağından, temas kuvvetleri kuvvet ve moment denge denklemleri ile çözülemez. Yani, bir yığın içindeki tipik bir tane, statik olarak belirsiz bir yapıya sahiptir. Tanesel bir yığın çok sayıda birimden oluşmuş olduğundan, sınır yüklemelerin desteklenebileceği birçok nokta vardır.

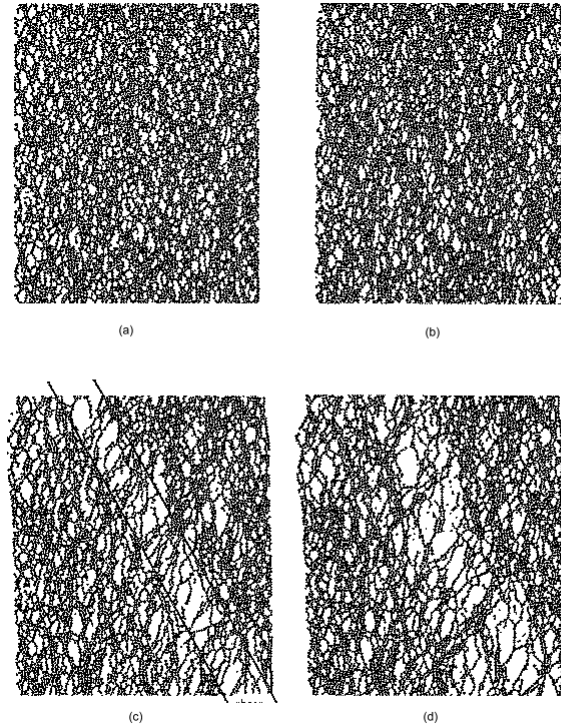
Gerilme tansörü ile taneler arası kuvvetleri ifade eden parametreler ve yapı arasında belirgin ilişkiler geliştirilmesi çeşitli araştırmacılar tarafından ele alınmıştır. Şekil değiştirmenin mikro ölçekte gerçekleşen sürecinde yapı değişiminin incelendiği, mikroskobik deformasyon modellerinin önerildiği, stokastik süreç modellerinin ve ayrık eleman modellerinin geliştirildiği birçok çalışma mevcuttur. Bu konuda yapılan çalışmalara 4. Bölüm'de kısaca değinilecektir. Ancak, burada ayrık eleman yöntemi ile simule edilmiş zemin davranışı ile ilgili bazı örnekler verilmesi yerinde olacaktır.

Ayrık Eleman Yöntemine ait uygulamaların, günümüzde en gelişmiş biçimlerinden birisi, Iwashita ve Oda (2000) tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu araştırmacıların çıkış noktası, granüler malzemelerde ilerleyen şekil değiştirme sürecinde, şekil değişimin yerel yığılmasının ve akabinde kayma bantlarının oluşumunun klasik ayrık eleman yöntemiyle yeterince ortaya konamamasıdır. Söz konusu araştırmacılar bu

sorunun, klasik yöntemde temasların noktasal olarak ele alındığı ve şekil değişimi ile birlikte temas alanlarının artmasının neden olacağı dönmelerin dikkate alınmamasından kaynakladığını düşünerek, modifiye ayrıık eleman yöntemini (MDEM) geliştirmişlerdir (Şekil 2.14). Iwashita ve Oda (2000), bu şekilde, kayma bantlarının oluşumunu simule edebilmişlerdir (Şekil 2.15). Bu şekilde gözlemlenen yük sütunu oluşumu, kayma bandı oluşumu ve kayma bandı içinde söz konusu olan boşluk oranının oldukça büyük bir değerde oluşu gibi özellikler, Oda (1997) ve Oda ve Kazama (1998) tarafından doğal kumlar üzerinde, X-ışını tekniği ve optik incelemeler ile gerçekleştirilen çalışmaların sonuçlarıyla uyum içindedir.

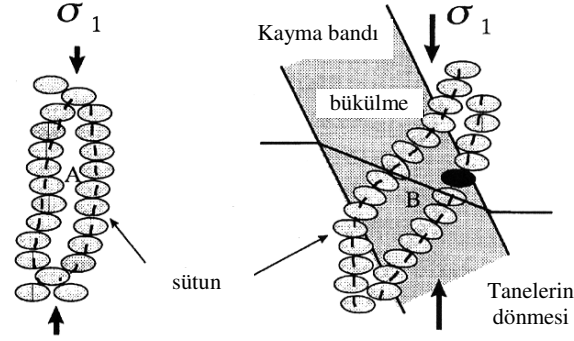


Şekil 2.14. Ayrıık Eleman Yönteminde farklı yaklaşımlar.



Şekil 2.15. Şekil değiştirme süreci ve kayma bandı oluşumu (Iwashita ve Oda, 2000).

İlerleyen şekil değiştirme sürecince, yük sütunları ve bunların arasında uzanan boşluklu yapının stabilitesi, yük sütunlarının bükülmesi sonucunda bozulur (Şekil.2.16). Bu mekanizma, tanelerin dönmesi ve yüksek dönme gradyanlarının oluşmasına neden olarak, şekil değiştirmelerin yük sütunları arasındaki boşluklarda yığılmasına, bir diğer deyişle, yerel şekil değiştirme yığılmasına ve giderek kayma bandı oluşumuna yol açar. Kritik durumda, mikro yapı, dinamik denge olarak adlandırılan bir denge durumuna ulaşır. Bu denge durumunda, mikro yapıdaki yeni oluşumlar, daha önce mevcut olan yapıların ortadan kalkmasıyla dengelenir. Daha açık bir ifadeyle, herhangi bir kayma bandında bükülme mekanizması ile yeni boşlukların oluşması yani genişleme devam ederken, kayma bandının bir başka bölgesinde mevcut büyük boşluklar çöker yani sıkışma meydana gelir. Bu şekilde, genişleme, sıkışma ile dengelenerek, kritik durumu ifade eden sabit hacim durumu gerçekleşir (Iwashita ve Oda, 2000). Burada bir diğer ilginç nokta ise, bir kayma bandında söz konusu olan boşlukların, standart bir şekilde belirlenen en büyük boşluk oranından çok daha büyük değerlere ulaşabilmesidir.



Şekil 2.16. Genişleme mekanizması (Iwashita ve Oda, 2000).

2.4. Yapı Tansörü

Granüler bir kütle içindeki mikroskobik geometrik değişkenlerin düzensiz (anizotrop) dağılımını ifade edebilmek için yapı tansörleri önerilmiştir. Örneğin, Oda ve diğ.(1985) ve Kanatani (1984) gibi bazı araştırmacılar bu amaçla ikinci ve üçüncü dereceden yapı tansörleri tanımlayarak, zemin davranışını modelleme çalışmalarında gerilme ile şekil değiştirmeler arasındaki ilişkiye bu tansörleri dahil etmişlerdir. Oda ve Nakayama (1988) tarafından düzlem izotrop malzemeler için önerilen yapı tansörü aşağıda verilmiştir. Burada, Δ , vektör büyüklüğü olarak adlandırılan ve ölçülebilen bir değişken olup, değeri, izotropik bir malzemede sıfır iken, tanelerin büyük asal eksenleri, düşey düzleme doğru çevrilirken Δ 'nın da değeri bire

yaklaşmaktadır. Aslen, F_{ij} , zeminin düzlem izotropisinin yön ve büyüklüğünü karakterize etmektedir.

$$F_{ij} = \frac{1}{3+\Delta} \begin{bmatrix} 1-\Delta & 0 & 0 \\ 0 & 1+\Delta & 0 \\ 0 & 0 & 1+\Delta \end{bmatrix} \quad (2.2)$$

2.5. Şekil Değiştirme Mikromekanikliği

Tanesel bir yığının üç asal eksen boyunca σ_1' , σ_2' , σ_3' efektif asal gerilmelerine maruz kaldığı durum göz önüne alınsın. Uygulanan gerilmeler altında temas noktalarında farklı büyüklüklerde temas kuvvetleri oluşmaktadır. Herhangi bir anda, oluşan kuvvetlerin temas noktalarındaki direnci aştığı temaslarda kaymalar oluşmaktadır. Bunun sonucunda yığın içindeki taneler yeniden düzenlenmekte ve uygulanan gerilmeler kayma göstermeyen temaslar tarafından taşınmaktadır. Tokue (1979), verili sabit bir gerilme durumu altında gerilmeleri taşıyan temaslar ve gerilmeleri taşımayan temaslar olarak bir yığın içindeki mevcut temas noktalarını iki ana gruba ayırır ve gerilme taşımayan temasları serbest temas olarak adlandırırken, gerilme taşıyan temasların da sınır dengede olanlar ve kararlı dengede olan temaslar olarak iki farklı durumda olacağını belirtir. Kritik temaslar, gerilmeleri karşılayan en zayıf temaslar olarak genel olarak gerilmeleri destekleyen yük sütunları içinde yer almaktadırlar. Bu durumda, gerilme seviyesinin bir sonraki aşamasında kaymanın bir kısmı dengenin bozulduğu kritik temaslarda oluşurken bir kısmı da serbest temas noktalarında oluşacaktır. Bu mekanik izah tarzı, Horne (1965) tarafından önerilen gözlemle de uyusmaktadır. Buna göre, herhangi bir tanesal yığın içinde, taneler arasındaki görelî hareket kararlı temaslara sahip rijit tanecik grupları tarafından sınırlanmaktadır. Serbest temasların bir kısmında oluşan kaymaların kayma şekil değiştirme sürecinde etkisi olmadığı kabul edilir.

Plastisite teorisinde şekil değiştirme artımının gerilmelerle ifade edilen plastik potansiyel eğrisine dik olmasına benzer şekilde mikro ölçekte de şekil değiştirme artımı yönünün taneler arası temas yüzeyine teğet olduğu söylenebilir. Bu nedenle, σ_1/σ_3 gerilme oranı arttıkça temas normalleri σ_1 yönüne (büyük asal gerilme yönü) doğru evrilirken, temas teğetleri σ_3 yönüne (küçük asal gerilme yönü) doğru evrilerek şekil değiştirme yönü σ_3 yönüne dönmekte, yani, bir başka deyişle genişleme artmaktadır. Dolayısıyla, genişleme davranışı gösteren sıkı bir zemin doruk mukavemetine ulaştığında, genişlemenin de maksimum değerini göstermesi de bu perspektifle izah edilebilir; doruk noktada, temas normallerinin büyük asal

gerilme yönünde yoğunlaşacak şekilde dönmesi ve bu mekanizma sonucunda bu yönde oluşan yük sütunları sayesinde zeminin doruk mukavemet göstermesi gerçekleşirken, kayma şekil değiştirmesi yönünü ifade eden temas teğetleri de küçük asal gerilme yönüne doğru evirilmekte ve bu yöndeki maksimum değerine ulaşarak genişlemenin maksimum değerine ulaşmasına neden olmaktadır.

Daha önce boşluk şekli bahsinde de söz edildiği gibi, zemin yeterince sıkı değilse, büyük asal gerilme yönünde oluşan yük sütunlarına paralel olarak yer alan boşluk sütunun varlığı ile belirginleşen bu yapı, büyük asal gerilme yönünde oluşacak bir yükleme ya da küçük veya orta asal gerilme yönünde oluşacak bir yükleme boşaltması sonucunda aniden değişecektir. Yumuşama olarak da adlandırılabilen olan söz konusu olayın aniden meydana gelmesi de yumuşamanın şekil değiştirmeden ziyade, temasların dağılması sonucunda meydana gelen gerilme düşmesi nedeniyle oluştuğunu göstermektedir. Bu mekanizma doruk sonrası ani mukavemet yitimini izah edebilmektedir. Öte yandan, zeminin yeterince sıkı olması durumunda, ani bir göçmeye neden olacak boyutta belirgin bir boşluk sütunu oluşmayacağından doruk sonrası mukavemet yitimi söz konusu olmayacaktır. Bu durumda, bu noktaya kadar oluşan ve giderek pekleşmiş bulunan yapı bozulmadan, şekil değiştirme yönü küçük asal gerilme yönünde olacak ve dolayısıyla zemin genişleme davranışını sürdürecektir. Ayrıca, sıkı kumlarda gerek temas normalleri ve gerekse de boşluk oranı açısından asal gerilme yönlerinde belirgin bir eğilim olmadığı için belirgin bir doruk mukavemeti ve sonrasında yumuşama gözlenmemektedir.

İlerleyen bir şekil değiştirme sürecinde herhangi bir anda taneler arasındaki kayma temasların çoğunluğunda oluşmamaktadır. Şekil değiştirme, herhangi bir anda mevcut rijit tanecik grupları arasındaki göreceli hareket sonucunda meydana gelmekte ve bu gruplar sürekli olarak ayrılma ve birleşme yoluyla yeniden oluşmaktadır (Horne, 1965).

Yukarıda bahsi edilen mikro mekanizmanın, özellikle pekleşme ve genişleme davranışının bünye denklemlerinde ifade edilmesi aşamasında nasıl dikkate alınabileceği bu çalışmanın önemli bir boyutunu oluşturmaktadır. Bu bağlamda en temel sorun, temas normali, boşluk oranının anizotropik dağılımı, bir başka deyişle boşluk oranının yönsel özellikleri, temas sayısı (koordinasyon sayısı) gibi mikro ölçeğe ait değişkenlerin hangi makroskopik ve gözlemlenebilir değişkenlerle ve nasıl ilişkilendirilebileceğidir. Deney esnasında ölçülebilen gerilme ve şekil değiştirme değerlerinin dışında, ölçülebilen değişkenlerin çeşitli kombinasyonlarının ortaya konması da oldukça önemli hale gelmektedir. Bu bağlamda, örneğin mobilize olmuş

içsel sürtünme açısı, gerilme oranı, plastik şekil değiştirme, ölçülebilen değişkenlerin değişim hızları vb. veriler mikro süreç ve şekil değiştirme mekanizmasıyla ilgili önemli ipuçları sunabilme kapasitesine sahip parametrelerdir.

2.6. Temel Varsayımlar

P1. Şekil değiştirme, tanelerin kayma ve dönme hareketleri sonucunda oluşmakta ve kendisini içsel kilitlenme olarak ortaya koyan yapısal özellikler ve sınır şartları tarafından engellenmekte ve denetlenmektedir.

P2. İzotropik olmayan herhangi bir gerilme durumu zemin yapısında eş bir anizotropiye neden olmakta ve şekil değiştirme oranları da gerilme oranları ile doğrusal bir ilişki içinde olmaktadır. Bu doğrusal ilişkinin katsayıları zemin sıklığı ile ifade edilen yapısal bir özellik tarafından belirlenmektedir.

P3. Gerilme anizotropisine uygun olarak şekil değiştiren bir zemin yapısında, temas normalleri büyük asal gerilme yönüne doğru dönmektedir. Bu süreçte, uygulanan gerilme durumu altında kaymaya yol açacak kritik temas normali açısına ulaşan tanelerin temas normali açısı, benzer şekilde, en büyük asal gerilme yönüne doğru evrilmiş komşu taneleri de harekete zorlayarak kaymaya çalışacaktır. Zincirleme ve gelişen bir etkileşim altında, bu davranış, şekil değiştirmeye neden olacak kaymaların yapı içinde belirli hatlar boyunca oluşmasına neden olmaktadır. İlerleyen şekil değiştirme sürecinde bu hatların bir kısmı birleşerek zemin yapısı içinde kayma düzlemlerinin oluşmasına sebep olmaktadır. Bu kayma düzlemleri, daha önce yapılan çalışmalarda mobilize (harekete geçmiş) düzlem olarak adlandırılmıştır. Böylece, taneler boyutu inceleme konusu edinen mikro ölçekten yapı içindeki çizgisel hatları ve kayma düzlemlerini ifade eden mezo ölçeğe geçilmiş olunmaktadır

P4. Kayma hatları, şekil değiştirmeye birlikte gelişen bir biçimde tüm zemin yapısı içinde hızla ilerleme ve sayısal olarak artma eğilimindedir. Ancak yapısal ve geometrik şartlar tarafından bu ilerleyiş engellenir. Yapısal engel olarak da düşünülebilecek olan içsel kilitlenme söz konusu olursa, tanelerin temas normallerinin dönme hareketi kayma ve kayma düzlemi oluşturma safhasına geçemez. Bu durumda, temas normalleri büyük asal gerilme yönüne daha çok yaklaşarak zemin yapısının direncinin daha çok artmasına, bir başka deyişle, zeminin pekleşmesine neden olur. Bu tür zeminlerde, yumuşama olarak adlandırılan mukavemet yitimi, başta yapı içinde içsel kilitlenmenin aşıldığı mobilize düzlemler olmak üzere, pekleşen zemin yapısı içinde, pekleşmenin görece az gerçekleştiği bölgelerden başlayacak şekilde, pekleşme yönü olan büyük asal gerilmeye dik doğrultudaki küçük asal gerilme

yönünde genişleme davranışı sonucunda meydana gelmektedir. Bu genişleme davranışının hızı ve büyüklüğü zeminin sıkılığına, dolayısıyla pekleşme derecesine ve gerilme durumuna bağlıdır.

P5. Mobilize olan düzlemlerin konumu ve sayısı, gerilme durumu ve bu durumun yapı anizotropisiyle ilişkisine bağlıdır.

P6. Gerilme durumu ile yapı yönlülüğü arasındaki etkileşimde bir faz farkı vardır. Özellikle çevrimsel yükleme koşulları altında ortaya çıkan bu fark, gerilme büyüklüğüne ve yapı sıkılığına bağlı olarak değişmektedir.

P7. Bir zeminin minimum enerji hali, sabit hacim ve sabit gerilme altında serbestçe akabildiği kritik durum halidir. Bu duruma ait gerilme durumu, sabit hacim altındaki içsel sürtünme açısı, ϕ_{cv} , ile ifade edilmektedir. Bir zemin yapısında bu gerilme durumuna ulaşıldığında genel bir akma söz konusu değilse, yapıda içsel kilitlenme etkisi devreye girmiş ve genişleme başlamış demektir. Ancak, kayma düzlemlerinin ilerleyişi olarak da tanımlanabilecek kayma bantları içinde, toplam hacim değişiminin sıfır olmasını sağlayacak şekilde, birbirine eşit miktarda genişleme ve sıkışma meydana gelmektedir.

3. KUMLARIN GENEL DAVRANIŞ ÖZELLİKLERİ

Bu bölümde kumların mekanik davranışı konusunda günümüze kadar yapılan çalışmalar ele alınmıştır. Kumların mekanik davranışının birçok etkene bağlı olarak değişiklik göstermesi nedeniyle bu konuda yayınlamış oldukça fazla sayıda çalışma mevcuttur. Bu nedenle, bu bölümde modelleme perspektifi göz önünde bulundurulmuş, daha sade ve özsel bir yaklaşım benimsenerek, modelleme çalışmaları için temel veri olabilecek davranış özellikleri ve değişkenleri üzerinde durulmuştur.

Zeminlerin laboratuvarında elde edilen gerilme-şekil değiştirme eğrilerini etkileyen faktörler üzerinde durulması ve bu eğrilere ait tipik noktaların ele alınması, bu denli geniş kapsamlı bir konu için en uygun yöntem olarak düşünülmüştür. Buna göre, birçok araştırmacı tarafından dile getirildiği biçimiyle, zeminlerin davranış özelliklerini temel olarak şu başlıklarda ele alabiliriz;

Zemin cinsi ve dokusu; bir malzeme olarak zeminin, gerilme-şekil değiştirme davranışını belirleyen özellikleri olarak mineral içeriği, tane şekli ve dağılımı, tane büyüklüğü dağılımı ve su muhtevassından bahsedilebilir.

Zemin Yapısı; yapı ile kastedilen tanelerin düzenlenişidir. Verili bir zemin için çok farklı taneler düzenleniş ve yerleşim mümkündür. Zemin yapısı, zeminin gerilme-şekil değiştirme davranışını ve buna dahil olarak doruk mukavemeti değerini etkilemektedir. Yapısal farklılıklar ve içkin anizotropi nedeniyle, bir zemin aynı boşluk oranında farklı gerilme-şekil değiştirme davranışı gösterebilmektedir.

Durum; zeminin başlangıç boşluk oranı ve efektif gerilme değeri, kumlu bir zeminin durumunu tanımlamaktadır.

Yükleme Modu; Toplam kayma ve normal gerilmelerinin uygulanış biçimi, yükleme hızı ve yükleme sırasında drenaj durumu ve derecesi gibi deney özelliklerinin her birinin gerilme-şekil değiştirme davranışı üzerinde etkisi vardır. Dahası bazı durumlarda oldukça önemli olan yükleme zamanı yada şekil değiştirme hızı da ayrıca ele alınmalıdır.

Bunların yanı sıra, gerilme-şekil değiştirme eğrisinin özellikleri olarak; başlangıç teğet modülü, doruk mukavemeti, doruktaki şekil değiştirme, kararlı durum mukavemeti ve kararlı duruma ulaşmak için gerekli şekil değiştirme miktarı gibi özellikler dikkate alınmalıdır.

Bu perspektifle bakıldığında, bu çalışmada, kumların yükleme altındaki mekanik davranışlarının tanımlanması için gerekli zemin ve gerilme-şekil değiştirme davranışı özellikleri olarak aşağıda verilen noktalar dikkate alınmış ve daha sonra, ele alınan zemin ve davranış özellikleri, deneysel gözlemlerin sonuçlarıyla açıklanmıştır;

- Başlangıç durumunun etkisi; tane dağılımı, uniformluk, tane şekli vb..tanesel ve doku özelliklerin etkisi ve başlangıç zemin durumunu sayısal olarak yansıtabilecek bir durum parametresi tanımlanması gerekliliği,
- Yapısal özellikler; zeminin gerek başlangıç yapısı ve gerekse bu yapının yükleme süreci boyunca değişimi. Bir başka ifadeyle, içkin anizotropi ve konsolidasyon koşulları (K_0) ile uygulanan yükleme şeklinin neden olduğu anizotropi,
- İzotropik hacimsel gerilme uygulanması ve etkisi,
- Elastik/Kayma modülü değişimi,
- Gerilme izi etkisi,
- Asal gerilme eksenlerinin dönmesi,
- Yataklanma açısı ve etkisi,
- Orta asal gerilme etkisi,
- Pekleşme/Yumuşama,
- Genişleme/Sıkışma,
- Gerilme-Şekil değiştirme eğrisinde gözlemlenen tipik noktalar; faz dönüşümü, kritik durum noktası, kararlı durum noktası, sözde kararlı durum noktası,
- Enerji bağlamı; sönmelenme, uygulanan gerilme büyüklüğü ya da şekil değiştirme büyüklüğü etkisi,
- Suyu doymuş kumlarda drenajsız koşullar altında meydana gelen boşluk suyu basıncı oluşumu,

- Çevrimsel yükleme koşulları altında, yukarıda bahsedilen davranış özelliklerine ek olarak, çevrim sayısı, çevrimsel yüklemenin neden olduğu degradasyon ve çevrimsel oynaklık özellikleri.

Söz konusu edilen davranış özellikleri ele alınırken, suya doymun kumlar için, yükleme koşulları açısından monoton ve çevrimsel, drenaj şartları açısından ise drenajlı ve drenajsız yükleme biçimleri düşünülerek kategorileştirilmiştir.

3.1. Başlangıç Durumu, Kararlı Durum ve Faz Dönüşümü

Bir zeminin durumu, zeminin herhangi bir anda sahip olduğu fiziksel koşulların tanımıdır. Been ve Jefferies (1985), kum davranışının iki değişkenle karakterize edilebileceğini önerir;

- i) Boşluk oranı ve gerilme etkisini içeren bir durum değişkeni
- ii) Kum taneciklerinin düzenlenişini karakterize eden bir yapı değişkeni

Been ve Jefferies (1985)'e göre, durum, boşluk oranı ve gerilme cinsinden ifade edilmelidir ve bir referans koşuluna göre de nicelendirilmelidir. Referans koşulu için gerek şart, deneyin başlangıç şartlarından bağımsız ve biricik bir yapı olmasıdır. Bu tanıma en uygun koşul ise Kararlı Durum halidir. Tüm modelleme çalışmalarında, zeminin başlangıç durumu olarak boşluk oranı (relatif sıklık) ve çevre basıncı dikkate alınmaktadır. Ancak birçok teorik modelde, aynı kumun farklı başlangıç durumları için farklı ifadeler kullanılmakta ve bu da modelin basitliğini ve kullanılabilirliğini azaltmaktadır. Been ve Jefferies (1985)'in çalışmasından sonra modelleme çalışmalarında başlangıç durumunun ve bunun yükleme sürecinde değişiminin sayısallaştırılabilmesi ve standart bir parametre olarak durumun tanımlanabilmesi amacıyla, bazı araştırmacılar tarafından, aynı yaklaşıma sahip olmakla birlikte, birbirinden farklı durum değişkenleri tanımlanmış ve tüm başlangıç koşullarının tek bir ifade ile ele alınabilmesini olanaklı kılan modeller önerilmiştir. Kum davranışının modellenmesinde zemin durumunun tanımlanabilmesinin önemi göz önüne alındığında, öncelikle, çeşitli "durum" tanımlarında kullanılan başlangıç boşluk oranı ve efektif çevre basıncı ile bu tanım için referans olarak alınan kararlı durum kavramlarının incelenmesi gerekmektedir.

3.1.1. Drenajlı Şartlar Altında Monoton Yükleme

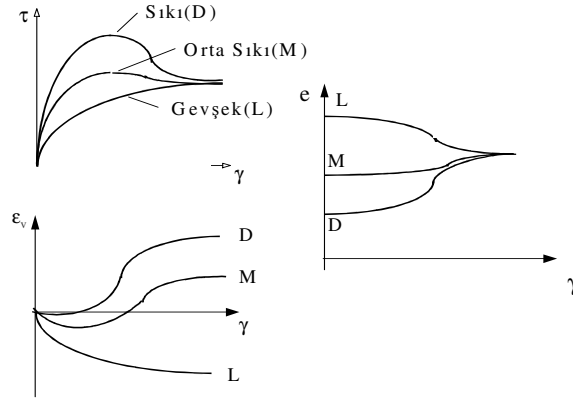
Aynı kum üzerinde sabit çevre basıncında gevşek, orta sıkı ve sıkı olmak üzere farklı başlangıç sıklığı durumlarında ve aynı normal gerilme değeri altında yapılan kesme

kutusu deneylerine ait tipik gerilme-şekil değiştirme eğrileri incelendiğinde (Şekil 3.1) şu çıkarımların yapılması mümkündür;

- i) Zemin sıkılığı arttıkça doruk mukavemeti artmaktadır,
- ii) Sıkı kumlar genişlerken, gevşek kumlar sıkışmaktadır,
- iii) Başlangıç sıkılığından bağımsız olarak, tüm numuneler aynı nihai kayma gerilmesi ve boşluk oranı değerine ulaşmaktadır.

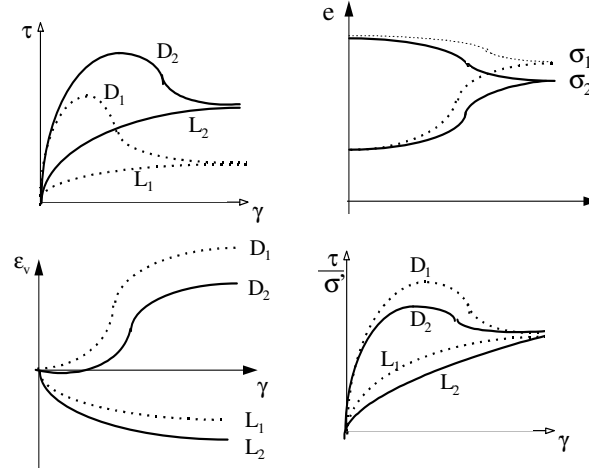
Yükleme başlangıcında kumun bulunduğu durumun gerilme-şekil değiştirme davranışını çok önemli ölçüde etkilediği görülmektedir. Şekil 3.2'de ise, aynı boşluk oranında hazırlanmış sıkı ($e=e_1$) ve gevşek ($e=e_2$) numunelerin, $\sigma_1 < \sigma_2$ olmak üzere farklı normal gerilme değerlerinde kesilmesi durumunda elde edilen deney sonuçları yer almaktadır. Bu gözlemsel sonuçlardan ise şu özellikler elde edilebilir;

- i) Kayma gerilmesi ve boşluk oranının nihai değeri uygulanan normal gerilme değerine bağlıdır,
- ii) Nihai gerilme oranı ve içsel sürtünme açısı, başlangıç boşluk oranı ve normal gerilmenden bağımsızdır,
- iii) Sıkı numuneler daha yüksek doruk mukavemetine ulaşırken, uygulanan gerilme seviyesi arttıkça doruk mukavemeti azalmaktadır,
- iv) Normal gerilme artışı ile genişleme azalmakta, sıkışma artmaktadır.



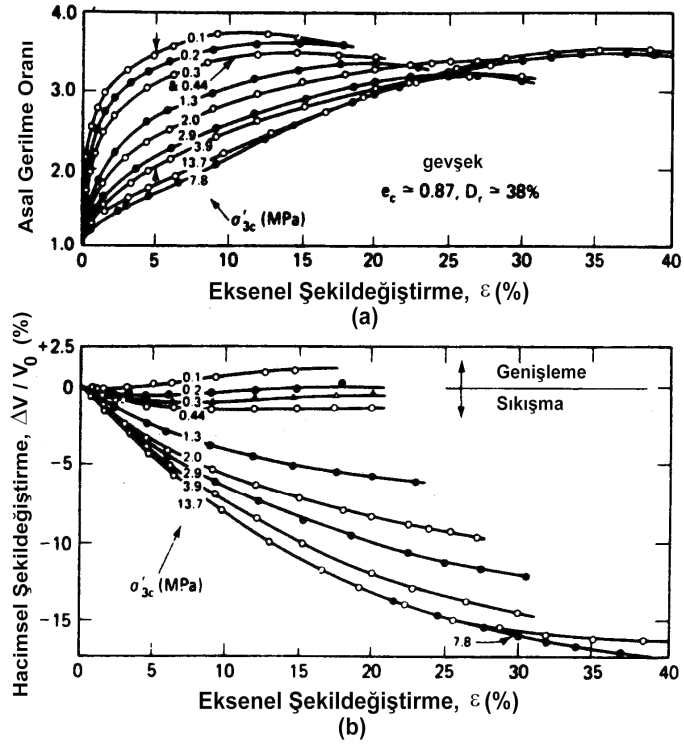
Şekil 3.1. Farklı başlangıç sıkılığında yapılan kesme kutusu deneyi sonuçları.

Kesme kutusu deneyi, sahip olduğu bir takım dezavantajlara rağmen, zeminlerin davranışının niteliksel açıdan anlaşılmasında önemli veriler sunmaktadır. Zemin mekaniğinin gerek teorik ve gerekse de deneysel temellerinin oluşturulmasında önemli bir role sahiptir. Bilindiği gibi, Casagrande'nin 1936'da ortaya koyduğu kritik

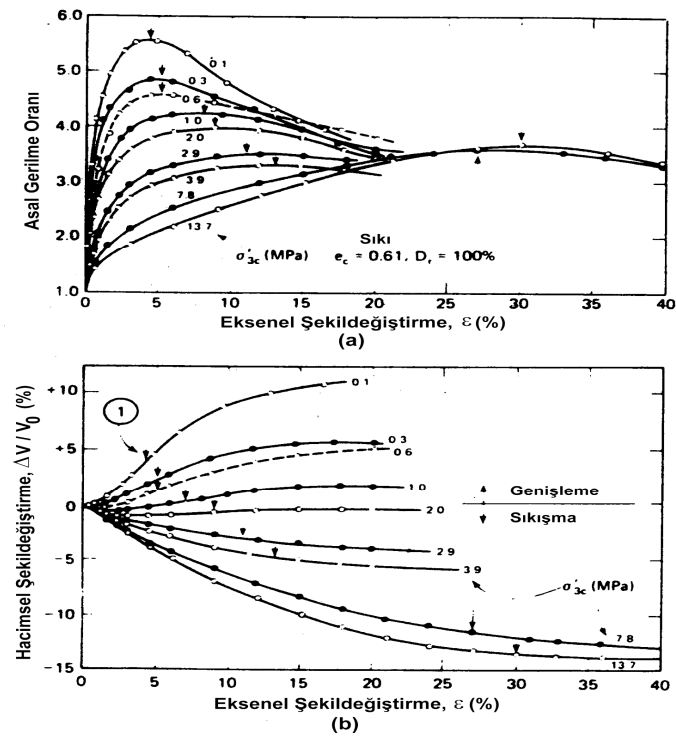


Şekil 3.2. Farklı normal gerilme değerlerinde yapılan kesme kutusu deneyi sonuçları.

boşluk oranı kavramı, yukarıdaki şekillerde de izlenebildiği gibi drenajlı kesme durumunda gevşek ve sıkı kumun büyük şekil değiştirme mertebelerinde aynı boşluk oranı değerine ulaşması gözlemine dayanmaktadır. Herhangi bir hacim değişimi olmaksızın şekil değiştirmelerin devam ettiği ve akma olarak da tanımlanan bu nokta nihai kritik durum olarak tanımlanmıştır. Zeminlerin bu özelliği Casagrande'nin öncü çalışmasından sonra zemin mekaniğinin temel kavramlarından biri haline gelmiştir. Bu konuya daha sonra dönmek üzere, Şekil 3.2'de, şekil değiştirmenin kayma gerilmesi yerine çevre basıncına göre normalize edilmiş gerilme oranı ile değişimi izlenecek olursa nihai durumun çevre basıncından bağımsız hale geldiği görülecektir. Gerilme oranı, aslen sürtünmeli bir malzeme olan kumun mekanik davranışını daha iyi yansıtabilmektedir. Bu açıdan, boşluk oranı ve çevre basıncı ile ifade edilen farklı başlangıç durumlarının zemin davranışını nasıl etkilediğinin, bu kez gerilme oranları açısından daha ayrıntılı olarak incelenmesi önemlidir. Şekil 3.3 ve Şekil 3.4'te Sacramento Nehri kumu üzerinde Lee (1965) tarafından yapılan bir seri drenajlı üç eksenli basınç deneylerinin sonuçları yer almaktadır. Burada vurgulanması gereken en önemli nokta, başlangıçta gevşek olan kumun da çevre basıncı azaldıkça sıkı kum gibi davranış göstermesidir. Benzer şekilde, sıkı bir kum da artan çevre basıncıyla birlikte gevşek kum davranışı göstermektedir. Dolayısıyla, bir kumun durumu söz konusu olduğunda, bu kumun sadece boşluk oranı kullanılarak davranışının öngörülmesi eksik ve hatalı olabilmektedir. Bunun yanı sıra, bu çalışma açısından da, yukarıda verilen deneysel sonuçlara göre iki önemli noktadan bahsedilebilir; ilkin, kum davranışını çok önemli ölçüde belirlediği anlaşılan başlangıç durumu ve bunun nasıl tanımlanacağı, ikincisi ise başlangıç sıklığından bağımsız olarak kumların ulaştığı nokta.



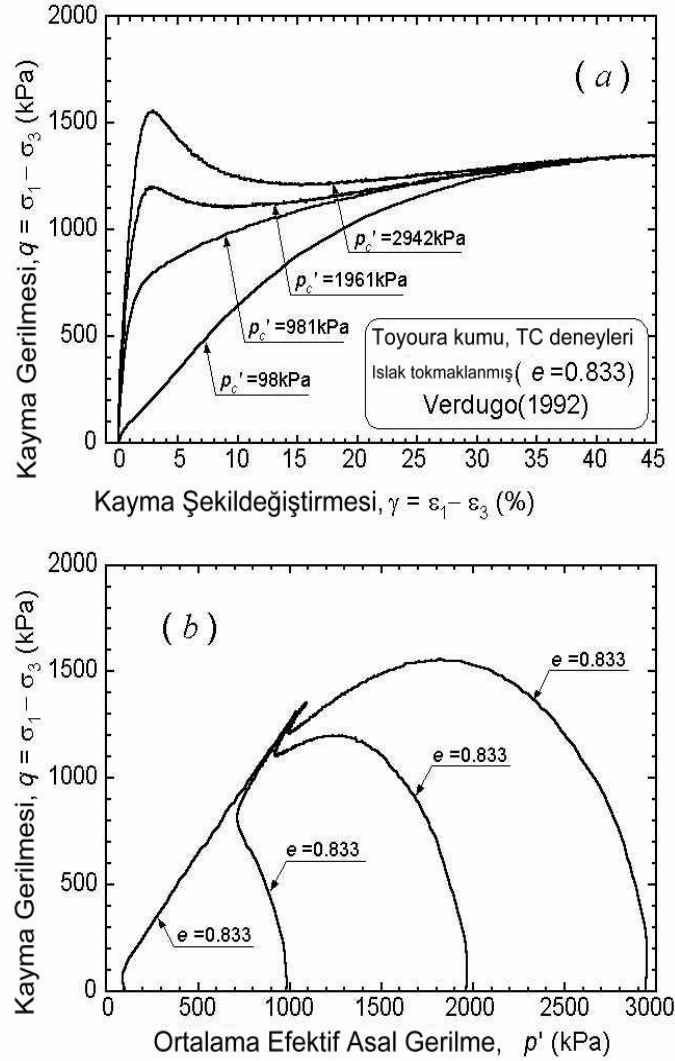
Şekil 3.3. Gevşek kum üzerinde yapılan drenajlı üç eksenli basınç deneyleri (Lee, 1965).



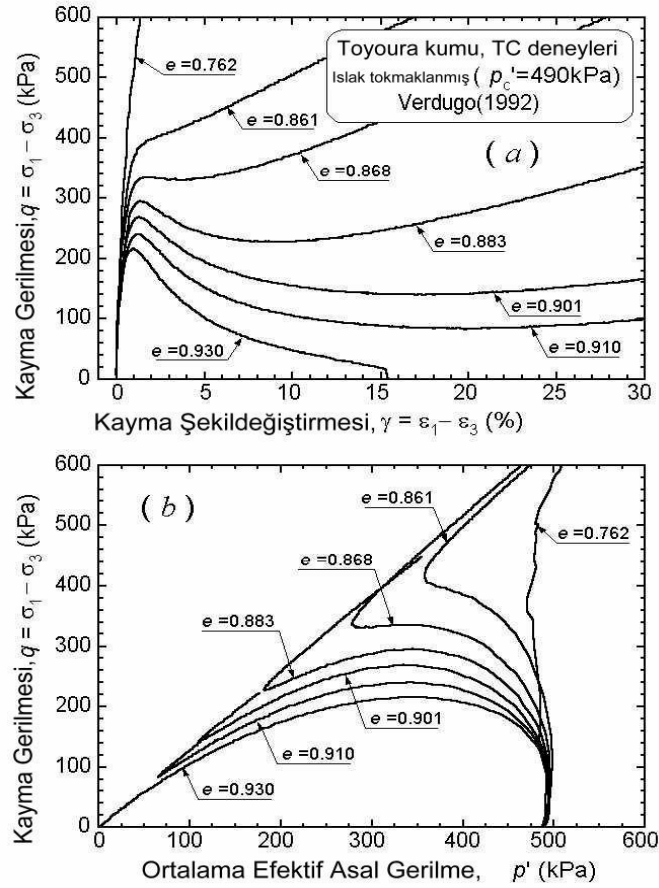
Şekil 3.4. Sıkı kum üzerinde yapılan drenajlı üç eksenli basınç deneyleri (Lee, 1965).

3.1.2. Drenajsız Şartlar Altında Monoton Yükleme

Boşluk oranı ve çevre basıncı ile ifade edilen başlangıç durumunun drenaja izin verilmeyen koşullar altında kumların gerilme-şekil değiştirme davranışını nasıl etkilediğinin izlenebilmesi için, Verdugo (1992) tarafından Toyoura kumu üzerinde yapılan drenajsız üç eksenli basınç deneylerinin sonuçları Şekil 3.5 ve Şekil 3.6'da verilmiştir. Bu eğrilerin incelenmesi sonucunda başlangıç durumundan bağımsız olarak, numunelerin ortak bir nihai duruma ulaştıkları ve bunun yanı sıra zemin sıkılığına ve uygulanan çevre basıncına bağlı olarak, şekil değiştirme sürecinin bir noktasından sonra bazı numunelerde efektif gerilmelerin artmaya başladığı gözlenmektedir.



Şekil 3.5. Sabit çevre basıncında yapılan drenajsız üç eksenli basınç deneyleri.

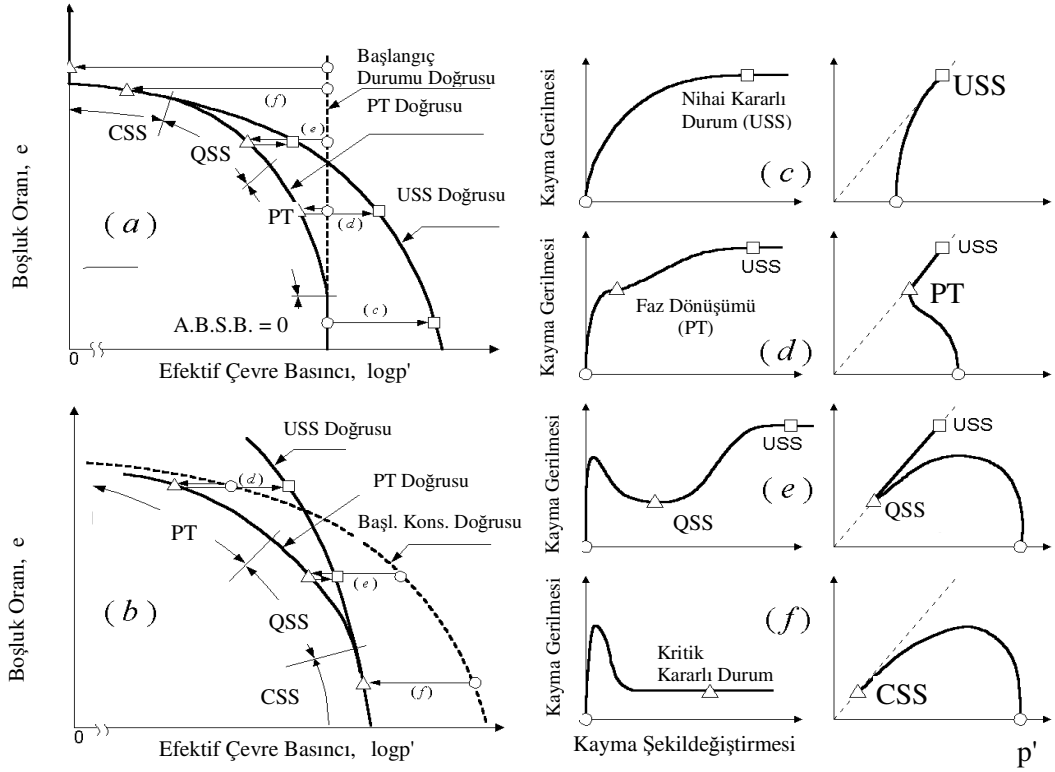


Şekil 3.6. Sabit başlangıç sıkılığında yapılan drenajsız üç eksenli basınç deneyleri.

İlk olarak Casagrande (1936) tarafından tanımlanan kritik boşluk oranı kavramı, daha sonraki yıllarda ilk olarak Roscoe (1958) tarafından killere de uyarlanmıştır. Bu perspektifte tarihsel olarak geliştirilen kritik durum kavramı, kritik durum eğrisi, bir zeminin sıvılaşma potansiyeli ve akma yapısı gibi nosyonlar, ilk olarak Castro (1969) tarafından kumlar üzerinde gerçekleştirilen çevrimsel yüklemeli drenajsız üç eksenli basınç deneyleriyle daha geniş ve doğru bir perspektife ulaşmıştır. Gerek drenajlı gerekse de drenajsız koşullar altında bir zeminin ulaştığı kararlı durum, Poulos (1981) tarafından şöyle tanımlamaktadır; "Taneciklerden oluşmuş herhangi bir kütlenin kararlı durum deformasyonu, kütlenin sabit hacim, sabit normal efektif gerilme, sabit kayma gerilmesi ve sabit bir hızda şekil değiştirdiği durumdur. Kararlı duruma, tüm tanesal yerleşimler istatistiksel olarak kararlı bir duruma ulaştıktan ve eğer varsa tüm tanecik parçalanmaları tamamlandıktan sonra ulaşılır ve böylece, deformasyonun devamı için gereken kayma gerilmesi ve deformasyon hızı sabit kalır". Şekil değiştirmede kararlı duruma, zemin yapısı, gerilme ve şekil değiştirme geçmişi ve yükleme şartları gibi başlangıç koşullarının etkisinin silindiği büyük şekil

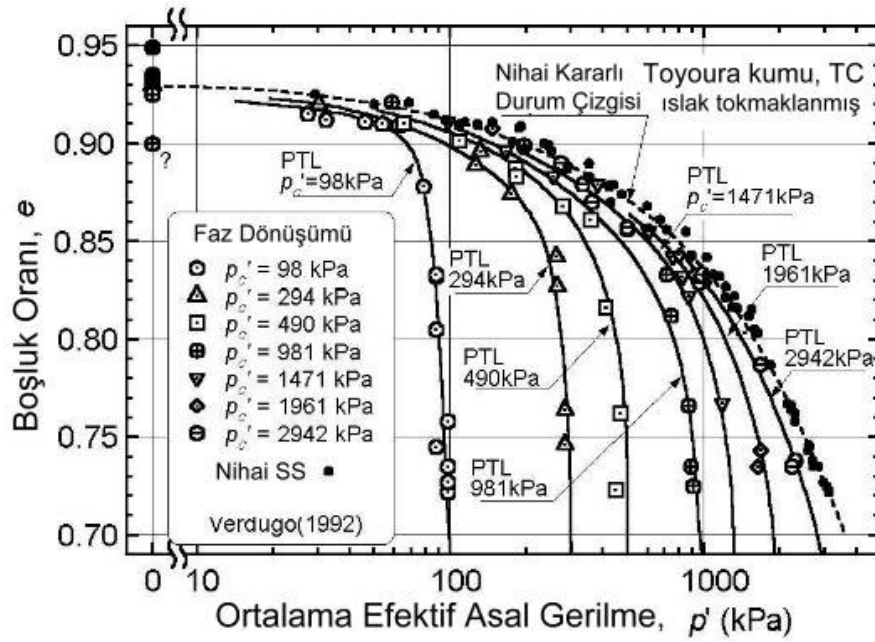
değiştirme mertebelerinden sonra ulaşıldığı için, kararlı duruma ulaşmış bir zemin elemanındaki efektif çevre basıncının sadece zeminin yoğunluğuna (boşluk oranı) bağlı olduğu düşünülmektedir. Bu nedenle, kararlı durum teorisinin temel varsayımı, verili bir zeminde kararlı durumda efektif gerilmeler ile yoğunluk arasında biricik bir kararlı durum ilişkisinin varlığıdır. Bu noktaları birleştiren eğri kararlı durum doğrusu (SSL) olarak adlandırılmıştır. Şekil 3.7'de Yoshimine (1996) tarafından hazırlanan ve kumların büyük şekil değiştirme mertebelerindeki üç eksenli basınç davranışının yer aldığı bir çalışma sunulmuştur. Şekil 3.7-c'de, sıkı duruma ait eğriler yer almaktadır ve izlenebileceği gibi bu durumdaki kum, efektif ortalama gerilmede herhangi bir azalma olmaksızın nihai kararlı duruma ulaşmakta iken, kumun sıklığı azaldıkça davranışı farklılaşmaktadır. Örneğin, Şekil 3.7-d'de görece daha gevşek duruma ait sonuçlara göre, efektif ortalama gerilme belirli bir noktadan sonra artmaya başlamakta, bir diğer deyişle sıkışma davranışında genişleme davranışına dönüşüm olmaktadır. Kumun sıkışma davranışından genişleme davranışına geçtiği nokta Ishihara ve diğ. (1975) tarafından "faz dönüşümü" (PT) olarak adlandırılmıştır. Bu geçiş durumunda, drenajsız monoton yükleme altında, boşluk suyu basıncı maksimum değerine ulaşmakta ve bu nedenle efektif çevre gerilmesi de minimum değere gelmektedir. Şekil 3.7-e'de görüleceği gibi, belirli bir sıklıktan daha gevşek bir durumdaki kumda ise faz dönüşümü esnasında ve kayma gerilmesinde bir düşmenin hemen sonrasında kararlı bir durum davranışı gözlemlenmektedir. Kayma gerilmesi ve efektif ortalama gerilemenin en düşük değerine ulaştığı bu geçici kararlı durum noktası, Alarcon-Guzman (1988) tarafından "sözde kararlı durum" (QSS) olarak adlandırılmıştır. Sözde kararlı durum faz dönüşümünün özel bir hali olarak ele alınmaktadır. İncelenen kumun en gevşek durumunda (Şekil 3.7-f), kararlı durum, sözde kararlı durum ve faz dönüşüm noktaları birbiriyle çakışmaktadır. Doruk mukavemetindeki ani düşme sonrasında zeminde herhangi bir pekleşmenin oluşmadığı gevşek kumun nihai olarak ulaştığı bu nokta, "kritik kararlı durum" olarak isimlendirmektedir. Bu noktaya kadar sadece zeminin sıklık değişimine göre tanımlanan bu davranış modları ayrıca uygulanan başlangıç efektif çevre basıncına göre de değişiklik göstermekte olduğundan, Şekil 3.7-a ve Şekil 3.7-b, çok daha aydınlatıcıdır. Bu şekillerin önemli anlamlarından biri de bir kumun başlangıç koşullarına bağlı olarak oldukça farklı davranış göstermesidir.

Faz dönüşüm noktası, kum davranışının modellenmesi açısından önemli bir veri sunma kapasitesine sahiptir. Şekil 3.8'de farklı başlangıç konsolidasyon basıncı ile faz dönüşümü eğrilerinin değişimi verilmiştir. Bu eğriler, Verdugo (1992) tarafından ıslak tokmaklanarak hazırlanmış Toyoura kumu üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına göre, verili bir başlangıç konsolidasyon gerilmesi için, farklı



Şekil 3.7. Kumların drenajsız kayma davranışı (Yoshimine, 1996).

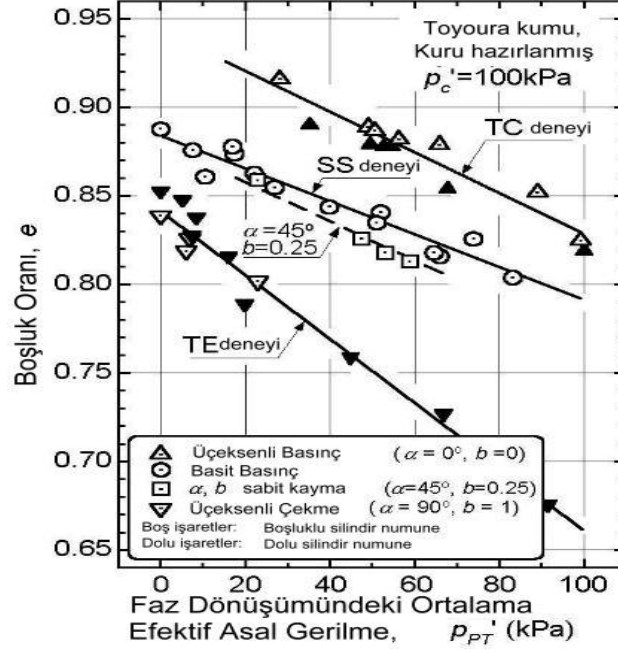
başlangıç boşluk oranı değerine sahip numunelerin faz dönüşümü noktasında ulaştıkları efektif ortalama gerilme değerleri kullanılarak elde edilmiştir. Şekilden de izlenebileceği gibi, kumun sıklığı azaldıkça ya da başlangıç konsolidasyon basıncı arttıkça faz dönüşüm çizgisi nihai kararlı durum çizgisine yaklaşmaktadır. Vaid ve Thomas (1995)'in bulgularına göre, sıkışma davranışını takip eden kararlı durum ya da faz dönüşümü halinde, mobilize olan sürtünme açısı biriciktir ve drenajsız yükleme öncesindeki boşluk oranı, konsolidasyon durumu ve yükleme modundan bağımsızdır. Ancak buradaki önemli noktalardan birisi, sıkışma davranışına ait kararlı durum ve faz dönüşümü çizgileri gerilme uzayında biricik olsa da, boşluk oranı-gerilme düzleminde biricik değildir, çünkü bir zeminin basınç ve çekme durumlarına ait drenajsız PT/SS mukavemetleri farklıdır. Drenajsız durumdaki bu farkın nedeni olarak su içinde hazırlanmış kumların içsel olarak anizotrop olmaları ve oluşan boşluk suyu basınçlarının farklı olması düşünülmektedir. Bunun yanı sıra, Vaid ve Thomas (1995)'e göre, verili bir başlangıç boşluk oranında, PT yada SS durumundaki kayma mukavemeti başlangıç çevre basıncı değeri ile artmaktadır. Bu sonuç, sadece basınç yüklemesine ait gözlemlere bağlı olarak kabul edilen PT yada SS mukavemetinin konsolidasyon boşluk oranı değerine bağlı olduğu şeklindeki ortak görüşe uymamaktadır.



Şekil 3.8. Faz dönüşümünde başlangıç konsolidasyon basıncının etkisi.

Meneses ve diğ. (1999), Toyoura kumu üzerinde farklı çevrimsel gerilme oranlarında yaptıkları çalışma sonucunda, verili bir çevrim sayısı için, aynı başlangıç boşluk oranı ve çevre basıncı altında, kum davranışının farklı gerilme oranları için farklı davranış gösterdiğini belirlemiştir. Bu gözlemin en önemli sonucu, kum davranışı ile başlangıç koşulları arasında biricik bir ilişki bulunmadığıdır. Bir diğer deyişle, genişleme eğilimli bir kum sıkışma eğilimli hale gelebilmektedir. Meneses ve diğ. (1999) ayrıca, çevrimsel gerilme oranı (TSR) ve çevrim sayısı ($N_{\%1}$) arttıkça faz dönüşümü noktasındaki gerilmelerin azaldığını belirlemiştir. Başlangıç boşluk oranı, e_c ile faz dönüşümü noktasındaki normalize ortalama efektif gerilmenin logaritmik değerinden oluşan düzlemde e_c ve TSR değerlerine göre elde edilen PT eğrileri yer almaktadır. TSR değerleri sabit bir çevrim sayısı için ($N_{\%1} = 25$) 0.00 (monoton yükleme) ile 0.225 arasında değişmektedir. TSR arttıkça, PT gerilmeleri azalmakta ve dolayısıyla monoton yükleme altında genişleme davranışı gösterecek olan kum TSR büyüklüğüne bağlı olarak tamamen sıkışma davranışı (PT'deki efektif gerilmenin sıfır olması durumu) gösterebilmektedir. Bu gözlemlerden yola çıkarak, Meneses ve diğ. (1999), bir kumun "durum"unu tanımlarken, TSR değerlerine göre faz dönüşümü noktasındaki gerilme değerlerini (p'_{PT}) kullanmak gerekliliğini belirtmiştir.

Ancak, verili bir zemin için, faz dönüşümü noktası referans alınabilecek bir parametre olarak kabul edilecekse, faz dönüşümü noktasının bağlı olduğu parametrelerin daha ayrıntılı biçimde incelenmesi yerinde olacaktır.



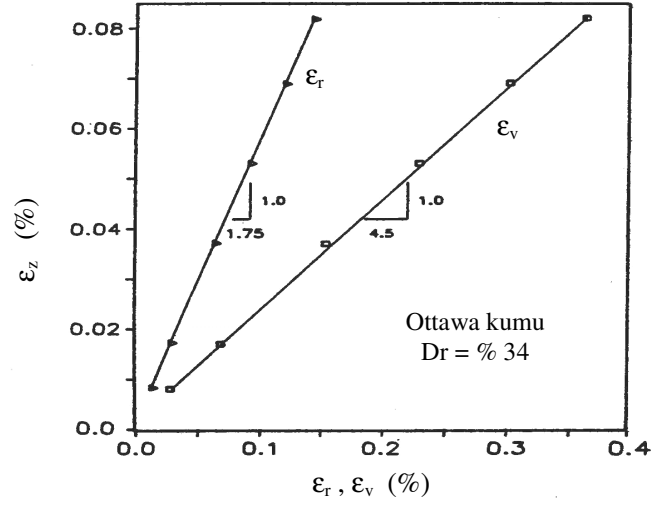
Şekil 3.9. Faz dönüşümünde yükleme modu etkisi (Verdugo, 1992).

Bir diğer tartışma konusu da biricik nihai kararlı durum eğrisi konusundadır. Şekil 3.10'da tüm nihai kararlı durum noktalarının biricik bir nihai kararlı durum çizgisi üzerinde yer aldığı da görülmektedir. Bir diğer deyişle, bir kumun nihai kararlı durumu, başlangıç gerilme durumundan bağımsız olarak yoğunluk ile biricik bir ilişkiye sahiptir. Ancak, verili bir kum için biricik bir SSL'nin var olduğu oldukça büyük bir varsayımdır. Bu şekilde örneğin, büyük şekil değiştirme mertebelerinde suya doygun bir kumun drenajsız mukavemetinin sadece kumun bileşimine ve başlangıç yoğunluğuna bağlı olacağı savlanmış olunmaktadır. Zeminlerin kararlı durumunun başlangıç efektif çevre gerilmesi, başlangıç yapısı, yükleme şekli, şekil değiştirme hızı ve gerilme geçmişinden bağımsız olduğu birçok araştırmacı tarafından bulgulanmıştır (örneğin, Castro ve Christian, 1976; Poulos, 1981; Been ve diğ., 1991; Verdugo, 1992; Ishihara, 1993). Ancak, diğer taraftan, birçok araştırmacıda bazı faktörlerin verili bir kuma ait kararlı durum ilişkisi üzerinde etkisi olduğunu göstermiştir. Bu faktörler, drenaj koşulları (Alarcon-Guzman ve Leonards, 1988), efektif gerilme izi (Vaid ve diğ., 1990; Riemer, 1992), konsolidasyon basıncı mertebesi (Konrad, 1990; Chu, 1992; Alarcon-Guzman ve diğ., 1988), numune hazırlama yöntemi (Dennis, 1988; DeGregorio, 1990) ve kararlı durum esnasındaki

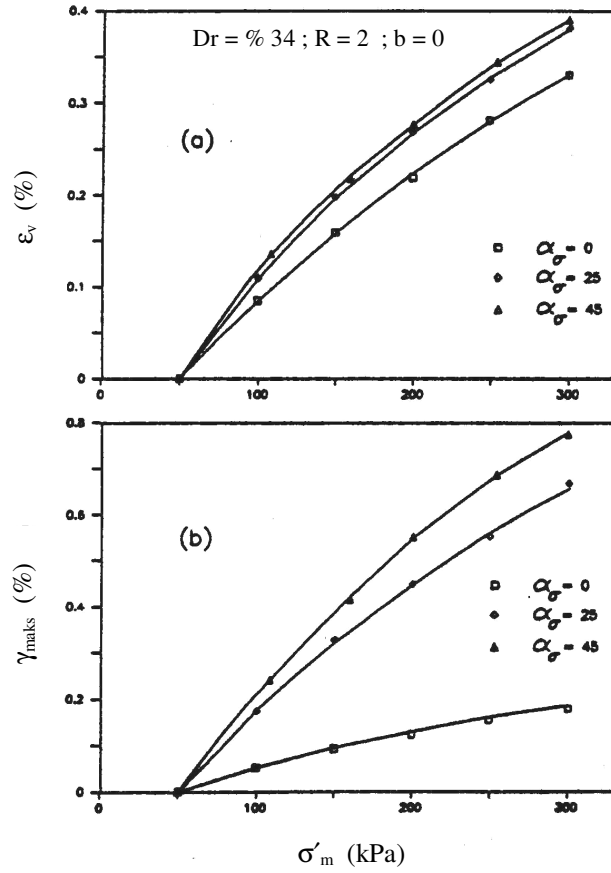
şekil değiştirme hızı (Alarcon-Guzman ve diğ., 1988; Dennis, 1988; DeGregorio, 1990) olarak özetlenebilir.

3.1.3. Başlangıç Yapısı ve Dokusu

Granüler malzemelerin davranışlarının anlaşılabilmesi için, öncelikle, herhangi bir andaki durumlarını karakterize edebilecek uygun içsel değişkenlerin belirlenmesi gerekmektedir. İlk zamanlarda birçok araştırmacı tarafından, gerilme ve boşluk oranı değerlerinin yeterli olduğu düşünülmüştür. Ancak zemin davranışı üzerindeki çalışmalar ilerledikçe, tanelerin geometrik düzenlenişleri ve taneler arası kuvvetler gibi faktörlerin de göz önüne alınması gerektiği ortaya çıkmıştır. Tanelerin ortalama yerleşimsel dağılımlarındaki anizotropi geometrik yapıya ait, taneler arası kuvvetlerin anizotropisi ise kinetik yapıya ait olarak ele alınır. Zemin yapısı, malzemenin anizotropik davranışını belirler ve zemin geçmişi için bir hafıza sağlar. Granüler malzemelerde anizotropi şekil değiştirme öncesinde mevcut ise buna içkin ya da oluşumsal anizotropi ya da başlangıç anizotropisi; zemine uygulanan gerilmeler ve bunun sonucunda oluşan şekil değiştirme sürecinin başlamasıyla oluşması durumunda ise yüklenmiş anizotropi denir. İçkin anizotropi durumunda, numuneler başlangıçta aynı yoğunlukta olmasına rağmen, uygulanan yüklemenin, oluşum yönüne göre oryantasyonuna bağlı olarak farklı davranış gösterir. Yüklenmiş anizotropi durumunda ise, farklı yollarla aynı gerilme ve yoğunluk durumuna getirilen özdeş numuneler farklı davranış gösterirler. Bir kumun sahip olduğu içkin ya da başlangıç anizotropisinin derecesini, izotropik yükleme altında oluşacak şekil değiştirmeler yansıtabilmektedir. Şekil 3.9'da, Vaid ve Sayao (1995) tarafından Ottawa kumu üzerinde ve hidrostatik gerilmeler altında yapılan burulma kesme deneyinin sonuçları yer almaktadır. Burada ϵ_z düşey, ϵ_r radyal ve ϵ_θ teğetsel yöndeki şekil değiştirmeleri ifade etmektedir. Su içinde yağmurlama yöntemiyle hazırlanan numunelerin izotropik olması durumunda her yönde eşdeğer şekil değiştirme göstermesi beklenir iken, şekilden de görüldüğü üzere, oluşum yönü olan düşeye göre yatay yöndeki şekil değiştirmelerin daha fazla olduğu anlaşılmaktadır. Bu ise düşey yönde oluşuma tabi zeminler için tipik ve beklenen bir durumdur (Oda, 1972; Arthur ve Menzies, 1972). Bu eğrilerden çıkan bir başka sonuç ise, numune hazırlama yönteminin mekanik davranış üzerindeki etkisinin dikkate değer oluşudur. Ayrıca, oluşum yönüne göre uygulanan gerilmelerin yönü de oldukça önem kazanmaktadır. Bu etkiyi incelemek amacıyla da, söz konusu araştırmacılar, burulma kesme aletinde büyük asal gerilmenin düşeyle yaptığı açının (α) farklı değerlerine ait davranışı belirlemişlerdir (Şekil 3.10).



Şekil 3.9. Hidrostatik gerilmeler altında şekil değiştirme davranışı (Vaid ve Sayao, 1995).

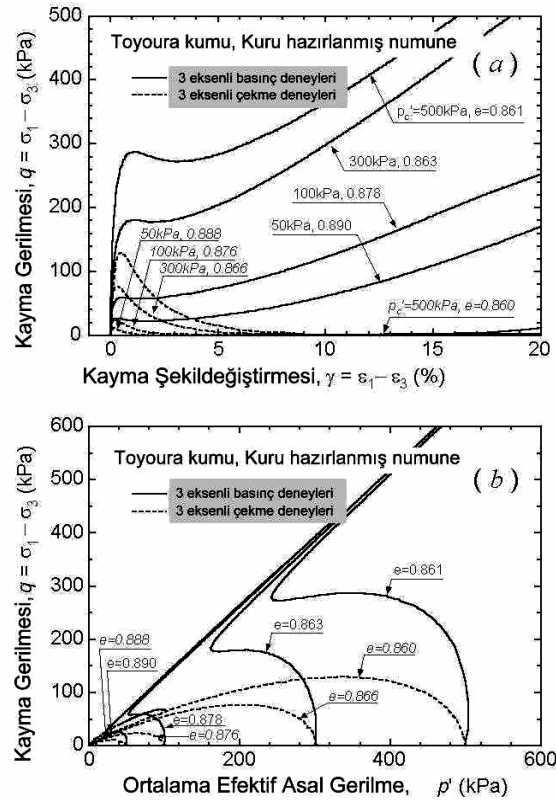


Şekil 3.10. Yükleme yönünün şekil değiştirme davranışına etkisi (Vaid ve Sayao, 1995).

3.2. Davranışta Yükleme/Gerilme Durumunun Etkisi

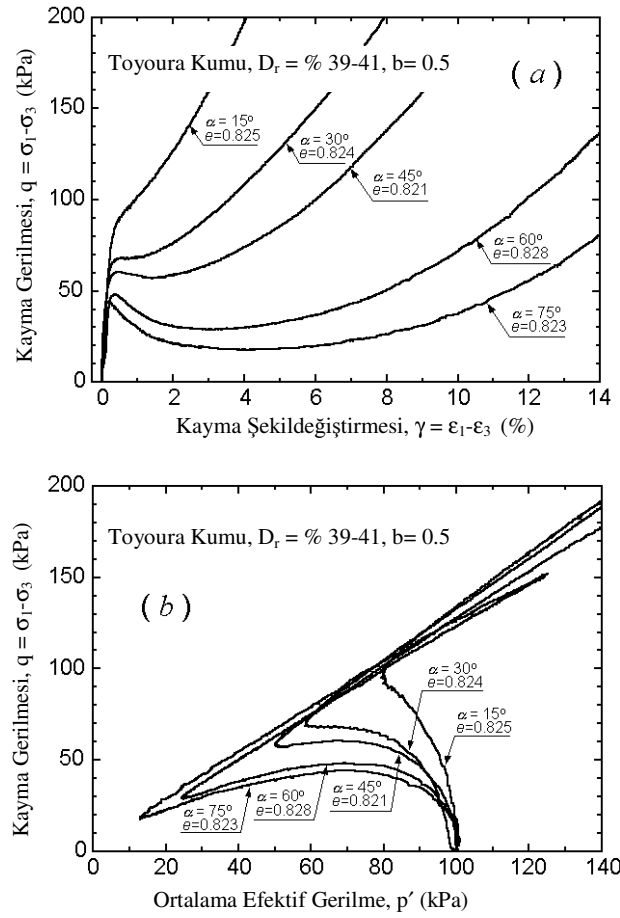
Zeminlerin mekanik davranışını etkileyen temel etkenlerden birisi de zemine uygulanan gerilmelerin durumu ve yükleme modudur. Örneğin, kumlar üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyleri sonucunda, kumların basınç ve çekme gerilmeleri altında davranışlarının farklı olduğu anlaşılmıştır. Çekme durumunda, kumlar daha sıkışabilir ve yumuşak davranış göstermektedir. Ishihara (1993), kuru yöntemle hazırladığı ve farklı çevre basınçlarında izotropik olarak konsolide edilmiş gevşek kum numuneleri üzerinde yaptığı üç eksenli basınç deneyleri sonucunda, her bir başlangıç konsolidasyon basıncına karşılık gelen birbirine çok yakın boşluk oranlarına sahip numunelerde dahi basınç ve çekme deneyleri arasında büyük farklılıklar olduğunu belirlemiştir. Benzer sonuçlar, Tatsuoka ve Ishihara (1973) ve Miura ve Toki (1982) tarafından da elde edilmiştir.

Bu bağlamda, Verdugo (1992) tarafından Toyoura kumu üzerinde yapılan üç eksenli çekme ve basınç deneylerine ait sonuçlar Şekil 3.11'de verilmiştir.



Şekil 3.11. Drenajsız üç eksenli basınç ve çekme deneyi sonuçları (Verdugo, 1992).

Kumlarda önerilen kararlı durum hipotezlerini değerlendiren Vaid ve diğ. (1990), çekme dayanımının basınç dayanımına göre çok daha düşük olduğunu ve bu anlamda genel gerilme koşuluna ait tek bir kararlı durum eğrisi bulunmadığını belirlemiştir. Bu bağlamda, sadece üç eksenli basınç deneylerinin sonuçlarını kullanarak tekil bir kararlı durum eğrisi elde eden Poulos'un, incelediği barajdaki göçmeyi neden öngöremediğini de izah etmiştir. Bilindiği gibi, özellikle toprak dolgu yapıların stabilite analizinde benimsenen kararlı-durum yaklaşımına göre kumlar, boşluk oranı-efektif gerilme uzayında biricik bir kararlı-durum çizgisine sahiptir ve bu çizgi de, söz konusu kumun gevşek halinde yapılan drenajsız üç eksenli basınç deneyleri sonucunda elde edilir.

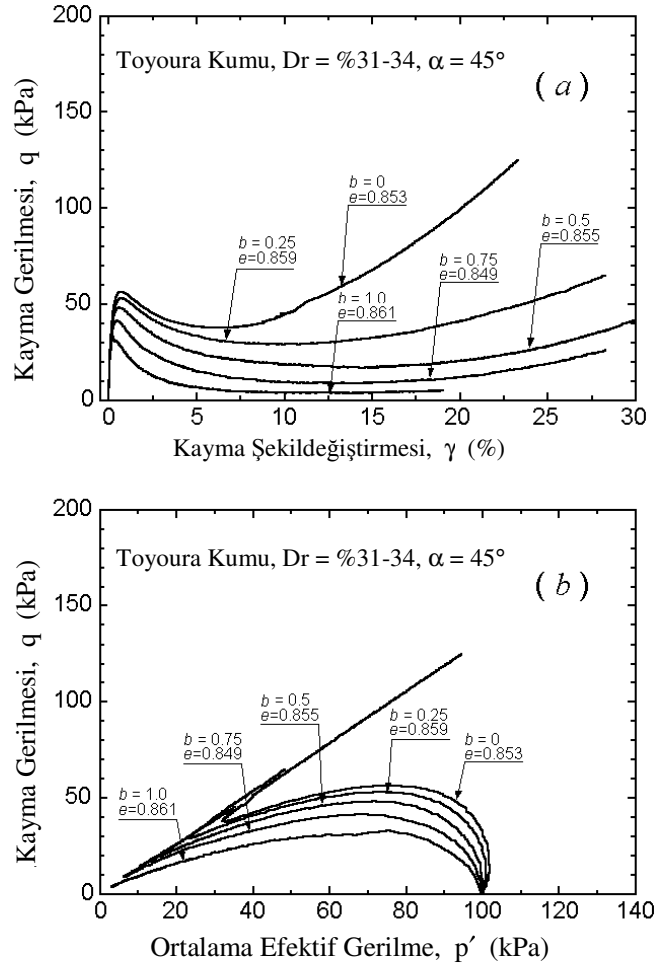


Şekil 3.12. Asal gerilme eksenini dönmesinin drenajsız davranışa etkisi (Yoshimine, 1996).

Kumların çekme ve basınç gerilmeleri altında gösterdikleri bu davranış farklılığı da, asal gerilme eksenlerinin yönü ve orta asal gerilme değerinin büyüklüğü gibi gerilme koşullarının kumların drenajsız davranışını etkileyebileceğini göstermektedir. Şekil 3.12'de Yoshimine (1996) tarafından suya doygun Toyoura kumu üzerinde, ortalama

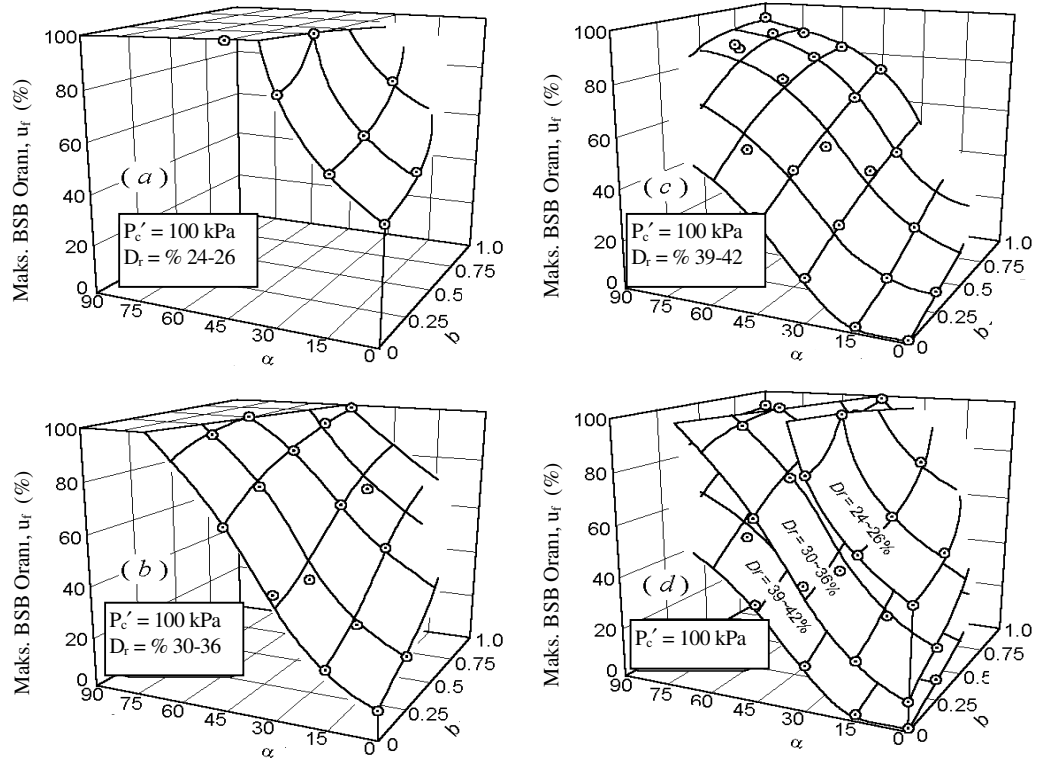
% 40 relatif sıkılıkta, sabit orta asal gerilme değerinde, $b = 0.5$, ve farklı asal gerilme yönlerinde yapılan drenajsız deneylerin sonuçları yer almaktadır. Bu şekilden izlenebileceği gibi, uygulanan büyük asal gerilmenin düşeyle yaptığı açı olan α değeri arttıkça kumun sıkışma eğilimi de artmaktadır. Benzer şekilde, Hight ve diğ. (1983), Shibuya ve Hight (1987), Vaid ve Thomas (1995) gibi bazı araştırmacılar da bu gözlemi destekleyen çalışmalar yayınlamışlardır.

Zemin davranışı üzerinde orta asal gerilmenin (σ_2) etkisini dikkate alabilmek için b değeri önerilmiştir ve $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ olmak üzere, $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ olarak tanımlanmaktadır. Buna göre, örneğin, üç eksenli basınç durumunda $b=0$ iken, üç eksenli çekme koşullarında, $b=1$ olmaktadır. Yoshimine (1996) tarafından, sabit bir α değerinde, sadece b -değerinin değişimine izin verilerek yapılan drenajsız üç eksenli basınç deneylerin sonuçlarına göre (Şekil 3.13), b -değeri arttıkça kumun sıkışma eğilimi artmakta ve b -değeri azaldıkça genişleme eğilimi artmaktadır.



Şekil 3.13. Orta asal gerilme değerinin drenajsız davranışa etkisi (Yoshimine, 1996).

Sonuç olarak, α ve b değerlerinin artmasıyla zemin daha yumuşak davranmaktadır. Bu nedenle, üç eksenli basınç deneyleri ($\alpha = 0^\circ$, $b = 0$) en yüksek mukavemeti, üç eksenli çekme deneyleri ($\alpha = 90^\circ$, $b = 1$) en düşük mukavemeti vermektedir. Basit kesme koşullarında ise zemin bu iki ekstremin arasında bir mukavemet göstermektedir (Yoshimine, 1996). Bu bağlamda, son olarak Şekil 3.14'te, asal gerilme eksen yönü ve orta asal gerilme değişiminin drenajsız koşullarda neden olduğu boşluk suyu basıncı değişimi verilmiştir.



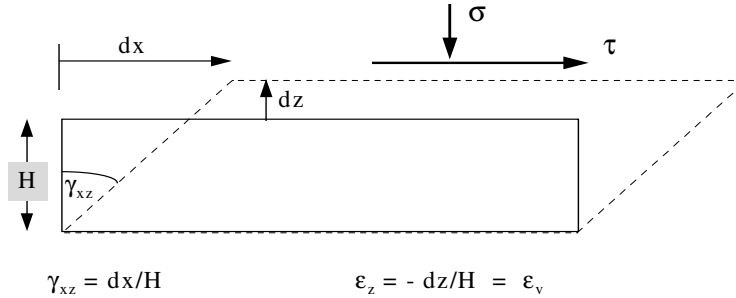
Şekil 3.14. α , b -değeri ve boşluk suyu basıncı oluşumu etkisi (Yoshimine, 1996).

3.3. Genişleme

Zeminlerin mekanik davranışının özgülüğünü oluşturan önemli bir özellik olarak, drenajlı şartlarda uygulanan kayma gerilmeleri altında hacim değiştirmesi ya da drenajsız koşullarda hacim değiştirme eğiliminin boşluk suyu basıncı artışı şeklinde gerçekleşmesinden söz edilmelidir. Zeminlerin hacim değiştirme özelliklerine ilk olarak Reynolds (1885) tarafından işaret edilmiştir. Reynolds, sıkı kumların kayma gerilmesine maruz kaldığında hacimlerinde bir artış oluştuğunu gözlemleyerek bu davranışı “genişleme” (dilatancy) olarak adlandırmıştır. Ancak bu özelliğin hak ettiği

ölçüde incelenmesi Casagrande'nin çalışmalarına kadar mümkün olamamıştır. Daha önce de bahsedildiği gibi, Casagrande, kumlar üzerinde yaptığı drenajlı direkt kesme deneyleri sonucunda sıkı kumların hacimlerinin ve dolayısıyla boşluk oranlarının arttığını, gevşek kumlarda ise hacmin ve dolayısıyla boşluk oranının azaldığını gözlemlemiş ve bu çalışmaların sonucunda “kritik boşluk oranı” kavramını geliştirmiştir (Casagrande 1936, 1938, 1950).

Genişleme fenomeninin incelenmesi zemin mekaniğinin temel araştırma alanlarından birini oluşturmaktadır. Kuru kumlar üzerinde yapılan kesme kutusu deneyine ait gözlemlerden yola çıkarak, Taylor (1948), zeminde mukavemeti sağlayan iki bileşen önermiştir; ilki, kayma şekil değiştirmesi esnasında kayan taneler arasındaki sürtünme direncidir. İkincisi ise, Taylor'un iç-kilitlenme olarak adlandırdığı bileşendir ve kayma şekil değiştirmesi sürecinde hacim artışı için yapılan işi ifade eder. Örneğin, sıkı bir kum üzerinde yapılan kesme kutusu deneyi ele alınacak olursa (Şekil 3.15) doruk mukavemetinde, iki yarının birbirine göre hareketi dx iken, numune kalınlığında bir artış görülmekte ve bu nedenle iki yarı birbirinden dz kadar ayrılmaktadır. Bu durumda, dz/dx oranı kumun kayma zonundaki genişleme hızını göstermektedir ve zemin bünyesindeki iç-kilitlemenin bir ölçüsü olmaktadır. dz/dx oranı maksimum değerine ulaştığında, mukavemet de maksimum (doruk) değerine çıkmaktadır. Kayma şekil değiştirmesini ifade eden dx değeri arttıkça dz/dx oranı sıfıra yaklaşmakta ve nihai durumda kesme kutusunun iki yarısı birbirine göre sabit bir $\mu\sigma$ gerilmesi altında kaymaktadır. Kayma düzleminde çok ince bir gevşemiş kum tabakası kritik duruma ulaşmakta ve iç-kilitlenme ortadan kalkmaktadır.



Şekil 3.15. Kesme kutusu deneyi.

Doruk mukavemetine ulaşıldığında yapılan işin hızı şu şekilde ifade edilir;

$$\tau dx = \mu \sigma dx + \sigma dz \quad (3.1)$$

iş sürtünme işi genişleme

Tüm terimler σdx 'e bölünürse,

$$\tau/\sigma = \mu + dz/dx \quad (3.2)$$

mukavemet sürtünme iç-kilitlenme

Burada μ , sürtünme katsayısıdır. Bu ifadeler suya doymun kumların drenajlı koşullarda yüklenmesi hali için de geçerlidir.

Schofield (1968), Taylor'ın kesme kutusu deneylerine göre elde ettiği ifadeleri, üç eksenli basınç deneyi sonuçlarını kullanarak genelleştirmiş ve kritik noktadan daha ıslak durumdaki ideal bir zeminin genelleştirilmiş şekil değiştirme sürecindeki iş sönümlenmesini,

$$\delta W = p' \delta \epsilon_v + q \delta \epsilon_s = M p' \delta \epsilon_s \quad (3.3)$$

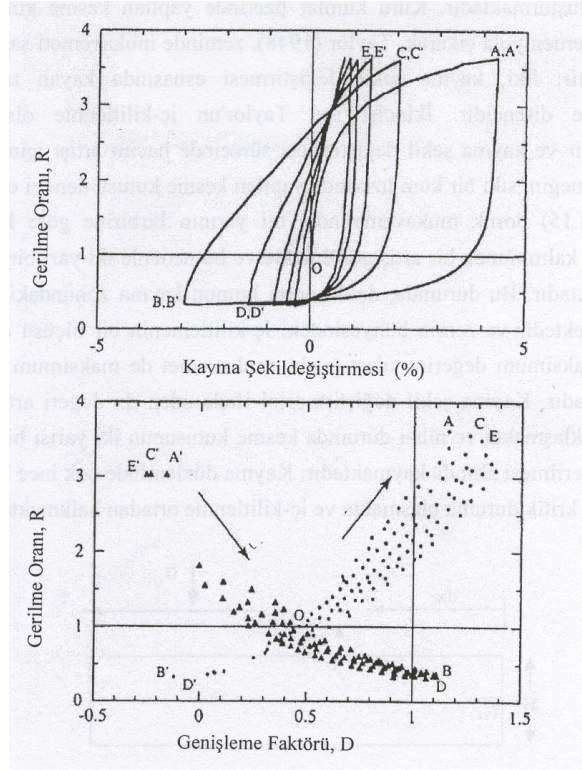
şeklinde ifade etmiştir.

Gerek Taylor, gerekse Schofield'in önerdiği sönümlenme fonksiyonu ifadeleri, hacimsel değişim (dz veya $\delta \epsilon_v$) ve kayma şekil değiştirmesinin (dx veya $\delta \epsilon_s$) birlikte gerçekleşmesi durumunda sönümlenme hızını belirleyen kayma şekil değiştirmesi olduğu kabulüne dayanmaktadır. Genişleme ya da hacim değişimi, içsel-kilitlenmenin geometrik bir sonucudur ve sönümlenme fonksiyonunda yer alması gerekmemektedir (Schofield, 1993).

Genişleme davranışı konusunda Pradhan (1989) tarafından oldukça kapsamlı bir çalışma yapılmış ve Toyoura kumu üzerinde yapılan drenajlı dinamik üç eksenli deney sonuçları sunulmuştur. Wan ve Guo (2001)'nin yorumları da kullanılarak bu sonuçlar gözden geçirilmiştir. Şekil 3.16'da Toyoura kumu üzerinde 100 kPa çevre basıncı altında yapılan dinamik üç eksenli basınç deneyi sonuçları verilmiştir. Burada, $R = \sigma_1/\sigma_3$ gerilme oranı, $D = (1 - d\epsilon_v^p/d\epsilon_1^p)$ genişleme faktörüdür. Buna göre;

- i) Genel olarak, Rowe (1962) tarafından öne sürüldüğünün aksine, biricik bir gerilme-genişleme eğrisi yoktur ve gerilme boşalması durumunda da genişleme davranışı meydana gelmektedir,
- ii) İlerleyen çevrimlerde, hem yükleme hem de boşaltma durumunda genişlemenin arttığı ve sıkılaşıma ve yapısal değişimler sonucunda gerilme-şekil değiştirme davranışında pekleşme oluştuğu ve eğrilerde daralma olduğu görülmektedir,

- iii) Çevrim sayısı arttıkça, sıkışmadan genişlemeye geçilen gerilme oranı değeri küçülmektedir.



Şekil 3.16. Çevrimsel yüklemde genişleme davranışı (Pradhan, 1989).

4. ZEMİNİN MODELLENMESİ KONUSUNDA YAPILAN ÇALIŞMALAR

4.1. Tarihsel Gelişim

Zemin davranışının matematiksel olarak ifade edilmesi yolunda bilinen ilk adım, zeminlerde göçme koşullarını inceleyen Coulomb'un çalışmalarıyla başlamıştır. 1773 yılında gerçekleştirdiği bu ilk çalışmasının ardından, Coulomb, elde ettiği göçme kriterini dayanma yapılarına etkiyen toprak basınçları için de uygular. Aynı süreç ve bağlamda, daha sonra Poncelet (1840) ve Rankine (1857)'in çalışmalarını görmekteyiz. Söz konusu araştırmacıların ortaya koyduğu göçme ile ilgili kavram ve yaklaşım, sürtünmeli malzemelerde sınır denge denklemleri olarak ilk defa Kötter (1903) tarafından formüle edilmiştir. Daha sonra, Kötter denklemlerine dayalı sınır değer problemlerinin analiz yöntemi olarak, Sokolovski (1954), Yamaguchi (1959) ve Harr (1966) tarafından "kayma-çizgisi teorisi" geliştirilmiştir. Bu yöntem toprak yapılarında göçme yükünün elde edilmesinde kullanılmaktaydı. Ancak, anlaşılacağı üzere, tüm bu süreçte zeminlerde elastik-olmayan şekil değiştirmelerin nedensel ve sayısal analizinden öte, basit doğrusal ifadeler kullanılarak ya da kayma-çizgisi yaklaşımında olduğu gibi, iki boyutlu bir analiz yapılarak, sadece göçme anındaki yükler belirlenmeye çalışılmaktaydı. Zeminlerde yük altında oluşan şekil değiştirmelerin, pekleşme ve yumuşama özelliklerini de dikkate alarak, başından sonuna kadar bir süreç olarak incelenmesi ancak Drucker ve diğ. (1957) ve Drucker (1960)'ın çalışmalarından sonra başlamıştır. Ancak bu çalışmaların öncülleri ise, ilk olarak metallerde elastik-olmayan şekil değiştirmeleri inceleyen Tresca (1864), Saint Venant (1870) ve Levy (1870)'nin başlattığı metal plastisitesi ile ilgili çalışmalar olmuştur. Daha sonra, yine metal plastisitesi üzerinde Von Mises (1913), Prandtl (1920), Hencky (1923) ve Reuss (1930) tarafından yapılan çalışmalar sonucunda, pekleşme davranışının da ifade edilebildiği ve Prandtl-Reuss denklemleri olarak adlandırılan bünye denklemleri elde edilmiştir. Plastik şekil değiştirmelerin söz konusu olduğu bir malzeme olan zemin için modelleme çalışmalarının, aslen metaller için geliştirilmiş olan plastisite teorisinde kaydedilen ilerlemelere paralel olarak geliştiği açıktır. Plastisite teorisi bu noktadan itibaren Prager (1949), Hill (1950), Drucker (1951) ve Green ve Naghdi (1965)'in önemli katkılarıyla geliştirilmiştir. Bu süreçte farklı gerilme izleri altında şekil değiştirme davranışının, pekleşme,

yumuşama ve Bauschinger etkisi gibi davranış özelliklerinin matematiksel olarak ifade edilebildiğini görmekteyiz. Özellikle Green ve Naghdi'nin çalışmaları, bünye ifadelerinin elde edilmesinde termodinamik ilkeler temelli yaklaşımın öncüsü olmuştur.

4.2. Plastisite Teorisi

Plastisite, yük altında akma türünde tersinir-olmayan şekil değiştirmenin meydana geldiği bir cisimdeki gerilme ve şekil değiştirmelerin belirlenmesi ile ilgili yöntemlere verilen genel bir isimdir. Elastisite teorisinde olduğu gibi, denge ve uygunluk denklemleri sağlanarak, gerilme ve şekil değiştirme artımları (artımsal plastisite) arasındaki ilişkinin belirlenmesine yönelik olarak, (artımsal) plastisite teorisi üç temel varsayım üzerine kurulmuştur;

- i) Başlangıç ve sonraki akma yüzeylerinin varlığı,
- ii) Akma yüzeylerinin gelişimini tanımlayan bir pekleşme kuralının ifade edilmesi,
- iii) Mevcut gerilme durumu ile plastik şekil değiştirme artımı arasındaki ilişkiyi tanımlayan bir akma kuralı.

Plastisite, kalıcı şekil değişimlerinin oluşmaya başladığı noktayı ifade eden bir "akma noktası" ile karakterize edilir. Tek eksenli durum için geçerli olan akma noktası kavramı yerine, daha genel olarak, σ gerilme tansörü (zeminler için, efektif gerilme tansörü olacağı açıktır) ile gösterilen herhangi bir etki altındaki bir eleman için akma kriteri f kullanılır. Ve akma kriteri şu şekilde ifade edilir;

$$f(\sigma) = 0 \quad (4.1)$$

f , gerilme durumunun skaler bir fonksiyonu olup, $f(\sigma) < 0$ olduğu sürece malzemenin elastik davrandığı, $f(\sigma) = 0$ durumunda ise kalıcı (tersinir-olmayan) şekil değiştirmelerin başladığı anlaşılır. Ancak, akma kriterinin Euler gerilme tansörü cinsinde ifadesi sadece izotropik malzeme durumunda geçerli olup, aksi durumda tarafsızlık ilkesi ihlal edilmektedir (Salençon, 1977).

Üç boyutlu gerilme uzayında ise akma kriteri, f , akma fonksiyonu olarak adlandırılır ve $f(\sigma) = 0$ ile ifade edilen eşitlik akma ya da yükleme yüzeyi olarak tanımlanır. Dolayısıyla, akma fonksiyonunun tanımlanması sonucunda plastik şekil değiştirmelerin oluşmaya başladığı gerilme durumu belirlenmiş olmaktadır. Akma yüzeyi aynı zamanda eş değer plastik iş eğrilerini de ifade eder. Klasik metal plastisitesinde, örneğin Tresca ve Von Mises'te, akmanın hidrostatik basınçtan

bağımsız olduğu kabul edilerek, izotropik malzemeler için akma kriterleri deviyatör gerilme tansörünün invariantları cinsinden ifade edilmiştir. Öte yandan, deneysel olarak saptandığı üzere, plastik şekil değiştirmeler yüklemenin en başından itibaren söz konusu olmaktadır. İleride ele alınacağı gibi, klasik plastisiteden farklı olarak, endokronik teoride bu deneysel bulgu dikkate alınabilmektedir.

Tamamen plastik malzeme için akma fonksiyonu ve akma yüzeyi sabit iken, pekleşen ya da yumuşayan malzemelerde, kalıcı şekil değiştirmeler oluşmaya devam ettikçe akma fonksiyonu değişmekte ve başlangıçtaki akma yüzeyi ile mevcut akma yüzeyi arasındaki farkın ortaya konulması gerekmektedir. Pekleşme etkisinin dikkate alınabilmesi için, akma kriteri daha genel olarak şöyle ifade edilir;

$$f(\sigma, h) = 0 \quad (4.2)$$

h terimi tüm pekleşme değişkenlerini içermekte olup, birçok durumda, bu değişkenler gerilme-şekil değiştirme geçmişinin fonksiyonu olarak ele alınır. İleride daha ayrıntılı olarak ele alınacağı üzere, pekleşme değişkenleri için çeşitli formlarda matematiksel ifadeler önerilmiştir. Örneğin, kritik durum modelinde pekleşme parametresi birikmiş plastik hacimsel şekil değiştirmeler iken, doruk noktasından sonra mukavemet yitiminin fazla olduğu aşırı konsolide kil ya da sıkı kumlarda pekleşme, birikmiş plastik kayma şekil değiştirmeler cinsinden ele alınabilir. Zemin davranışının önemli bir boyutunu oluşturan pekleşme davranışını daha sonra yeniden ele almak üzere, kısaca akma kuralının tanımı ve formülasyonuna bakmak yerinde olacaktır. Akma kriteri ile plastik şekil değiştirmenin başladığı noktayı belirlemek mümkün olmaktadır ancak plastik bölgede oluşacak gerilmeler ile şekil değiştirmelerin ilişkisini, bir başka deyişle plastik bünye ifadelerini elde edebilmek için mekanizma ve büyüklük boyutunun da belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla akma kuralı ortaya konmaktadır. Herhangi bir bünye ifadesi, gerçek gerilme durumu ile gerçek şekil değiştirme durumu arasında tek bir ilişki veremez. Gerçek şekil değiştirmeler, mevcut gerçek gerilme durumuna kadar süregelen yükleme yoluna bağlıdır. (Aslında, tersinir-olmayan şekil değiştirmelerin her zaman viskoz bir bileşen içerdiği ve bu anlamda gerçek fiziksel zamanın da bünye ifadelerinde ve hatta yükleme hızına bağlı olan akma noktasıyla ilgili ifadelerde yer alması gerektiği de belirtilmelidir (Salençon, 1977).) Dolayısıyla, gerilme durumunu ve yükleme geçmişini temsil eden pekleşme parametrelerinin bilinmesi halinde, herhangi bir gerilme artımının neden olacağı şekil değiştirme artımı belirlenebilir. Bu tür bir gerilme-şekil değiştirme ilişkisi artımsal bünye denklemi olarak adlandırılır.

Genel tansörel ifadeyle ve diferansiyel formda;

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\beta}(\boldsymbol{\sigma}, h) d\boldsymbol{\sigma} \quad (4.3a)$$

$$d\varepsilon_{ij} = \beta_{ij,hk}(\boldsymbol{\sigma}, h) d\sigma_{hk} \quad (4.3b)$$

Toplam şekil değiştirme artımı eklenebilirlik postülasına uygun olarak;

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (4.4)$$

elastik ve plastik şekil değiştirme bileşenlerine ayrılarak ele alınabilir. Bu durumda,

$$d\varepsilon_{ij}^e = \mathbf{C} d\boldsymbol{\sigma} \quad (4.5)$$

$$\boldsymbol{\beta} = \mathbf{P} + \mathbf{C} \quad (4.6)$$

olduğu düşünülürse, plastik şekil değiştirme artımı tansörel olarak;

$$(d\varepsilon^p)_{ij} = P_{ij,hk}(\boldsymbol{\sigma}, h) d\sigma_{hk} \quad (4.7)$$

şeklinde ifade edilir. Akma kriteri sağlandığı anda, toplam şekil değiştirmenin elastik bileşeni (4.5) ifadesi ile tanımlanırken, akma noktasından itibaren gündeme gelen plastik şekil değiştirmeleri veren ifadeler çok daha karmaşık olmaktadır. Sonuçta, (4.2) ifadesinin içerik ve anlamının tam olarak ne olduğu düşünüldüğünde, yükleme indisi olarak adlandırılan ve sabit bir pekleşme durumu için akma fonksiyonunun diferansiyeli olarak,

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{hk}} d\sigma_{hk} \quad (4.8)$$

tanımlanması gerekmektedir. Bu şekilde, akma noktası geçildikten sonra yüklemenin devam etmesi halinde akma kriterinin sağlanması şartı (uygunluk koşulu) matematiksel olarak ifade edilmiş olmaktadır ve bu da şu şekilde gösterilmektedir;

$$f(\boldsymbol{\sigma} + d\boldsymbol{\sigma}, h + dh) = 0 \quad (4.9)$$

Bu durumda, yüklemenin devam etmesi halinde, $df > 0$ olup, $(d\varepsilon^p)_{ij} \neq 0$ ve dolayısıyla $\mathbf{P} \neq 0$; eğer yükleme mevcut yükleme yüzeyinde kalırsa ya da yüklem-

boşaltımı durumunda, $df \leq 0$ olup, $(d\epsilon^p)_{ij} = 0$ ve dolayısıyla $\mathbf{P} = 0$ olacaktır. Ayrıca, bir durumdan diğerine geçiş de sürekli olacağından, (4.7) ve (4.8) ifadelerinde yer alan $d\sigma_{hk}$ değerlerine karşılık gelen $(d\epsilon^p)_{ij}$ ve df terimleri birbirlerine bağımlı olup, plastik şekil değiştirme için gerilme-şekil değiştirme ilişkisi;

$$d\epsilon^p_{ij} = H_{ij}(\boldsymbol{\sigma}, h)df \quad (4.10)$$

olarak tanımlanabilir. Bu tanımın önemli bir sonucu, gerilme artımının plastik şekil değiştirme artımı $d\epsilon^p_{ij}$ ile df skaleri vasıtasıyla ilişkilendirilmesidir. Bu nedenle, plastik şekil değiştirme artımlarının asal yönleri ve ayrıca büyüklüklerinin birbirine oranı, gerilme artımlarına bağlı olmamaktadır. İzotropik pekleşme durumundaki izotrop malzemede ise $\mathbf{H}$, $\boldsymbol{\sigma}$ 'nın izotrop tansörel bir fonksiyonu olup, $\mathbf{H}$ ile $\boldsymbol{\sigma}$ ve dolayısıyla, $d\epsilon^p$ ile $\boldsymbol{\sigma}$, aynı asal yönlere sahip olacaktır.

Plastik şekil değiştirmenin (akma) sıvılardaki akışa benzer olduğu noktasından yola çıkılarak, akma yüzeyi üzerinde herhangi bir noktada bir plastik potansiyel, $g(\boldsymbol{\sigma})$, tanımlanabilir. Bu durumda, plastik şekil değiştirme artımının yönü, plastik potansiyelin en büyük gradyanını sağlayacak şekilde, söz konusu gerilme noktasından geçen plastik potansiyel yüzeyine dik doğrultuda olacaktır. Matematiksel olarak Hill (1950) bunu şöyle ifade etmiştir;

$$d\boldsymbol{\epsilon}_p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (4.11)$$

Burada, $d\lambda$, mevcut gerilme durumu ve gerilme geçmişine bağlı olan pozitif bir skalerdir. Potansiyel yüzeyinin akma yüzeyi ile çakışması halinde ($f=g$), ilişkili akma durumu, aksi takdirde ise ilişkisiz akma durumu geçerlidir. Sadece pekleşmeyi dikkate alarak ve kapalı bir yükleme çevriminde elastik enerjinin korunduğunu ve yapılan işin pozitif olduğunu kabul ederek, Drucker (1949, 1951) şu postülaları önermiştir;

- i) Akma yüzeyi dışbükeydir ya da köşelidir,
- ii) Plastik şekil değiştirme artımı akma yüzeyine diktir,
- iii) Plastik şekil değiştirme artımlarının birbirlerine oranı gerilme artımlarından bağımsızdır.

Plastik yükleme devam ettikçe akma yüzeyinin boyutu, şekli ve konumu değişmektedir. Bu olay pekleşme olarak adlandırılır. Pekleşmenin mekanizması oldukça karmaşık olmakla birlikte, matematiksel olarak pekleşme, plastik yükleme/şekil değiştirme geçmişi ile değişen parametreler ile ifade edilir. Örneğin,

tipik bir gerilme-şekil değiştirme eğrisinin birçok doğrusal parçadan oluştuğu düşünülürse, her parça, artan gerilme seviyesi ile pekleşen yapıya ait yeni bir akma yüzeyini gösterir. Dolayısıyla, pekleşme parametresi, h , olarak kayma şekil değiştirmesi alınır, bu eğri, aynı zamanda, akma yüzeyinin pekleşme davranışını h 'nin fonksiyonu olarak göstermektedir. Aslında, örneğin zemin açısından düşünüldüğünde, pekleşme olayı malzemede yeni bir yapı oluşumudur (fabric build-up). Plastik şekil değiştirmeler ile birlikte zemin yapısında yeniden düzenlenmeler oluşmakta ve bu nedenle akma yüzeyinde genişleme (pekleşme) ya da büzülme (yumuşama) ile kendini gösteren mekanik davranış değişikliği oluşmaktadır. Yumuşama etkisi, plastisitenin zemin davranışına uygulanması noktasında ele alınmaya başlanmıştır.

Malzemedeki pekleşme etkisinin matematikselleştirilmesi ilk olarak Prager (1959) tarafından metallerde gözlemlenen şekil değiştirme yada iş pekleşmesi davranışını ifade edebilmek için ortaya konmuştur. Prager, izotropik ve kinematik olmak üzere iki farklı pekleşme ifadesi önermiştir.

Modelleme çalışmalarında en sık kullanılan pekleşme parametreleri olarak Schofield ve Wroth (1968) ile Di Maggio ve Sandler (1971)'in önerdiği plastik hacimsel şekil değiştirme yığılması olarak;

$$h = \int \varepsilon_v^p \quad (4.12a)$$

kullanılageldiği gibi, Poorooshasb ve Pietruszczak (1985)'in önerdiği şekilde, plastik kayma şekil değiştirmeleri de kullanılabilir.

$$h = \int \varepsilon^p \quad (4.12b)$$

Ancak, Nakai (1989)'nin de vurguladığı gibi, bir durum değişkeni olmadığı için, kumlarda hacimsel plastik şekil değiştirmelerin pekleşme parametresi olarak tanımlanması sakıncalıdır.

Bu iki yaklaşım dışında, izotropik pekleşme ifadesi olarak, Lade (1975) tarafından plastik iş; Nova ve Wood (1979) tarafından ise plastik hacimsel ve kayma şekil değiştirmelerinin doğrusal bir kombinasyonu önerilmiştir.

Ancak, sadece tek bir yönde yüklemeye rağmen malzeme mukavemeti, izotropik pekleşme sonucunda, her yönde arttığı için, bu durum negatif Bauschinger etkisine

neden olmakta ve bu nedenle izotropik pekleşmenin monotonik yükleme durumu ile sınırlandırılması gerekmektedir. Çevrimsel yükler altındaki davranış için izotropik pekleşme doğru sonuçlar vermemektedir.

Prevost (1978) ve Mroz ve diğ. (1978) tarafından yapılan deneysel çalışmalar göstermiştir ki, zeminlerde pekleşme kinematik karaktere sahiptir. İlk olarak yine Prager (1959) tarafından ortaya konan kinematik pekleşmede gerilme durumu akma yüzeyine ulaştığında, akma yüzeyi herhangi bir şekil değişimine uğramadan söz konusu gerilme noktası ile birlikte bir ötelenme hareketi yapmaktadır. 9-boyutlu gerilme uzayında α_{ij} , akma yüzeyinin toplam ötelenmesini göstermek üzere, bu yer değiştirme hareketi;

$$f(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) = h^2 \quad (4.13)$$

şeklinde ifade edilir. α_{ij} 'nin izotropik olması gerekmediği için, anizotropik pekleşme de göz önüne alınabilmektedir.

Akma yüzeylerinin merkezinin hareket yönü konusunda farklı yaklaşımlar ortaya konmuştur. Prager, akma yüzeyinin plastik şekil değiştirme artımı yönünde öteleneceğini varsaymıştır. Ancak Shield ve Ziegler (1958), olası bir boyut değişimi halinde Prager'ın pekleşme kuralının invariant olmadığını göstermiş ve Ziegler (1959) bu kuralı modifiye ederek, akma yüzeyinin, söz konusu gerilme noktasını akma yüzeyinin merkezine bağlayan doğru boyunca ötelenmesi gerektiğini ortaya koymuştur. Ancak modifiye pekleşme kuralının olumsuz bir yönü ise, akma yüzeyi merkezinin izlediği yolun şekil değiştirme yolu ile örtüşmeme olasılığının oldukça büyük olmasıdır. Phillips ve Weng (1975) ise akma yüzeyinin gerilme artımı doğrultusunda hareket edeceğini savlarken, Mroz (1967), hareket yönünün, ardışık ve farklı akma yüzeylerini gösteren karşılıklı gerilme durumlarını bağlayan doğru boyunca olması gerektiğini öne sürmüştür.

Malzemedeki sürekli akma mekanizmasını gerilme uzayında iç içe geçmiş birçok akma yüzeyi ile gösteren Iwan (1967), plastisite teorisine önemli bir katkıda bulunmuştur. Buna göre, her bir akma yüzeyi tamamen kinematik bir şekilde bağımsız olarak ötelenmekte ya da akma yüzeylerinin her biri doğrusal bir iş pekleşmesi modeline göre hareket etmektedir ve tüm bu mekanizmaların toplam etkisi ile malzemenin doğrusal-olmayan iş pekleşmesi davranışı tanımlanabilmektedir. Bu yaklaşım sayesinde, tekil bir akma yüzeyi ile modellenemeyen Bauschinger etkisi de ifade edilebilmektedir. İç içe geçmiş akma yüzeyleri yaklaşımı bağımsız olarak Mroz (1967) tarafından da ortaya konmuş ve bu

tür modeller çoklu-yüzey plastisitesi modelleri olarak adlandırılmıştır. Çoklu-yüzey modelleri daha sonra Prevost (1978) ve Mroz (1980) tarafından geliştirilmiştir. Mroz (1967)'un önerdiği kurala göre kinematik pekleşme mekanizması sonucunda, izotropik pekleşme ve kinematik pekleşme kurallarının birlikte ele alınmasıyla, akma yüzeyinin hem genişlemesi hem de ötelenmesi mümkün olmaktadır. Bu şekilde, kinematik pekleşme ile yükleme geçmişi etkisi göz önüne alınırken, elastik bölgedeki olası bir artışın neden olacağı plastik şekil değiştirme miktarındaki azalma da izotropik pekleşme ile dikkate alınabilmektedir.

4.3. Zemin Davranışının Modellenmesi İle İlgili Çalışmalar

Drucker ve diğ. (1957)'nin, zemin gibi sürtünmeli malzemeler için plastisitenin normalite şartının sağlanmasının gerekmediği saptaması ile birlikte plastisite teorisinin, zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışının modellenmesi sürecindeki katkısı ve önemi artmıştır. Normalite koşuluna uyulması, drenajlı şartlarda kesilen kohezyonsuz zeminler için çok yüksek miktar ve hızlarda genişlemenin oluşmasını gerektiriyordu ki bu da deneysel verilerle uyuşmamaktaydı. Drucker'ın bu katkısından sonra geliştirilen formülasyonlar, teori ile deneysel veri uyumunu artırdı. Bu önemli noktadan sonra, zemin davranışının modellenmesinde plastisite teorisine başvuran iki önemli yaklaşımdan bahsetmek yararlı olacaktır; Gerilme-genişleme teorisi ve Cam Kili teorisi.

Rowe (1962), gerilme-genişleme teorisini, küresel taneciklerin yüklenme durumunda birbirleriyle etkileşimleri üzerinde yaptığı çalışmalar sonucunda geliştirmiştir. Bu tür bir taneli yapıya verilen ve etkileşim esnasında tüketilen enerjiler arasındaki ilişkiler kullanılarak üç eksenli basınç/çekme ve düzlem şekil değiştirme koşulları altında, şekil değiştirme artım oranları ile gerilme oranları arasındaki ilişkiler elde edilmiştir (Rowe ve diğ., 1964; Barden ve Khayatt, 1966; Barden ve diğ., 1969). Deney sonuçları kullanılarak, taneler arası sürtünmeyi ifade eden bir faktör ve ölçülen şekil değiştirme değerleri ile gerilmeler arasında birtakım ilişkiler elde edilmektedir. Ancak bu teori elastik şekil değiştirmeleri dikkate almamaktadır. Rowe ve diğer araştırmacıların bu çalışmaları sonucunda, plastisite teorisinin birçok kavramı ve temel yaklaşımlar zemin davranışının modellenmesi sürecine dahil edilmeye başlanmıştır.

Killer üzerinde yapılan konsolidasyon ve üç eksenli basınç deneyleri sonuçları kullanılarak, Roscoe'nun başını çektiği bir grup araştırmacı tarafından Cam Clay modeli geliştirilmiştir (Roscoe ve diğ., 1958; Roscoe ve diğ., 1963; Roscoe ve Burland, 1968). Plastisite teorisinin akma kuralı ve plastik potansiyel kavramları

kullanılarak ve zemin sürekli ortam olarak ele alınarak, basit bir eğri geçirme sonucunda deneysel verilerden model parametreleri elde edilmekteydi. Üç eksenli basınç ve düzlem şekil değiştirme şartları için görece basit bir plastik potansiyel ve pekleşme kuralı önerilir. Başlangıçta killer için geliştirilen teori, daha sonra kumların basit kesme ve üç eksenli basınç koşullarındaki davranışına da uyarlanır (Wroth ve Bassett, 1965; Poorooshasb ve diğ., 1966; Poorooshasb ve diğ., 1967).

Duncan ve Chang (1970) ise, genelleştirilmiş Hooke kanunu ve Mohr-Coulomb kırılma kriterine dayanan ve gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin hiperbolik bir eğri ile temsil edildiği, doğrusal-olmayan basit bünye ifadeleri geliştirmiştir. Hiperbol için gerekli parametreler, üç eksenli basınç deneylerinin sonuçları ile belirlenmektedir. Bu yaklaşım ile birçok pratik problem çözülmeye çalışılmışsa da, analiz yöntemi olarak ortaya konan artımsal elastik davranış, belirli bir gerilme seviyesinin ötesinde uygun sonuçlar vermemektedir. Ayrıca, orta asal gerilme etkisi, genişleme ve gerilme-izi bağıllığı gibi önemli davranış özellikleri ifade edilememektedir.

Her üç yaklaşım da, belirli durumlar için uygun sonuçlar vermektedir. Gerekli değişkenler ise, modellenmesi amaçlanan duruma benzer koşullar altında yapılan deneylerin sonuçları ile elde edilmektedir.

4.4. Gerilme-Genişleme Teorileri

Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışlarının modellenmesindeki temel noktalardan birisi de plastik hacimsel şekil değiştirme artımının plastik deviyatör şekil değiştirme artımına oranı olan genişlemenin doğru bir şekilde ifade edilmesidir. Genişleme üzerindeki ilk çalışmalarda (Taylor, 1948; Rowe, 1962; Roscoe ve Burland, 1968), genişleme, d , gerilme oranı $\eta = q/p'$ 'nün biricik bir fonksiyonu olarak ifade edilmiştir. Termodinamiğin ikinci kanununa göre de, η ve d temelde birbiriyle ilişkilidir (Vardoulakis ve Sulem, 1995). Gerilme-genişleme teorileri ya örneğin Newland ve Alley (1957), Rowe (1962), Moroto (1976) gibi araştırmacılar tarafından enerji ilkeleri kullanılarak ya da Matsuoka (1974b), Tokue (1979), Nemat-Nasser (1980)'de olduğu gibi içsel taneleşme geometrinin belirlediği bir sınırlama olarak ele alınmıştır. Günümüze kadar en çok başvurulan yöntem Rowe (1962)'nin öncülüğünü yaptığı enerji ilkeleri temelli yaklaşım olmuştur. Rowe, minimum iş prensibine bağlı olarak, genişlemenin, gerilme oranı ve tanelerin yüzeyleri arasındaki sürtünmenin fonksiyonu olduğunu göstermiştir. Rowe, bu çalışmasında granüler malzemeyi küresel ya da silindirik tanelerin düzenli bir yerleşimi şeklinde ele almış ve tamamen sürtünmeli bir mekanizma kabul ederek, tüm tanelerin yerel bir kayma düzlemi

boyunca yer alan temaslar boyunca hareket edeceğini düşünmüştür. Taylor (1948) ve Rowe (1962) tarafından önerilen genişleme ifadesi form olarak birbirinden farklıysa da her iki araştırmacı da genişlemenin gerilme oranının biricik bir fonksiyonu olduğunu önermişlerdir:

$$d = d(\eta, C) \quad (4.14)$$

Burada, C bir seri içsel malzeme sabitini göstermektedir. Önerilen bu temel ifade kullanılarak, Cam kili modellerinde içsel malzeme sabiti olarak kritik gerilme oranı M'nin kullanıldığı genişleme ifadeleri kullanılmıştır. Örneğin, Roscoe ve Schofield (1963) ve Roscoe ve Burland (1968) sırasıyla şu ifadeleri önermiştir;

$$d = M - \eta \quad (4.15a)$$

$$d = (M^2 - \eta^2)/2\eta \quad (4.15b)$$

Kritik durum konseptine uygun olarak, zemin kritik duruma ulaştığında genişleme sıfır olmaktadır. Ancak daha sonra, kumlar üzerinde yapılan çalışmalar sonucunda bu ifadenin granüler malzemeler için yeterli olmadığı anlaşılmıştır. Rowe (1962), önerilen teorik yaklaşım ile deneysel gözlemler arasındaki farkı inceleyerek, bu farkın daha önce önerdiği genişleme-gerilme yaklaşımında tanesal yerleşimin yeniden düzenlenişinin ihmal edilmesinden kaynaklandığını belirleyerek, söz konusu genişleme-gerilme ifadelerine zeminin yoğunluğunu ve gerilme geçmişini yansıtan bir değişken daha eklenmesi gerektiğini belirtmiştir. Rowe'un bu çalışmasından sonra da, modelleme çalışmalarında genişlemenin malzemenin içsel durumuna bağlı oluşu yeterince dikkate alınmamış ve bu nedenle uygulamada herhangi bir verili kum farklı başlangıç sıklıklarında farklı bir malzeme gibi ele alınmış ve tek bir kum için çok sayıda parametre kullanılması gerekmiştir. Bunun bir sonucu olarak da, yükleme süreciyle birlikte malzeme durumunun değişimi yeterince ifade edilememektedir.

Son yıllarda, bu sorunu çözmek için çeşitli araştırmacılar genişleme üzerinde durarak klasik genişleme-gerilme ifadelerine zeminin durumunu dahil etmeye yönelmişlerdir. Örneğin, kritik durum kavramı bağlamında, Been ve Jefferies (1985), durum parametresi olarak adlandırdıkları ve belirli bir noktadaki boşluk oranı ile bu noktadaki p değerine karşılık gelen kritik boşluk oranı arasındaki farkın bir ölçüsü olan skaler bir büyüklük (ψ) önermiştir. Kabilamany ve Ishihara (1997), Taylor (1948) tarafından sabit bir efektif sürtünme katsayısı kabulüyle önerilen ($\eta + d$) toplamının sabit oluşunu, kayma deformasyonu arttıkça bu toplamın arttığı

şeklindeki deneysel gözlemleriyle yanlışlamıştır. Manzari ve Dafalias (1997), faz dönüşümü gerilmesi ile durum değişkeni arasında doğrusal bir ilişki kurmuş ve buna göre bir model geliştirmiştir. Li (1997), kumun nihai gerilme oranındaki davranışını inceleyerek, genişlemenin sadece gerilme oranının değil, plastik hacimsel şekil değiştirmenin de bir fonksiyonu olduğu ifadeler geliştirmiştir. Daha sonra, Wan ve Guo (1998), Rowe'un genişleme-gerilme ifadesine yoğunluk terimini kritik boşluk oranını referans alacak şekilde dahil etmiştir. Cubrinovski ve Ishihara (1998) de, yığılmsal plastik kayma şekil değiştirmesini gösteren bir malzeme durumu konseptine bağlı bir genişleme ifadesi önermiştir. Li ve diğ. (1999), Wang ve diğ. (1990) tarafından daha önce geliştirilen mevcut hipoplastik kum modeline durum-bağımlı bir genişleme ifadesi ekleyerek, oldukça geniş bir yoğunluk ve gerilme aralığı için kumların drenajlı ve drenajsız üç eksenli yükleme sürecini başarılı bir şekilde modellemiştir.

Rowe'un gerilme-genişleme ifadesinde eksik olan şeyin tam olarak ne olduğunun belirlenmesi gerekmektedir. Bilindiği gibi, Rowe, gerilme-genişleme ifadeleri olarak, minimum enerji ilkesini kullanarak,

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K_f \left(1 - \frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_1^p}\right) \quad (4.16a)$$

$$K_f = \tan^2 \left(45 + \frac{\bar{\phi}_{cv}}{2}\right) \quad (4.16b)$$

şeklinde vermiştir. Dolayısıyla, asal gerilmeler oranı ile genişleme arasında, sabit hacim şekil değiştirmesi durumundaki içsel sürtünme açısının tek belirleyici olduğu bir malzeme sabiti yoluyla biricik bir ilişki kurulmuş olmaktadır. Şekil 4.1'de Rowe tarafından önerilen ifadelerin geometrik anlamı görülmektedir. Buna göre, genişleme sadece gerilme oranı ve bir malzeme sabitine bağlanmış olmaktadır. Wan ve Guo (1998), Rowe'un önerdiği eşitlikte, genişlemenin zeminin yoğunluğuna ve gerilme durumuna bağımlı davranışının içerilmediğinden yola çıkarak, Rowe ifadelerinin başka bir formu olan;

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cv}} \quad (4.17)$$

ifadesini, zemin yoğunluğunu boşluk oranı ile temsil ederek;

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \left(\frac{e}{e_{cr}}\right)^\alpha \sin \phi_{cv}}{1 - \left(\frac{e}{e_{cr}}\right)^\alpha \sin \phi_m \sin \phi_{cv}} \quad (4.18)$$

şeklinde modifiye etmiştir. Bu eşitliklerde; e : deformasyon sürecinde söz konusu andaki boşluk oranı ve e_{cr} : kritik durumdaki (sabit hacim durumu) boşluk oranı iken, ψ_m : mobilize olan genişleme açısı; ϕ_m : mobilize olan içsel sürtünme açısı; ϕ_{cv} : sabit hacim içsel sürtünme açısını göstermekte; α ise zemin yapısı, plastik deviyatör şekil değiştirme ve b -değerine bağlı bir malzeme durum değişkeni olarak tanımlanmaktadır. Genişleme davranışının gerilme durumuna bağımlılığı kritik boşluk oranı ile ortalama gerilme, p , arasındaki klasik ilişki vasıtasıyla kurulur;

$$e_{cr} = e_{cro} \exp \left[- \left(\frac{p}{h_{cr}} \right)^{n_{cr}} \right] \quad (4.19)$$

Burada, e_{cro} , çevre basıncının sıfır olduğu noktadaki kritik boşluk oranı iken, h_{cr} ve n_{cr} malzeme katsayılarıdır. Sonuç olarak, gerilme-genişleme ifadesi,

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \left[\frac{1 + \left(\frac{e}{e_{cro} \exp(-p/h_{cr})^{n_{cr}}} \right)^\alpha \sin \phi_{cv}}{1 - \left(\frac{e}{e_{cro} \exp(-p/h_{cr})^{n_{cr}}} \right)^\alpha \sin \phi_{cv}} \right] \left(1 - \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} \right) \quad (4.20)$$

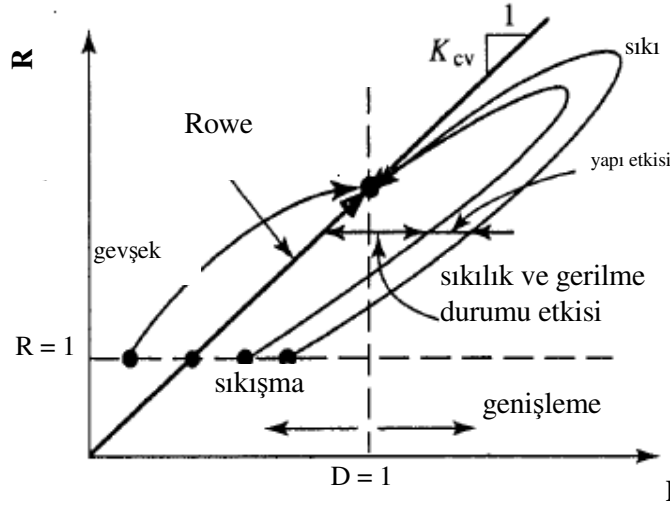
halini alır. Önerilen bu modifiye ifadenin geometrik anlamı Şekil 4.1'de yer almaktadır. Burada, $R = \sigma_1/\sigma_3$ gerilme oranı, $D = (1 - d\varepsilon_v^p/d\varepsilon_1^p)$ genişleme faktörüdür.

4.5. Mikromekanizmaya Dayalı Zemin Modelleri

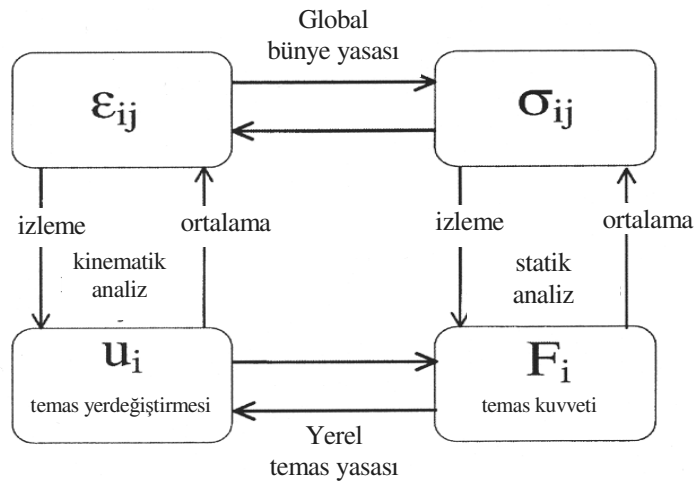
Bir numune içindeki tanelerin düzenlenişi, temas dağılımı ve temas kuvvetlerinin büyüklüğü ve yönü numunenin başlangıç durumuna ve ilerleyen süreçteki yükleme moduna karşı oldukça duyarlıdır. Dolayısıyla, makroskopik davranışı belirleyen mikromekanik özellikler ile makroskopik davranış arasında bir ilişki bulunmalıdır. Mikromekanik, belirli bir tane grubu için istatistiksel mekanik prensipleri yardımıyla ortalama tekniklerinin kullanılarak bu tür mikro-makro ilişkilerin geliştirildiği bilim dalı olarak tanımlanmaktadır. Mikromekanik, dışsal gerilme ve şekil değiştirmeler ile

ortalama içsel kuvvet ve yer değiştirmeler arasındaki ilişkilerin belirlenmesiyle ilgilenir (Şekil 4.2).

Sürekli bir ortamda, gerilme, birim alana etkiyen kuvvet olarak tanımlanırken, iki boyutlu durumda birim çizgi uzunluğuna etkiyen kuvvet halini alır. Tanesel bir sistemde ise, bu tanımın yapılabilmesi uygun ortalama teknikleri gerektirmektedir. Bu bölümde, mikromekanizmaya dayalı modelleme çalışmalarının konuya yaklaşımları kısaca tanıtılacak ve bu bağlamda örnek bir modelleme çalışmasından bahsedilecektir.



Şekil 4.1. Gerilme-Genişleme davranışı (Wan ve Guo, 1998).



Şekil 4.2. Mikro-Makro ilişkisinin kurulması.

N_g sayıda tane ve N_c sayıda temas içeren V hacminde bir temsili eleman hacmi (REV), sayısal olarak, temas kuvvetleri $\mathbf{f}^c$, relatif yer değiştirme vektörleri $\Delta \mathbf{u}^c$ ve tanelerin merkezlerini birleştiren dal vektörlerinin $\mathbf{l}^c$ oluşturduğu bir sistem ile ifade edilir. Amaç, hacimsel ortalama teknikleri kullanarak, sözü edilen mikro değişkenler ile ifade edilen makro ilişkilerin geliştirilmesidir. Wan ve Guo (2001), bu noktadan yola çıkarak, kumlarda mikro ölçek ile makro ölçeği sade bir şekilde birleştirmiş ve görece basit makroskopik bünye ifadeleri elde etmiştir. Zemin davranışının modellenmesinde günümüzde geline nokta gösterdiğinden, bu çalışmadan bahsetmek yararlı olacaktır.

Temas noktalarındaki yerel relatif yer değiştirmeler, global şekil değiştirme alanının taneleri birleştiren dal vektörü üzerine projeksiyonu ile elde edilir (Jenkins ve Strack, 1993). Buna göre,

$$\Delta \mathbf{u}^c = \boldsymbol{\varepsilon} \cdot \mathbf{l}^c \quad (4.19)$$

REV'de ortalama ile belirlenen global gerilme tansörü ise,

$$\boldsymbol{\sigma} = \frac{1}{V} \sum_{g=1}^{N_g} \sum_{c=1}^{N_c} \mathbf{f} \otimes \mathbf{l} \quad (4.20)$$

şeklinde tanımlanır. Burada $\otimes$ işlemi tansörel çarpımı göstermektedir. Çeşitli araştırmacılar tarafından, mikro ölçekteki temas kuvvetleriyle makroskopik gerilmeleri ilişkilendiren (4.20) ifadesine benzer ilişkiler önerilmiştir (örneğin, Chang, 1987; Bagi, 1996; Liao ve Chan, 1997). Benzer şekilde, izleme yöntemi ile de makroskopik ortamdan mikro ölçeğe geçilir. Bu durumda, verili bir gerilme durumunun neden olacağı taneler arası kuvvetler, gerilmenin dal vektörleri üzerindeki projeksiyonu ile belirlenir (Emeriault ve Cambou, 1996);

$$\mathbf{f}^c = \boldsymbol{\sigma}^* \cdot \mathbf{l}^c ; \boldsymbol{\sigma}^* = (\boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{F}^{-1}) \quad (4.21a,b)$$

$$\mathbf{F} = \frac{1}{V} \sum_{\text{temaslar}} \mathbf{l} \otimes \mathbf{l} \quad (4.21c)$$

Burada, $\mathbf{F}$, tanelerin geometrik düzenlenişini ifade eden yapı tansörü; $\boldsymbol{\sigma}^*$ ise, Cauchy gerilme tansörünün yapı tansörü ile çarpılarak elde edilen dönüştürülmüş gerilme tansörüdür. Böylece, (4.21) denklemleri ile, $\mathbf{F}$ yapısına sahip bir yığının içinde taneler arasında oluşacak ortalama normal ve teğetsel kuvvetler ile ortalama relatif

normal ve teğetsel yer değiştirmeler hesaplanabilmektedir. Bu noktadan sonra, enerjinin korunumu ilkesi kullanılarak, kayan tanelerin temas noktasında sönmölenen enerjinin değışim hızı, dışsal enerji artımına eşitlenerek mikro-makro ilişkisi kurulur. Bu şekilde oluşturulan eşitlikler, çeşitli kabullerin yapılmasını gerektirmektedir. Örneğin, temas noktalarındaki hareketin doğrusal elastik olduğu ve şekil değıştirme artımlarıyla gerilme artımlarının eş- eksenli olduğu kabulü ile, Wan ve Guo (2001), kumlar için, deneysel verilerle örtüşen bir gerilme-genişleme ifadesi elde etmiştir;

$$\frac{\dot{\epsilon}_v}{\sqrt{J_{2e}}} = \frac{\frac{6K_s \sqrt{J_2^*} h_f^T h_{s2}^T h_{R2}}{5p^* g_p} \left(1 + \frac{\xi h_s^T h_R \sqrt{J_{2e}}}{N_c h_{s2}^T h_{R2}} \frac{\partial N_c}{\partial \sqrt{J_{2e}}} \right) - \frac{2\sqrt{J_2}}{p}}{1 - \sqrt{J_{2e}} K_s \frac{6\sqrt{J_2^*} h_f^T h_s^T h_R}{5p^* g_p} \frac{\xi}{N_c} \frac{\partial N_c}{\partial \epsilon_v}} \quad (4.22)$$

Bu şekilde, hacimsel şekil değıştirme hızının deviyatör şekil değıştirme hızına oranı, mikro ölçek ve belirli kabullere dayansa da, gerçek fiziksel süreç dikkate alınarak elde edilmiştir.

Burada, kısaca, h_f^T , h_{s2}^T ve g_p , yapı etkisini; ξ , h_R ve h_{R2} tane dönmelerinin etkisini yansıtmaktadır. K_s ise, kayan temasların toplam temas sayısına oranı olup, makroskopik olarak boşluk oranı ile ilişkilendirmektedir. J_2 ve J_2^* ise, sırasıyla, Cauchy ve dönüştürölmüş gerilme tansörlerinin ikinci deviyatöröik gerilme invariantlarını göstermektedir. Bu temel ifadede yer alan değışkenlerin fonksiyonel formları için belirli kabuller yapılarak, bunlar kritik boşluk oranı, kritik durum içsel sürtünme açısı gibi değışkenlerle ilişkilendirilir. Örneğin, üç eksenli basınç koşulları için; yapı etkisi dahil edilmiş en basit gerilme-genişleme ifadesi, Guo (2000) tarafından şu şekilde verilmiştir;

$$\frac{\mathcal{E}}{\mathcal{P}} = \frac{4}{3} \left(\frac{\sin \varphi_f - \sin \varphi_m}{1 - \sin \varphi_f \cdot \sin \varphi_m} \right) \quad (4.23)$$

Burada, $\sin \varphi_m$, $\sin \varphi_f$, sırasıyla, mobilize ve karakteristik içsel sürtünme açısıdır ve karakteristik açı,

$$\sin \varphi_f = \frac{X(F_{33} / F_{11}) + \gamma^{p*}}{a + \gamma^{p*}} \left(\frac{e}{e_{cc}} \right)^\alpha \sin \varphi_{cv} \quad (4.24)$$

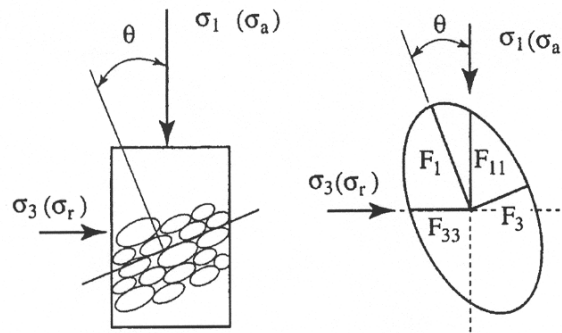
şeklinde ifade edilmektedir. F_{11} ve F_{33} , yapı tansörünün eksenel ve yanal bileşenlerini göstermektedir. Yapı etkisi ayrıca, dönüştürölmüş plastik şekil değıştirme, γ^{p*} , ile de

bünye ifadelerine dahil edilmektedir. Bu değer de tıpkı dönüştürülmüş gerilme gibi, klasik şekil değiştirme tansörünün yapı tansörü ile çarpılması sonucunda elde edilmektedir. Eşitlikte yer alan X , a ve α değerleri, malzeme katsayılarıdır. Burada, bir diğer önemli nokta ise, küçük şekil değiştirme seviyelerinde genişleme hızı yapı tansörü $\mathbf{F}$ tarafından belirlenmekte iken, büyük şekil değiştirme mertebelerine doğru, $\text{Sin}\phi_f \rightarrow \text{Sin}\phi_{cv}$ yaklaşırken, deneysel verilerle uyum içinde olacak şekilde yapı etkisi silinmekte ve eşitlik, klasik Rowe gerilme-genişleme ifadesine dönüşmektedir. Çevrimsel yüklemenin modellenmesi açısından bir diğer özellik ise, Balendran ve Nemat-Nasser (1993) tarafından ortaya konan çift-kayma mekanizmasının dikkate alınmasıdır; granüler malzemelerde, taneler, Coulomb sürtünme kuralına uygun olarak yerel düzlemler boyunca kaymakta ve bu nedenle, yükleme ve boşaltmada farklı kayma düzlemleri mobilize olmaktadır. Gerilme-genişleme ifadelerinde bu noktayı da dikkate alarak, Wan ve Guo (2001), hipoplastisite bağlamında elde ettikleri bünye ifadeleri ile çevrimsel yükleme koşulları altında zeminlerde yapı etkisini çok iyi bir şekilde modellemiştir.

Şekil 4.3'te, bünye ifadelerinde yer alan yapı tansörünün üç eksenli basınç durumuna uygulanması ile ilgili şematik bilgi verilmiştir. Yapının asal yönleri ile asal gerilme yönü arasındaki açı θ iken, daha önce Oda (1977) tarafından önerilen gerilme elipsoidine (S_1/S_3) benzer olarak, $\Omega = F_1/F_3$ şeklinde başlangıç anizotropisini yansıtan bir parametre tanımlanmıştır. İzotropi durumunda $\Omega=1$ olacağı açıktır. Yapı tansörünün şekil değiştirme süreciyle birlikte gelişimi ise deviyatör gerilme oranı ile ifade edilmiştir;

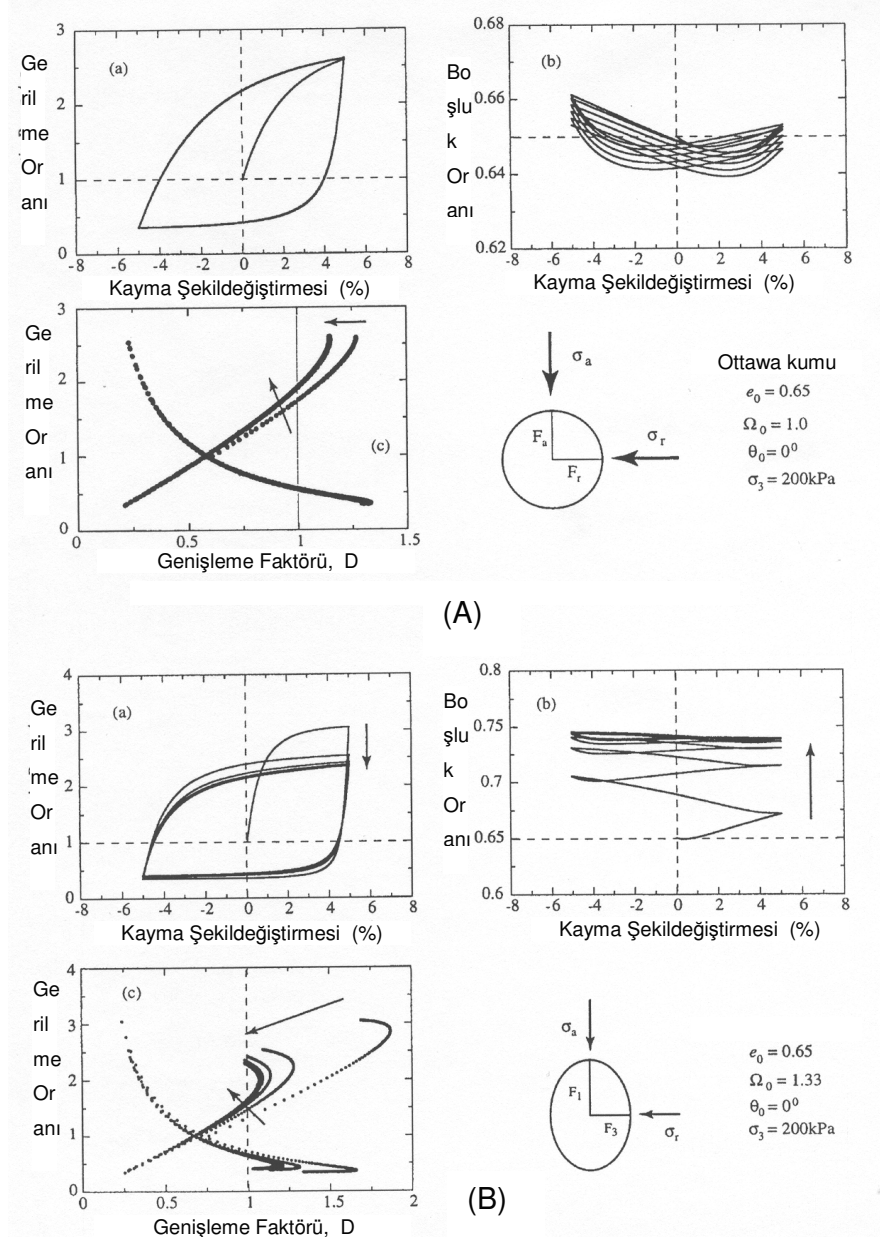
$$F_{ij} = \chi \eta_{ij} \quad (4.25)$$

Burada, χ bir katsayı, η_{ij} ise; deviyatör gerilmenin ortalama gerilmeye oranı olup sürtünmenin mobilize oluşunun bir ölçüsü olmaktadır.



Şekil 4.3. Yapı tansörü ve asal yönleri (üç eksenli basınç durumu).

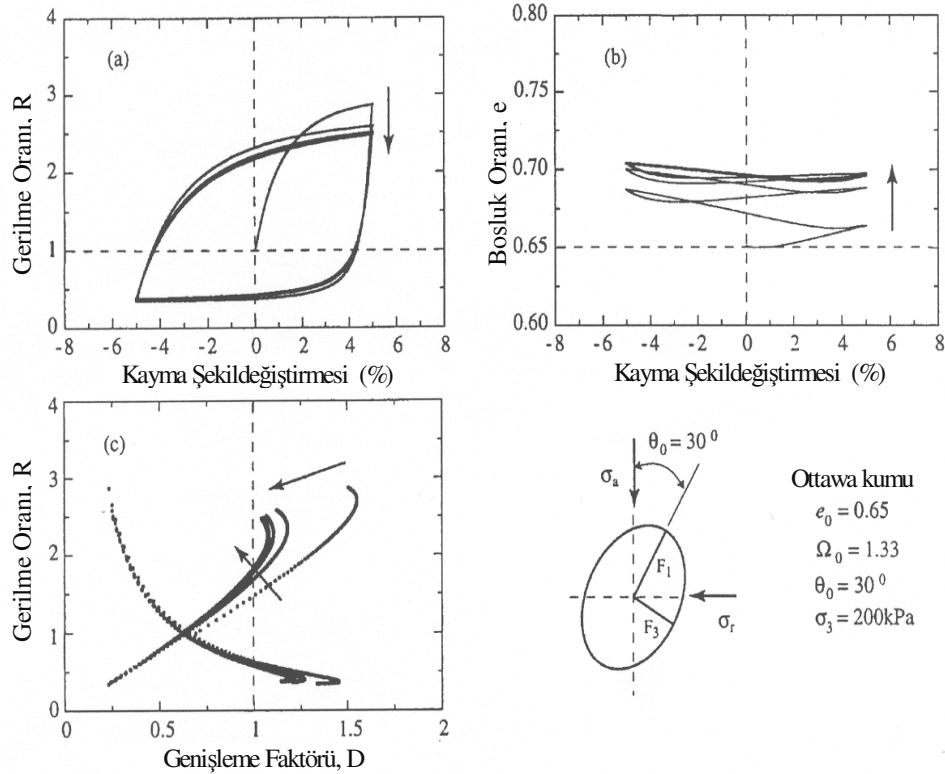
(4.25) ifadesi, F_{ij} ile η_{ij} 'nin eş-eksenel olduğunu göstermektedir. Bu da, yapı tansörünün gerilme tansörüne uyumlanacak biçimde değiştiği şeklindeki deneysel gözlemlerle uyumlanmaktadır (Oda ve diğ., 1985). Bu ifade ile tanımlanan yapı gelişimi, gerilme oranının sıfır olduğu kritik durumda, yapı tansörünün de sıfır olacağını belirtmektedir ki, yapı tansörünün deviyatör şekil değiştirmeler cinsinden ifade edilmesi durumunda, şekil değiştirmelerin oldukça fazla olduğu kritik noktada dengeli ve doğru bir yapı tansörü elde edilemeyeceğinden, yapı tansörünün gerilme durumuna göre tanımlanmasının da uygunluğunu göstermektedir.



Şekil 4.4. Drenajlı davranış üzerinde başlangıç yapısının etkisi (Wan ve Guo, 2001).

Wan ve Guo (2001), bu şekilde formüle ettikleri bünye denklemleri ile, zeminlerin çevrimsel yükleme koşulları altındaki davranışlarını modellemişler ve davranış üzerindeki zemin yapısı ve bunun gelişiminin etkisini ortaya koymuşlardır. Şekil 4.4, yapı oranının, bir başka deyişle başlangıç anizotropisinin davranışa etkisini göstermektedir. Şekil 4.4a'da, başlangıçta izotrop olan ($\Omega_0=1$), Şekil 4.4b'de ise, başlangıçta anizotrop olup ($\Omega_0=1.33$), temas normallerinin düşey ekseninde daha fazla yığılmış olduğu klasik bir oluşumsal zemin yapısına ait dinamik üç eksenli basınç deneyi modellemeleri yer almaktadır. Her iki şekilde de, yapı oryantasyon açısı, $\theta=0^\circ$ 'dır.

Burada dikkate değer bir diğer sonuç ise, klasik anlamda boşluk oranı ve çevre basıncı ile ifade edildiği biçimiyle, aynı başlangıç koşullarına sahip iki numunenin yapı farklılığı sonucunda davranışlarında oluşan farklılıktır. Şekil 4.5'te ise, sabit bir yapı oranında, başlangıç yapı oryantasyonu, $\theta \neq 0$ durumuna ait davranış eğrileri yer almaktadır.



Şekil 4.5. Yapı oryantasyonunun drenajlı davranışa etkisi (Wan ve Guo, 2001).

Bu bölümü, Anandarajah ve diğ.(1996) tarafından deneysel olarak belirlenen bir davranış özelliği ile noktalamak uygun olacaktır. Başlangıçta, Ko koşullarında konsolide edilen ve daha sonra izotropik gerilme uygulanan kaolin numuneleri üzerinde yapılan deneysel gözlemlere göre, numuneler şekil değiştirmeye göre izotrop davranış göstermiştir. Bir başka deyişle, toplam yapı anizotropik özellik gösterse de, gerilme-şekil değiştirme davranışını kontrol eden yük-sütunlarını oluşturan temaslar olup, bunlar kısa sürede gerilme durumuna (bu durumda izotrop) uygun olarak dönmektedir.

5. ENDOKRONİK TEORİ

5.1 Yeni Bir Yaklaşımın Öncülleri

Daha önce belirtildiği gibi plastisite teorisi özellikle 1950’li yıllardan sonra birçok araştırmacı tarafından hızla geliştirilmekte iken, bir diğer taraftan metallere, beton ve zemine kadar çeşitli malzemelerin karmaşık davranışlarının matematiksel olarak ifade edilebilmesi için termodinamik, sürekli ortam mekaniği, akışkanlar mekaniği ve vizkoelastisite-plastisite gibi farklı teorik-deneysel birikimlerden yararlanılmaya başlandığını görmekteyiz. Bu bağlamda, özellikle, Ross ve diğ. (1965)’nin vizkoplastisite teorisinde Newton zamanı yerine şekil değiştirmeyi geçirerek betonun homojen olmayan akma davranışını modellemesi, Ilyushin (1954) ve Rivlin (1965)’in termodinamik ve içsel durum değişkenleri yardımıyla malzeme davranışını modellemeye çalışmaları ve bilinen saat zamanı yerine “içsel zaman” kavramını kullanmaları, K.C.Valanis (1971)’in endokronik bünye denklemlerini ortaya koymasının öncüllerini oluşturmaktadır. Malzemelerin (özellikle metallerin) plastik davranışını ifade eden bünye denklemleri için farklı bir yaklaşım arayışına iten nedenleri Valanis (1988), şöyle ifade etmektedir: “ ...ilkın, yapılan deneysel çalışmalar gerilme uzayında yer alan akma yüzeyinin şeklinin, büyük ölçüde akma noktasının matematiksel tanımına ve bu noktanın belirlenmesi için seçilen deneyin biçimine bağlı olduğunu göstermişti. İkinci neden ise benim içsel değişkenler termodinamiğine duyduğum ilgiydi. O sıralar, özellikle Biot’un çalışmaları sonucunda, doğrusal vizkoelastisite ve difüzyon gibi diğer tersinir-olmayan süreçler sağlam bir termodinamik temele oturtulmuştu. Plastisite teorisinin bunun dışında kalması bana garip gelmişti...” Plastisite teorisi izotropik pekleşmeyi matematiksel olarak ifade edebiliyordu. Diğer yandan, izotropik pekleşme ifadelerinin yükleme-boşaltması durumunda deneysel verilerle uyuşmaması karşısında Prager’in, bu sorunu çözmek için ortaya koyduğu kinematik pekleşme ise ancak kinematiğin (hareketin) doğrusal olması durumunda açıklanabilmekteydi. Valanis bu durumu, plastisite teorisinin klasik formalizmi nedeniyle akma yüzeyinin merkezinin hareket

etmesini izah edemeyeceği şeklinde açıklayarak, tüm bu sorunların farklı bir terminoloji, farklı bir dil ile oluşturulacak başka bir yaklaşımla çözülebileceğini düşünür. Hız-bağımsız malzemelerde, gerilmelerin plastik şekil değiştirme geçmişinin fonksiyonu olduğu ve akma yüzeyinin a priori (önsel) olarak kabul edilmesi gerekmeyeceği noktasından yola çıkarak, sorunun çözümü için iki nosyon kullanır Valanis; "geçmiş (tarih)" ve "içsel zaman". Ve temel ilkeyi ortaya şöyle koyar: "Plastik şekil değiştirme geçmişi, kendisi de bir malzeme özelliği olan, bir zaman skalasına göre tanımlanır." Bir diğer deyişle, malzemenin içsel fiziksel yapısının belirlediği içsel bir zaman skalasına göre tanımlanan bir hafızası vardır. Bu nedenle, Valanis, geliştirdiği yeni bünye teorisine, içsel zaman (endo-kronos) anlamına gelen "endokronik" ismini uygun görür. Aslında, içsel zaman kavramı ilk olarak Ilyushin (1954) tarafından kullanılmış ve bu yaklaşım Rivlin (1965) tarafından geliştirilmiştir. Ancak daha ilerde açıklanacağı gibi, bu araştırmacılar içsel zamanın ilerleyişini malzeme özelliklerinden bağımsız olarak tanımlamışlardır.

5.2. Teorik Temel

K. C. Valanis, tersinir-olmayan termodinamik teorisi temelinde ve içsel durum değişkenlerini ele alarak sönümlü ve hız-bağımlı malzemelerin davranışını modellemiştir. Aslında içsel zaman da içsel durum değişkenlerinden birisi olup, teoremin dayandığı temel postülalardan birisi, içsel enerjiyi etkileyen bir grup içsel durum değişkeninin varlığı ve bunların hızının diferansiyel ifadelerle belirlenebileceğidir. Sönüm özellikleri söz konusu içsel değişkenlerin fonksiyonu olarak tanımlanır. Bu yaklaşımın da temel postülası, dengesiz durumda sıcaklık ve entropi fonksiyonlarının varlığı ve bünye ifadelerinin elde edilmesinde Clausius-Duhem eşitsizliğinin geçerli olmasıdır.

5.2.1. Termodinamik Köken

Bünye ifadelerinin elde edilmesinde en önemli adımlardan birisi, entropi fonksiyonunun içsel değişkenlerle ilişkisinin belirlenmesidir (Ansal, 1977). Malzemenin içsel durumu, malzemenin mikroskopik boyutta gelişen içsel süreçlerini ifade eden içsel durum değişkenleri ile tanımlanır. Bu değişkenlerin malzemenin serbest enerjisini tamamen yansıttığı kabulü ile malzemenin gerilme ve/veya şekil

değiştirme geçmişi ve enerji sönümleme özellikleri söz konusu içsel durum değişkenleri kullanılarak matematikselleştirilebilir. Tersinir-olmayan termodinamikte, malzeme geçmişi etkisi, gerilme ve serbest enerjinin mevcut şekil değiştirmelerin, C_{ij} , sıcaklığın, θ , ve deneysel olarak gözlemlenebilir olması gerekmeyen n adet bağımsız içsel değişkenin, $y^{(n)}$, fonksiyonu olarak tanımlanmasıyla ele alınır. Dolayısıyla, ψ , Helmholtz serbest enerjisini ve ϕ , entropi fonksiyonunu göstermek üzere;

$$\psi = (C_{ij}, \theta, y^{(n)}) \quad (5.1a)$$

$$\sigma_{ij} = (C_{ij}, \theta, y^{(n)}) \quad (5.1b)$$

$$\phi = (C_{ij}, \theta, y^{(n)}) \quad (5.1c)$$

şeklinde fonksiyonlar tanımlanır. Tüm bu ifadeler malzeme değişmezliği ilkesini sağlamalı ve koordinat sisteminde herhangi bir ötelenme ve dönme durumunda değişmez kalmalıdır. Bu aşamada, entropi fonksiyonu tek değerli, sürekli ve sürekli diferansiyeli olan bir fonksiyon olarak varsayılırsa, termodinamiğin birinci kanunundan da yararlanılarak, herhangi bir P durumunda entropinin değişme hızı;

$$\dot{\phi} = \frac{Q}{\theta(P)} + \frac{\partial \phi}{\partial y}(P) \dot{y} \quad (5.2)$$

olacaktır. Burada Q , ısı enerjisidir. Entropinin değişme hızı negatif olamayacağı için;

$$\frac{\partial \phi}{\partial y}(P) \dot{y} \geq 0 \quad (5.3)$$

şartı sağlanmalıdır. Bu durumda, birim kütledeki sönümlenme hızı,

$$d(P) = \theta(P) \frac{\partial \phi}{\partial y}(P) \dot{y} \geq 0 \quad (5.4)$$

olacaktır. Sönümlenme hızı, d ; şekil değiştirme, içsel enerji (E), içsel değişkenlerin mevcut değerlerinin ve değişim hızlarının fonksiyonu olarak ifade edilir.

$$d = d (C, E ; y, y) \quad (5.5a)$$

$$d = D (C, E ; y, y).y \geq 0 \quad (5.5b)$$

(3.5b) ifadesi (3.4) ifadesine yerleştirilirse,

$$\left[\theta \frac{\partial \phi}{\partial y} - D \right] y \geq 0 \quad (5.6)$$

Bu şekilde, entropinin içsel değişkenlerle değişme hızı, sönümlenme hızı ile ilişkilendirilmekte ve başka bir açıdan da, içsel değişkenler entropi ve sönüm cinsinden ifade edilebilmektedir. Bu noktada,

$$\psi = E - T\phi \quad (5.7)$$

olduğu hatırlanırsa, içsel değişkenlerle Helmholtz serbest enerjisi de benzer şekilde ilişkilendirilebilir;

$$d(P) = - \frac{\partial \psi}{\partial y} y \geq 0 \quad (5.8)$$

Valanis (1971)'in en önemli çıkış noktası, termodinamik süreci bu ifadelerde yer alan zaman türevleri yerine, gerçek zaman dışında ama gerçek zaman benzeri ve malzemeye içsel bir zaman parametresi kullanarak ifade etmektir. Bu içsel zaman parametresi, biriken şekil değiştirmelerin ya da mikro ölçekteki yapısal değişimlerin bir göstergesi olarak, dışsal zamanın ve şekil değiştirmenin monoton artan bir fonksiyonu, $z = z (C_{ij}, t)$, olarak düşünülür. Bu durumda, (3.8) ifadesi şu şekilde yeniden yazılabilir;

$$- \frac{\partial \psi}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial z} \geq 0 \quad (5.9)$$

Bu eşitsizliğin sağlanması için, dy/dz , y , C_{ij} ve θ arasında,

$$dy/dz = f (C_{ij}, \theta, y) \quad (5.10)$$

şeklinde bir ilişki bulunmalıdır. Burada f , malzeme fonksiyonlarını göstermektedir. Bünye ifadelerinin son halinin ortaya konması için son bir işlem de sıcaklık değişiminin ihmal edilebileceği (izotermal durum) varsayımıdır. Bunun yanı sıra, termodinamiğin birinci kanunu sonucunda, ikinci Piola-Kirchoff gerilme tansörünün

$$S = 2 \frac{\partial \psi}{\partial L} \quad (5.11)$$

şeklinde tanımlandığı da hatırlanırsa,

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (5.12)$$

olacaktır. Ayrıca, (3.7) ve (3.8) ifadeleri göz önüne alındığında ve ayrıca, $dz/dt > 0$ olduğu için, entropinin içsel zamana göre değişim hızı,

$$\frac{d\phi}{dz} = \frac{\partial \psi}{\partial y} \frac{dy}{dz} \geq 0 \quad (5.13)$$

şeklinde ifade edilebilir. Dolayısıyla, $d\phi/dz$, ε_{ij} ve içsel değişkenlerin fonksiyonu olarak Taylor serisine açılabilir ve bu durumda yüksek dereceli terimler ihmal edilip, eşitsizliği sağlamak üzere doğrusal ifadeler elenirse,

$$\frac{\partial \psi}{\partial y_{ij}} + b_{ijkl} \frac{dy_{kl}}{dz} = 0 \quad (5.14)$$

ifadesine ulaşılır. Bu şekilde, bünye denklemlerinin formülasyonu tamamlanmış olmaktadır. İzotropik malzeme durumunda, bünye ifadeleri deviyatör ve hidrostatik bileşenlerine ayrılarak ele alınabilmektedir. Bu şekilde, deviyatör şekil değiştirme geçmişi, $\mathbf{e}$, ile deviyatör gerilme, $\mathbf{s}$, arasındaki doğrusal ilişki,

$$s_{ij} = 2 \int_{z_0}^z G(z - z_0) \frac{\partial e_{ij}}{\partial z'} dz' \quad (5.15a)$$

şeklinde formüleleştirilebilir. Bu ifadenin kerneli, kayma modülü, G 'dir. Benzer şekilde, hidrostatik gerilme, σ , da hacisel şekil değiştirmeler, ε , ile ilişkilendirilerek;

$$\sigma_{kk} = 3 \int_{z_0}^z K(z - z_0) \frac{\partial \varepsilon}{\partial z'} dz' \quad (5.15b)$$

ifadesi elde edilir. Buradaki kernel fonksiyonu da hacimsel sıkışma modülü, K 'dır. Deviyatorik şekil değiştirme tansörü, $e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \delta_{ij}\varepsilon$ olup, δ_{ij} Kronecker delta, $\varepsilon = \varepsilon_{kk}/3$ ise hacimsel şekil değiştirmedir.

İleride ele alınacağı gibi, Bazant-Ansal-Cuellar ekolünde integral tipindeki bu bünye ifadeleri, G ve K kernelleri için en basit formlar seçilerek, diferansiyel denklemlere dönüştürülmüştür. Böylece, deviyatorik ve hacimsel şekil değiştirmeler;

$$de_{ij} = \frac{ds_{ij}}{2G} + \frac{s_{ij}}{2G} dz \quad (5.16a)$$

$$d\varepsilon = \frac{\partial \sigma}{3K} \quad (5.16b)$$

biçiminde ifade edilir. Bu eşitliklerde yer alan $s_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}\sigma$: deviyatör gerilme tansörünü; $\sigma = 1/3\sigma_{kk}$: hidrostatik (hacimsel) gerilmeyi göstermektedir.

Sonuç olarak, genel yaklaşım mantığı şu şekilde özetlenebilir;

1. Kendisi de termodinamik bir özellik olan ve bağımsız durum değişkenleri ile içsel değişkenlerin bir fonksiyonu olan ve serbest enerji olarak tanımlanan bir potansiyel fonksiyonu mevcuttur. Entropi, gerilme yada şekil değiştirme gibi bağımlı değişkenler bu potansiyelden türetilir.
2. Sürekli ortamın şekil değiştirme esnasındaki yapısal davranışını karakterize eden içsel durum değişkenlerinin evrimsel ifadeleri belirli termodinamik koşulları sağlamalıdır.
3. İçsel değişkenler, içsel zaman olarak adlandırılan bir ölçeğe/parametreye bağlı olarak gelişir/değişirler.
4. Söz konusu potansiyel fonksiyonu için Helmholtz ve Gibbs serbest enerji formülasyonları kullanılabilir. Helmholtz ifadesi deformasyon-kontrollü, Gibbs

formülasyonu ise gerilme-kontrollü durumlar için uygundur (Wu ve Aboutorabi, 1988).

5.3. Endokronik Teorinin İlk Hali

Endokronik teori, tarihsel gelişimi içinde iki farklı başlıkta ele alınabilir: (i) 1971 yılında Valanis'in ilk makalesi ile ortaya konduğu biçimiyle “orijinal endokronik teori”. Bu yaklaşımın temel niteliği kısaca aşağıdaki gibi özetlenebilir.

İlk zamanlarda, teori sönümlü malzemelerde gerilmenin şekil değiştirme izinin fonksiyonu olduğu nosyonu üzerine kurulmuştur. Hız-bağımsız malzeme durumunda, şekil değiştirme izinin de hızdan bağımsız olması gerekir. Bu durumda, alınan yol (iz) şekil değiştirme uzayında (ϵ_{ij}) tanımlanır. Herhangi iki şekil değiştirme durumu arasındaki uzaklık $d\zeta$ olarak gösterilirse;

$$d\zeta^2 = P_{ijkl}d\epsilon_{ij}d\epsilon_{kl} \quad (5.17)$$

şeklinde ifade edilir. Burada $\mathbf{P}$, 4. derece pozitif belirli bir tansördür. Ardışık şekil değiştirme durumları birbirinden her zaman farklı olacağından her zaman pozitif bir değişken olup $\mathbf{P}$, de bir malzeme özelliği olduğu için, $d\zeta$, malzemenin bir özelliği olan bir zaman ölçüsü olarak ele alınabilir. Bu durumda, şekil değiştirme izinin uzunluğu olan ζ , bir içsel zaman ölçeği (skala) olarak düşünülebilir. Bir diğer deyişle, şekil değiştirme uzayındaki herhangi bir noktadaki gerilme sadece o noktadaki şekil değiştirme ile değil, söz konusu noktaya kadar süregelen şekil değiştirme geçmişi ile belirlenir. Gerilmelerin, içsel zaman ölçeğine göre tanımlanan bir şekil değiştirme geçmişinin fonksiyonu olduğu malzemelere endokronik malzeme adı verilir ve bu tür malzemelerin mekanik davranışlarını ifade eden teori endokronik teori olarak tanımlanır.

Valanis, hız-bağımsız malzemeler için, gerçek zaman t 'nin monotonik ve azalmayan bir fonksiyonu olarak ve aynı zamanda t zamanına kadar şekil değiştirme geçmişinin bir fonksiyoneli olan bir içsel zaman ölçeği (z) tanımlar. Bu fonksiyonelin biçimi malzeme özelliğine bağlıdır. Küçük şekil değiştirme durumunda izotropik bir malzeme için, z ölçeği bir başka pozitif değişken ζ 'nın monotonik artan fonksiyonu olarak tanımlanır;

$$z = f(\zeta) ; \quad dz/d\zeta > 0 \quad (5.18)$$

5.4. Teoride Ortaya Çıkan Sorunlar ve Yapılan Değişiklikler

İçsel zamanın toplam şekil değiştirme cinsinden tanımlanması malzeme davranışının modellenmesinde bir takım sorunlara neden oldu. Gerilme-boşaltması ve yeniden yükleme izlerinde, özellikle bunların küçük değerlerinde, histerisis eğrilerinin kapanmadığı belirlendi (Sandler, 1978). Bu sorunun çözümü için Valanis içsel zamanı plastik şekil değiştirmeler cinsinden tanımlamayı önerirken, Bazant, eğrilerin kapanmamasının nedeninin boşaltma durumundaki modülün yeniden yükleme durumundaki değerine göre daha büyük olduğu noktasından yola çıkıp yükleme kriterleri tanımlayarak jump-kinematik sertleşme formülasyonları geliştirdi. Bu bölümde öncelikle Valanis'in önerdiği ve bu noktadan sonra "endokronik plastisite" olarak adlandırdığı yeni endokronik teori ve bu bağlamda yapılan çalışmalar, daha sonra da Bazant, Ansal, Cuellar ve diğer bazı araştırmacıların geliştirdikleri yöntem ve uygulamalar ele alınacaktır.

5.5. Endokronik Plastisite

Valanis (1980)'in içsel zaman ölçeği olarak plastik şekil değiştirme tansörünü kullanarak geliştirdiği yeni yaklaşım yolu izlenerek, çok sayıda araştırmacı birçok farklı malzemenin çeşitli yükleme geçmişleri altında davranışını modellemiştir (Wu ve Yip, 1981; Valanis ve Lee, 1984; Watanabe ve Atluri, 1985; Valanis ve Read, 1986; Murakami ve Read, 1987; Wu ve Aboutorabi, 1988; Imai ve Xie, 1990; Fan ve Peng, 1991; Mathison ve diğ., 1991; Peng ve Ponter, 1993; Lee, 1995; Wu ve diğ., 1995; Pan ve diğ., 1996 vb.) Ancak bu çalışmaların çok büyük bir kısmı metaller üzerinde yapılmıştır. Zeminler üzerinde yapılan çalışmaların görece az olmasının nedenlerinden biri de boşluk suyu basıncı değişiminin, özellikle çevrimsel yükleme durumunda, yeterince modellenememesidir.

Endokronik teori bağlamında zemin davranışının modellenmesi konusunda yapılan çalışmalarda boşluk suyu basıncı değişimi Biot'un iki-fazlı ortam yaklaşımı ile belirlenmiştir. Aslında bu anlamda endokronik teorelin önemli bir eksikliği, boşluk

suu basıncı değişiminin termodinamik bir temele oturtulamaması ve teorik çerçeveye dışsal bir öge olarak dahil edilmesidir.

5.6. Bazant-Ansal-Cuellar (BAC) Ekolü

İçsel durum değişkenlerinin dahil edildiği tersinir-olamayan termodinamik üzerine kurulu olan endokronik teori aslında viskoplastisitenin özel bir hali olarak görülebilir. Viskoplastisitede yer alan Newton zamanı yerine içsel zaman geçirilir. Maxwell cismi için verilen gerilme-şekil değiştirme ilişkisi düşünöldüğünde,

$$d\epsilon = d\sigma / E + \sigma dt / EZ_1 \quad (5.19)$$

burada, Z_1 bir sabittir. Zaman artımı, dt , yerine $d\epsilon$ koyup $E/d\epsilon$ ile çarpılırsa, gerilmenin şekil değiştirmenin bir fonksiyonu olduğu doğrusal bir diferansiyel denklem elde edilir;

$$d\sigma/d\epsilon + \sigma/Z_1 = E \quad (5.20)$$

Bu eşitliğin, $\epsilon = 0$ için $\sigma = 0$ başlangıç koşuluna uygun çözüümü ise;

$$\sigma = EZ_1(1 - e^{-\epsilon/Z_1}) \quad (5.21)$$

olur. Bu ifade, viskoplastisitede, şekil değiştirmeler artarken gerilmelerin giderek azalmasını (sönümlenmesini) sağlayan klasik bir gerilme-şekil değiştirme formölasyonudur. Şekil 3.2'de göröleceği gibi, bu ifade ile inelastik davranışta izlenen boşaltma eğrisinin eğiminin yükleme eğrisinin eğiminden daha büyük olması olgusu da dikkate alınabilmektedir. Dolayısıyla, maxwell modelinde zaman yerine şekil değiştirme kullanılarak malzemelerin tipik gerilme-şekil değiştirme davranışı kabaca modellenebilmektedir. Bu noktadan yola çıkarak artımları, dz , şekil değiştirme artımının, $d\epsilon_{ij}$, bir fonksiyonu olan ve içsel zaman olarak adlandırılabilcek bağımsız bir değişken, z , tanımlanabilir (Bazant ve Bhat, 1976). Hız-bağımlı malzemelerde içsel zaman artımı ayrıca zaman artımlarının (dt) da bir fonksiyonu olmalıdır. İnelastik şekil değiştirmelerin kademeli olarak ilerlediği kabul edilirse, $(dz)^s$ 'nin, $d\epsilon_{ij}$ ve dt 'nin sürekli ve düzgün bir fonksiyon olması gerekir. Bu durumda, $(dz)^s$ 'nin tansörel güç serisi açılımı;

$$(dz)^s = p^{(0)} + p_{ij}^{(1)} d\epsilon_{ij} + p_4^{(1)} dt + p_{ijkl}^{(2)} d\epsilon_{ij} d\epsilon_{kl} + p_{ij4}^{(2)} d\epsilon_{ij} dt + p_{44}^{(2)} (dt)^2 + \\ + \dots p_{ijklmn}^{(3)} d\epsilon_{ij} d\epsilon_{kl} d\epsilon_{mn} + \dots \quad (5.22)$$

Hız-bağımsız malzemelerde zaman artımları içeren terimlerin düşeceği açıktır. $d\epsilon_{ij} = 0$ ve $dt = 0$ için $dz = 0$ olacağından, $p^{(0)} = 0$ olur. dz 'nin artan bir değer olduğu ve enerji sönümlenmesinin hiçbir zaman negatif olamayacağı düşünüldüğünde ise $p_{ij}^{(1)} = 0$ olur. Bu noktada eşitliğin her iki tarafı $(dt)^s$ 'e bölünürse, dz 'nin pozitif belirli olması şartını sağlayan tek seçenek olarak $s=2$ durumu ortaya çıkmaktadır. Etkileri oldukça az olan daha büyük dereceli terimler ihmal edildiğinde, içsel zaman artımı;

$$(dz)^2 = p_{ijkl}^{(2)} d\epsilon_{ij} d\epsilon_{kl} + p_{ij4}^{(2)} d\epsilon_{ij} dt + p_{44}^{(2)} (dt)^2 \quad (5.23)$$

şeklinde ifade edilebilir. İzotropi durumunda (3.23) eşitliğinin sadece $d\epsilon_{ij}$ 'nin invariantlarını içermesi gerekir. Üçüncü invariant kübik olduğu için yer alamayacağından, içsel zaman artımı için en genel tansörel invariant kuadratik pozitif belirli ifade şu şekilde olur;

$$(dz)^2 = P_0 J_2^{de} + (P_1 I_1^{de} + P_2 dt)^2 + P_3 (dt)^2 \quad (5.24)$$

Burada, P_0 ve P_3 pozitif katsayılardır. Anlık ($dt=0$) hacimsel şekil değiştirme ($J_2^{de} = 0$) durumunda, inelastik şekil değiştirme ihmal edilebilir olup $dz = 0$ olacağından P_1 'li terimin düşmesi gerekir. Cuellar (1974) da, inelastik şekil değiştirmelerin aslen deviyatör şekil değiştirmelerin neden olduğu daneler arası kayma mekanizması ile oluştuğu düşüncesiyle $P_1 = 0$ alınabileceğini belirtmiştir. Bu durumda,

$$(dz)^2 = P_0 J_2^{de} + P_3 (dt)^2 \quad (5.25)$$

olur. Gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin geçmiş ve hız bağımlılığının ifade edilebilmesi için P_0 ve P_3 katsayılarının içsel durum değişkenlerinin değişken fonksiyonları olarak ele alınması gerekmektedir. Bu nedenle içsel zaman ifadesinin,

$$(dz)^2 = (d\zeta/z_1)^2 + (dt/\tau_1)^2 \quad (5.26)$$

şeklinde ele alınması daha uygundur. Burada, z_1 ve τ_1 sabit katsayılar olup, τ_1 zaman boyutuna sahiptir ve viskoelastisite ifadelerinde yer alan gevşeme zamanı olarak düşünülebilir. ς ise, malzemenin geçmişine bağlı olarak ortaya çıkan şekil değiştirme yumuşaması yada pekleşmesine yol açan mikroskopik yapısal değişikliklerin makroskopik ölçekteki dışa vurumunu yansıtan bir içsel durum değişkenidir ve "yeniden-düzenlenme ölçüsü" olarak adlandırılmıştır (Ansal, 1977). Bu noktada, yeniden-düzenlenme ölçüsünün zamandan bağımsız olduğu ve mevcut gerilme, şekil değiştirme ve birikmiş yeniden-düzenlenmelerin bir fonksiyonu olduğu düşünülmektedir, yeniden-düzenlenme ölçüsü diferansiyel biçimde,

$$d\varsigma = F(\epsilon, \sigma, \varsigma) d\xi \quad (5.27)$$

şeklinde formüle edilmiştir. Burada, ξ "distorsiyon ölçüsü" olarak adlandırılan ve aslında (3.25) ifadesinde yer alan bir değişken olup artımsal deviyatör şekil değiştirmenin ikinci invaryantı cinsinden,

$$d\xi = (J_2(d\epsilon))^{1/2} = (de_{ij}de_{ij}/2)^{1/2} \quad (5.28)$$

biçiminde tanımlanmıştır.

$F(\epsilon, \sigma, \varsigma)$ ise, deneysel olarak saptanması gereken ve yumuşama/pekleşme davranışını temsil eden yarı-ampirik bir fonksiyondur. Bu ekole ait çalışmalarda zaman zaman farklılıklar olsa da genel olarak F için aşağıdaki ifadeler önerilmiştir;

$$F(\epsilon, \sigma, \varsigma) d\xi = d\eta / f(\eta) \quad (5.29a)$$

$$d\eta = F_\eta(\epsilon, \sigma) d\xi \quad (5.29b)$$

F fonksiyonunun payında yer alan $d\eta$ fonksiyonu (3.29b)'de tanımlandığı gibi, şekil değiştirme ve gerilme yığılmasına bağlı olarak gelişen bir F_η fonksiyonu ile belirlenen şekil değiştirme yumuşamasını modellemektedir. Şekil değiştirme pekleşmesi fonksiyonu $f(\eta)$ ise giderek azalan bir forma sahip olarak (3.29a) ifadesinin paydasında yer almaktadır. Çeşitli araştırmacılar F fonksiyonu için şekilsel olarak farklı ifadeler önermişlerse de çıkış noktasının mantığı şu şekilde ortaya

konulmuştur; "...zeminlerde, ilk yaklaşım olarak, kaymaya karşı gösterilen direncin daneler arasındaki uzaklığa ve dolayısıyla boşluk oranı ve efektif normal gerilmelere bağlı olduğu kabul edilebilir. Bu nedenle kayma mukavemeti gerilme geçmişi ve uygulanan gerilme izine bağlı olacaktır. Yumuşama/pekleşme fonksiyonunun tanımlanması ile zemin davranışındaki söz konusu faktörlerin etkisi yeniden düzenlenme ölçüsüne dahil edilmiş olunmaktadır...Zeminlerde şekil değiştirme pекleşmesi ve yumuşaması aynı anda gelişen süreçlerdir. Bu nedenle F fonksiyonu, yumuşama ve pекleşme fonksiyonlarının bileşimi şeklinde düşünülmüştür..."(Ansal, 1977).

Endokronik teörinin, bazı araştırmacıların eleştirdikleri gibi, basit bir "eğri geçirme" yönteminden çok öte birşey olmasının temel nedenlerinden birisi, malzemenin içsel zamanı ile birlikte gelişen süreçte belirlenen ve evrilen yumuşama/pekleşme ve az sonra bahsedileceği gibi gevşeme/sıkılaşma fonksiyonlarının zeminlerin makroskopik davranış özellikleri göz önüne alınarak tanımlanmasıdır. Bu bağlamda, yumuşama/pekleşme fonksiyonunun formu ve içeriği zemin davranış özelliklerine bağlı olarak şu şekilde geliştirilmiştir (Ansal, 1977'ye sadık kalınarak);

$$F_{\eta}(\epsilon, \sigma) = F_{\eta 1}(I_1^{\epsilon}) F_{\eta 2}(I_1^{\sigma'}) F_{\eta 3}(J_2^{\epsilon}) \quad (5.30)$$

Hacimsel (hidrostatik) gerilmelerin neden olduğu hacimsel şekil değiştirmelerin yumuşama/pekleşme fonksiyonundaki etkisi, $F_{\eta 1}(I_1^{\epsilon})$ fonksiyonu ile ifade edilmiştir. Hidrostatik ve deviyatör gerilmelerin etkisinin birbirinden ayrı ele alınabileceği, bir diğer deyişle malzemenin başlangıç izotropisine sahip olduğu kabulü ile bu fonksiyonun birinci şekil değiştirme invaryantına bağlı olduğu düşünülmektedir;

$$F_{\eta 1}(I_1^{\epsilon}) = |1 - a_1 I_1^{\epsilon}| \quad (5.31a)$$

ifadesi önerilmiştir. Burada a_1 , pozitif değerli bir malzeme katsayısıdır.

Zeminin mekanik davranışı daneler arası sürtünme kuvvetlerinden bağımsız düşünülemeyeceğinden ve sürtünmenin sonuçta efektif normal gerilmelere bağlı olması nedeniyle yumuşama/pekleşme sürecinde bu etki birinci efektif gerilme invaryantı ile ifade edilmiştir;

$$F_{\eta 2}(I_1^{\sigma'}) = [0.01 + a_2(I_1^{\sigma'}/P_a)]^{-1} \quad (5.31b)$$

a_2 bir malzeme katsayısı, P_a ise gerilmeyi boyutsuzlaştırmak için kullanılan atmosfer basıncıdır.

Başlangıç gerilme durumuna göre genişleme yada sıkılaşma gösteren zeminlerde kayma gerilmelerinin etkisi gerilme geçmişine bağlıdır. Aslında burada aslolan gerilme miktarından öte kayma şekil değiştirmesinin değeridir. Bu nedenle, kayma gerilmesinin zemin davranışı üzerindeki etkisi kayma gerilmeleri ile kurulacak karmaşık ve yaklaşık ilişkiler yerine, kayma şekil değiştirmesi ile ilişkilendirilerek;

$$F_{\eta 3}(J_2^{\epsilon}) = 1 + a_3 J_2^{\epsilon} \quad (5.31c)$$

biçiminde ikinci deviyatör şekil değiştirme invariantının fonksiyonu olarak tanımlanmıştır. Burada a_3 bir malzeme katsayısıdır.

Bu şekilde, (3.31) eşitlikleri ile ifade edilen yumuşama/pekleşme süreci için, kritik durumla özdeşleştirilen bir üst sınır ise, yumuşama fonksiyonu η' nün bir fonksiyonu olarak anlamlandırılan bir sınırlayıcı fonksiyon, $f(\eta)$, tanımlanarak formülasyonlara dahil edilir ve aşağıda verilen formlar önerilir;

$$d\eta = \frac{[a_0 + |1 - a_1 I_1^{\epsilon}| (1 + a_3 J_2^{\epsilon})] d\epsilon}{[(0.01 + a_2 (\frac{I_1^{\sigma'}}{P_0}))]} \quad (5.32)$$

$$f(\eta) = \frac{1 + \beta_1 \eta}{1 + \beta_2 \eta} \quad (5.33)$$

Burada, β_1 ve β_2 , gerilme geçmişine bağlı pozitif değerlikli malzeme değişkenleridir. (3.32) ifadesi ile ayrıca, çekme gerilmesi nedeniyle oluşacak ani göçme de modellenabilmektedir; $I_1^{\sigma'}/P_a$ değeri, ampirik çekme mukavemeti olan $-0.01/a_4$ değerine yaklaştıkça, $d\eta$ değeri de sonsuza gitmektedir (göçme durumu).

Valanis'in metaller için geliştirdiği ilk formülasyonlarda yer alan içsel zaman değişkeni, özellikle zemin ve beton gibi homojen olmayan malzemelerde gözlenen inelastik hacimsel şekil değiştirme davranışını temsil edemiyordu. Deviyatör

gerilmenin neden olduğu inelastik hacim değişimleri malzemede pekleşme yada yumuşamaya neden olmaktadır. Valanis ise çalışmalarında, sadece hidrostatik gerilmelerin neden olduğunu kabul ettiği hacimsel şekil değiştirmeleri elastik olarak ele almaktaydı. İlk olarak Bazant ve Bhat (1976) bu önemli davranış özelliğini temsil eden yeni bir bağımsız içsel durum değişkeni tanımlayarak endokronik teoriye önemli bir katkıda bulundu. Ansal (1977), genişleme/sıkışma ölçüsü olarak adlandırdığı bu yeni içsel durum değişkeni ile normal konsolide killerde meydana gelen inelastik hacimsel şekil değiştirmeleri modelledi. Tersinir-olmayan termodinamik prensiplerine göre, içsel zaman değişkeni z için daha önce yapıldığı gibi, genişleme/sıkışma ölçüsü şu şekilde elde edilebilir;

$$\lambda = \lambda (C_{ij}, \theta, y_\alpha) \quad (5.34)$$

Hacimsel plastik şekil değiştirmelere sadece kayma gerilmesinin neden olduğu kabul edilirse (hidrostatik gerilemelerin neden olduğu plastik hacimsel şekil değiştirmeler ihmal edilerek), genişleme/sıkışma ölçüsü λ , gerilme ve şekil değiştirme invariantları ile λ 'nın birikmiş mevcut değerinin fonksiyonu olarak;

$$d\lambda = L (\boldsymbol{\epsilon}, \boldsymbol{\sigma}, \lambda) d\xi \quad (5.35)$$

şeklinde ifade edilebilir (Ansal, 1977). L , deneysel olarak saptanması gereken ve genişleme/sıkışma davranışını temsil eden yarı-ampirik bir fonksiyondur ve;

$$L(\boldsymbol{\epsilon}, \boldsymbol{\sigma}, \lambda) = L_1(I_1^\epsilon) L_2(I_1^{\sigma'}) L_3(J_2^\epsilon) L_4(\lambda) \quad (5.36)$$

biçiminde tanımlanır.

Bu noktada, L 'nin içeriği, F_1 'e benzer şekilde, zemin cinsi, gerilme geçmişi ve gerilme izine bağlı olarak şekil değiştirme ve gerilme invariantları ile ilişkilendirilir:

$$d\lambda = \frac{c_0 + (1 + c_1 I_1^\epsilon)}{\left[1 + c_2 \left(\frac{I_1^{\sigma'}}{p_0} \right) (1 + c_3 J_2^\epsilon) (1 + c_4 \lambda) \right]} d\xi \quad (5.37)$$

Burada C_i malzeme değişkenlerini göstermektedir.

Malzemenin hız-bağımlı olması yada çevrimsel yükleme durumunda hacimsel şekil değiştirmenin yükleme hızına bağımlılığını ifade etmek için, en genel hali ile genişleme/sıkışma içsel zaman değişkeni;

$$(d\lambda')^2 = (d\lambda)^2 + (z_2 dt/\tau_1)^2 \quad (5.38)$$

şeklinde tanımlanmıştır. Burada z_2 hız-bağımlı malzeme değişkeni, dt , bilinen dışsal zaman artımları, τ_1 ise bir malzeme sabitidir.

Ansal ve diğ. (1980), efektif hidrostatik gerilmelerin neden olduğu inelastik hacimsel şekil değiştirmeleri belirlemek için, bu ilk formülasyonları geliştirerek, yeni bir içsel zaman değişkeni $\bar{z}$ ve bununla ilişkili olarak, hacimsel şekil değiştirmelerin yığılmasını ifade eden yeni bir skala ölçüsü olarak sıkışma ölçüsü, $\bar{\xi}$, tanımlamışlardır;

$$(d\bar{z})^2 = (d\bar{\xi}/z_3)^2 + (dt/\tau_2)^2 \quad (5.39a)$$

$$d\bar{\xi} = d\bar{\eta}/h(\bar{\eta}) \quad (5.39b)$$

$$d\bar{\eta} = H(\sigma)d\bar{\xi} \quad (3.39c)$$

$$d\bar{\xi} = |d\epsilon_1 + d\epsilon_2 + d\epsilon_3| \quad (5.39d)$$

Burada, z_3 malzeme değişkeni, τ_2 bir malzeme sabiti; $h(\bar{\eta})$ sıkışma pekleşmesi fonksiyonu, $H(\sigma)$ ise sıkışma yumuşaması fonksiyonudur. Daha önce ortaya konan yaklaşıma benzer bir şekilde ve r_i malzeme değişkenlerini göstermek üzere;

$$H(\sigma) = (r_1 |I_1^{\sigma}/P_a| d\bar{\xi}) / (1 + r_2 |I_1^{\sigma}/P_a|) \quad (5.40a)$$

$$h(\bar{\eta}) = 1 + r_3 \bar{\eta} + r_4 \bar{\eta}^2 \quad (5.40b)$$

olarak önerilmiştir.

Dolayısıyla, BAC ekolü, gerek kayma gerilmelerinin, gerekse de hidrostatik gerilmelerin neden olduğu inelastik hacimsel şekil değişimlerini formülleştirmiştir.

Ancak, söz konusu gerilme bileşenlerinin biraradalılığının neden olduğu ikileşim etkilerinin formüllere dahil edilmediğini görüyoruz.

Bu noktadan sonra, içsel zaman değişkenlerini kullanarak, mikro düzeyde gerçekleşen yapısal değişikliklerin makro düzeyde dışavurumunun niceliksel ifadelerini veren gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinin elde edilmesi mümkün olmaktadır. İlk aşamada, izotropik sürekli ortamda artımsal olarak kurulacak bu ilişki hacimsel ve deviyatör olmak üzere iki bileşene ayrılarak ele alınacak olunursa, (3.16a) ve (3.16b) ifadeleri yeniden şöyle yazılabilir;

$$de_{ij} = (ds_{ij} / 2G) + de_{ij}'' ; \quad de_{ij}'' = (s_{ij} / 2G)dz \quad (5.41a)$$

$$d\varepsilon = (d\sigma / 3K) + d\varepsilon'' ; \quad d\varepsilon'' = d\lambda' + (d\sigma' / 3K)(d \bar{z}) \quad (5.41b)$$

Daha önce açıklandığı gibi, hidrostatik gerilmelerin neden olduğu inelastik hacimsel şekil değiştirmelerin ihmal edilmesi durumunda;

$$d\varepsilon'' = d\lambda' \quad (5.42a)$$

şeklinde ifade edileceği ve dahası, hız-bağımsız malzemeler için

$$d\varepsilon'' = d\lambda \quad (5.42b)$$

olacağı açıktır.

Bu eşitliklerle ifade edilen şey, toplam şekil değiştirmelerin bileşenleri olan deviyatör ve hacimsel şekil değiştirmelerin de elastik ve inelastik şekil değiştirme bileşenlerine ayrılabilceği ve inelastik bileşenlerin daha önce tanımlanan içsel zaman değişkenleri yardımıyla ifade edilebileceğidir. Dolayısıyla, inelastik şekil değiştirmelerin yüklemenin en başından itibaren oluşmaya başladığı ortaya konmaktadır. Deneysel verilerle desteklenen bu durum, endokronik teorisinin, akma yüzeyine kadar herhangi bir plastik şekil değiştirme oluşmayacağını teorik olarak kabul etmek zorunda kalan plastisite teorisine göre yeni ve anlamlı bir kazanımıdır.

Elastik şekil değiştirmelere ait elastisite ve kayma modülünün gerilme izi boyunca değişimi ise, bu modüllerin ve zeminin mekanik davranışını belirleyen önemli

değişkenlerin başlangıç değerleri ve söz konusu noktaya kadar geçen süreçteki değişimleri ile elde edilen oranlar kullanılarak formüle edilmiştir (Ansal, 1977; Ansal ve diğ., 1979). Modüllerin başlangıç değerleri deneysel olarak yada literatürde verilen ampirik ifadeler kullanılarak elde edilebilir. BAC ekolü, verili bir gerilme izi boyunca değişikliğe uğrayan iki önemli parametre olarak boşluk oranı ve efektif normal gerilmeleri ele alarak ve sonuçta bu parametrelerin genişleme/sıkışma ölçüsü, λ 'nın birikmiş değerlerine ve birinci efektif gerilme invariantına bağlı olduğu noktasından hareket ederek, herhangi bir andaki kayma modülü G için;

$$G_r = G_0 \left[1 + b_1 \left(\frac{(I_1^{\sigma'} - I_1^{\sigma'_0})}{I_1^{\sigma'_0}} \right) + b_2 \left(\frac{3\lambda_r}{\eta} \right) \right] \quad (5.43)$$

ifadesini önermişlerdir. Burada, G_0 ve $I_1^{\sigma'_0}$, kayma modülü ve birinci efektif gerilme invariantının başlangıç değerlerini, b_1 ve b_2 ise deneysel olarak belirlenen malzeme parametrelerini göstermektedir. Bu eşitliğin elastisite modülü E için de kurulabileceği açıktır. Genişleme/sıkışma ölçüsünün herhangi bir andaki değerinin, λ_r , boşluk oranı değişimi ile ilişkisi ise; e_0 başlangıç boşluk oranı değeri ve n porozite olmak üzere,

$$de/e_0 = 3\lambda_r(1+e_0)/e_0 = 3\lambda_r/n \quad (5.44)$$

biçiminde ifade edilmiştir.

Elastik şekil değiştirme halinde Poisson oranının sabit kabul edilebileceği düşünülerek ve izotrop malzeme durumu için hacimsel sıkışma modülü K ,

$$K = G \left[\frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \right] \quad (5.45)$$

olacaktır.

Formülasyonlarda son aşama ise, suya doymun zeminlerde, yükleme hızının zemindeki suyun drene olup boşluk suyu basınçlarının sönümlenemeyeceği kadar yüksek olması halinde meydana gelecek boşluk suyu basıncı değişiminin tanımlanmasıdır. Suyun çıkışına izin verilmediği için, bir başka deyişle hacim

değişimi mümkün olamadığı için, danelerin hacim değişimi boşluk suyunda oluşacak hacim değişimi ile dengelenecek ve sonuçta suyun hacim değişimi eğilimi boşluk suyu basıncının değişmesine neden olacaktır. Bu sürecin sayısal olarak ifade edilebilmesi için Biot (1956)'un elastik davranış için geliştirdiği iki-fazlı ortam yaklaşımından yararlanılmıştır (Bazant ve Krizek, 1975 ve 1976; Ansal, 1977).

6. DENEYSEL ÇALIŞMALAR VE VERİ TABANI

Bu bölümde, modelleme çalışmalarının sonuçlarının sınanması için gereken deneysel verilerin özellikleri sunulmuştur. Bu bağlamda, deneylerde kullanılan kumların özellikleri, numune hazırlama yöntemi, deneylerin yapılışı ve deney şartları üzerinde kısaca durulacaktır. İlkın, İTÜ Zemin Mekaniği laboratuvarında yapılan monotonik ve dinamik burulmalı kesme deneyleri ele alınmış ve burulmalı kesme deney aletinin bazı temel özellikleri verilmiştir. Daha sonra VELACS (Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies) projesi kapsamında araştırmacıların kullanımına sunulan ve internet üzerinden erişilebilen monotonik ve dinamik üç eksenli basınç deneyleri ele alınmıştır.

6.1. Yapılan Burulmalı Kesme Deneyleri

Burulmalı kesme deneyi esnasında, farklı gerilme izleri uygulanması mümkün olmakta ve 3 boyutlu gerilme ve şekil değiştirme durumu ile asal gerilme eksenlerinin dönmesi ve orta asal gerilme oranı (b-değeri) elde edilebildiği için, zeminlerin davranış özelliklerinin incelenmesi ile ilgili olarak yürütölen çalışmalarda son yıllarda yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında, burulmalı kesme deneyi (TS) ile iki tip deneysel çalışma gerçekleştirilmiştir;

- (i) İstanbul-Kartal'dan elde edilen ve bu çalışmada Kartal Kumu olarak adlandırılan kum numuneleri üzerinde, farklı K_0 şartları altında, 11 adet monotonik ve drenajsız düzlem şekil değiştirme deneyleri yapılmıştır. Kullanılan deneysel sistem tamamen bilgisayar kontrollüdür. Pratikte zeminlerin arazideki şekil değiştirme sürecini daha iyi yansıttığı bilinen düzlem şekil değiştirme modunun, burulmalı kesme deneyi ile kolaylıkla sağlanabilmesi, bu deney sistemin önemli avantajlarından biridir.
- (ii) Adana-Ceyhan'dan alınan ve bu çalışmada Adana kumu olarak adlandırılan kum numuneleri üzerinde, farklı çevrimsel gerilme oranları altında, 5 adet dinamik burulmalı kesme deneyi yapılmıştır.

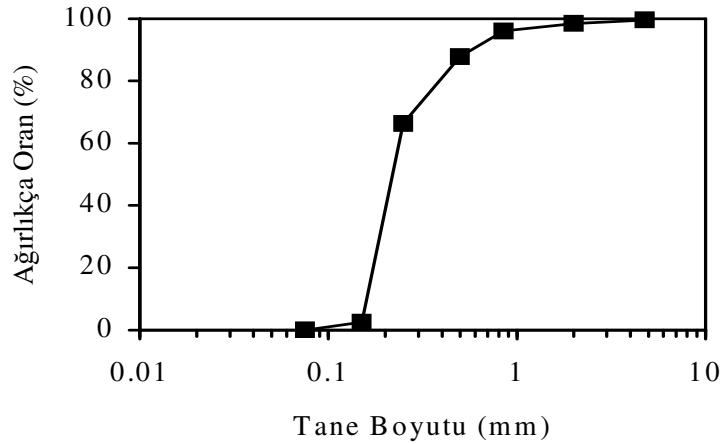
Deneylerde kullanılan Kartal ve Adana kumlarının özellikleri Tablo 6.1'de verilmiştir.

Tablo 6.1. Burulmalı kesme deneyinde kullanılan kumların özellikleri.

	Özgül Yoğunluk	İnce Malzeme Oranı, F_c (%)	e_{max}	e_{min}
Kartal Kumu	2.68	0.0	0.971	0.685
Adana Kumu	2.70	0.0	1.27	0.92

6.1.1. Düzlem Şekil Değiştirme Deneyleri : Numunelerin Hazırlanması ve Deneylerin Yapılışı

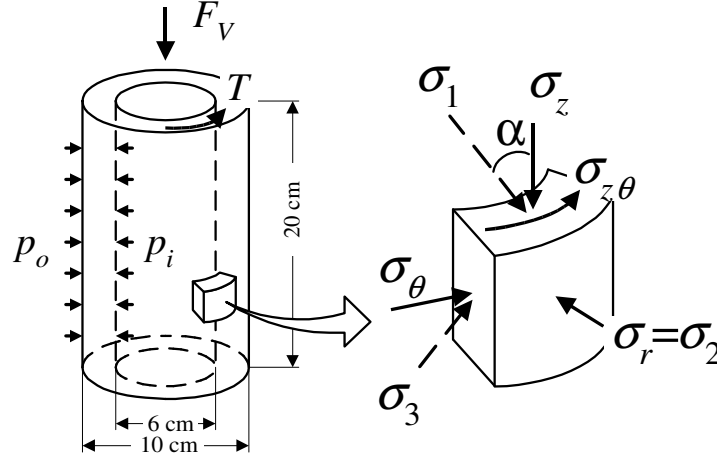
Kartal kumu, İstanbul Kartal'da sahil şeridinden alınmıştır. Ortalama tane çapı, $D_{50} = 0.25$ mm, en düşük boşluk oranı, $e_{min} = 0.685$ ve en büyük boşluk oranı $e_{maks} = 0.971$ olacak şekilde eleklerden geçirilmiş ve hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneye ait elek analizi sonuçları Şekil 6.1'de verilmiştir.



Şekil 6.1. Kartal kumunun tane dağılım özellikleri.

Yapılan deneylerde hazırlanan içi boş silindirik numunelerin yüksekliği 20 cm, dış çapı 10 cm, iç çapı ise 6 cm'dir. Şekil 6.2'de ise, bu çalışmada kullanılan burulmalı kesme deney aletinin genel geometrik özellikleri verilmiştir. Numuneler, kuru yağmurlama yöntemi ile ve konsolidasyon sonrası relatif sıkılıkları, $D_r = \%33-36$ olacak şekilde hazırlanmıştır. 20 kPa izotropik gerilme altında suya doymun hale getirilen numunelerde en düşük Skempton B değeri 0.98 olarak elde edilmiştir. Daha sonra, efektif gerilme oranı, $K_c = \sigma_h/\sigma_z = 1.0$ değerinden belirlenen K_c değerine getirilmiş ve bu koşullar altında, numuneler, $\sigma_z = 100$ kPa efektif gerilme değerinde konsolide edilmiştir. Başlangıç burulma gerilmesi, $\sigma_{z0} = 0$ 'dır. Konsolidasyon için yaklaşık 1

saat beklenilmiş ve numune drenajsız düzlem şekil değiştirme modu sağlanacak, bir başka deyişle radyal şekil değiştirme $\epsilon_r = \epsilon_2 = 0$ olacak şekilde kesilmiştir. Kesme esnasında, sabit düşey gerilme altında ($\sigma_z = \text{sabit}$), sabit bir hızda burulmalı kesme gerilmesi ($\sigma_{z\theta}$) uygulanmış ve bu çevrel gerilme oranı $K_\theta = \sigma_\theta / \sigma_z = \text{sabit}$ ve K_c 'ye eşit olacak şekilde deney yapılmıştır. Bu şekilde, $K_c = 0.4-1.2$ arasında 11 adet düzlem şekil değiştirme deneyi yapılmıştır.



Şekil 6.2. Burulmalı kesme deney aletine ait özellikler ve gerilme durumu.

Deney esnasında kontrol edilebilen düşey kuvvet (F_v), tork (T), dış hücre basıncı (p_o) ve iç hücre basıncı (p_i) sonucunda numunede oluşan gerilme durumu şekilde görüldüğü gibidir. İç hücre basıncı ve dış hücre basıncı değerleri değiştirilerek, numunede çok farklı gerilme izleri ve yükleme modları elde edilebilse de, bu basınçlar arasındaki farkın numune içindeki gerilme yayılımında neden olacağı heterojenlikten ötürü, deneyler esnasında, iç ve dış hücre basıncı değerleri mümkün olduğunca eşit alınmaya çalışılmıştır.

Deney sistemine ait gerilme, şekil değiştirme durumu ve deney sonuçlarının değerlendirilmesinde izlenen hesap yöntemi şu şekildedir;

(i) Gerilme durumu;

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_z & \sigma_{zr} & \sigma_{z\theta} \\ \sigma_{zr} & \sigma_r & \sigma_{r\theta} \\ \sigma_{z\theta} & \sigma_{r\theta} & \sigma_\theta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_z & 0 & \sigma_{z\theta} \\ 0 & \sigma_r & 0 \\ \sigma_{z\theta} & 0 & \sigma_\theta \end{pmatrix} \quad (6.1a)$$

(ii) Şekil değiştirme durumu;

$$\epsilon_{ij} = \begin{pmatrix} \epsilon_z & \epsilon_{zr} & \epsilon_{z\theta} \\ \epsilon_{zr} & \epsilon_r & \epsilon_{r\theta} \\ \epsilon_{z\theta} & \epsilon_{r\theta} & \epsilon_\theta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \epsilon_z & 0 & \epsilon_{z\theta} \\ 0 & \epsilon_r & 0 \\ \epsilon_{z\theta} & 0 & \epsilon_\theta \end{pmatrix} \quad (6.1b)$$

(iii) Deneyde kontrol edilen ve ölçülen değerler;

- p_i : iç hücre basıncı
 p_o : dış hücre basıncı
 F_v : düşey eksenel yük
 T : tork
 ΔH : düşey eksenel yer değiştirme
 ΔV_s : numune hacmi değişimi
 ΔV_i : iç hücre hacim değişimi
 $\Delta \theta$: burulma açısı
 u : boşluk suyu basıncı

(iv) Başlangıç ölçümleri;

- H_0 : başlangıç numune yüksekliği
 r_{o0} : başlangıç dış yarıçap
 r_{i0} : başlangıç iç yarıçap

(v) Numunenin deney sürecindeki boyutları;

$$\text{yükseklik} : H = H_0 - \Delta H \quad (6.2a)$$

$$\text{iç yarıçap} : r_i = \sqrt{\frac{\pi r_{i0}^2 H_0 - \Delta V_i}{\pi H}} \quad (6.2b)$$

$$\text{dış yarıçap} : r_o = \sqrt{\frac{\pi (r_{o0}^2 - r_{i0}^2) H_0 - \Delta V_s}{\pi H} + r_i^2} \quad (6.2c)$$

(vi) Gerilme Bileşenlerinin Ortalama Değerlerinin Hesaplanması;

$$\sigma_z = \left(F_v + \pi(p_o r_o^2 - p_i r_i^2) - A_r p_o \right) \frac{1}{A_s} \quad (6.3a)$$

$$\sigma_{z\theta} = \frac{1}{2} \left\{ \frac{3T}{2\pi(r_o^3 - r_i^3)} + \frac{T}{\pi(r_o^2 + r_i^2)(r_o - r_i)} \right\} \quad (6.3b)$$

$$\sigma_r = \frac{p_o r_o + p_i r_i}{r_o + r_i} \quad (6.3c)$$

$$\sigma_\theta = \frac{p_o r_o - p_i r_i}{r_o - r_i} \quad (6.3d)$$

(vii) Asal Gerilmeler;

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2} \right)^2 + \sigma_{z\theta}^2} \quad (6.4a)$$

$$\sigma_2 = \sigma_r \quad (6.4b)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z + \sigma_\theta}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_\theta}{2} \right)^2 + \sigma_{z\theta}^2} \quad (6.4c)$$

(viii) Büyük Asal Gerilmenin Düşeyle Yaptığı Açı;

$$\alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\sigma_{z\theta}}{\sigma_\theta - \sigma_z} \right) \quad (6.5)$$

(ix) Orta Asal Gerilme Oranı;

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_r - (\sigma_z + \sigma_\theta)/2}{\sqrt{(\sigma_z - \sigma_\theta)^2/4 + \sigma_{z\theta}^2}} + 1 \right) \quad (6.6)$$

(x) Şekil Değiştirme Bileşenlerinin Ortalama Değerinin Hesaplanması

$$\varepsilon_z = -\frac{\Delta H}{H_0} \quad (6.7a)$$

$$\gamma_{z\theta} = 2\varepsilon_{z\theta} = \frac{2 \Delta \theta (r_o^3 - r_i^3)}{3H (r_o^2 - r_i^2)} \quad (6.7b)$$

$$\varepsilon_r = -\frac{\Delta r_o - \Delta r_i}{r_o - r_i} \quad (6.7c)$$

$$\varepsilon_\theta = -\frac{\Delta r_o + \Delta r_i}{r_o + r_i} \quad (6.7d)$$

(xi) Deney esnasında uygulanan gerilme ve şekil değiştirme şartları;

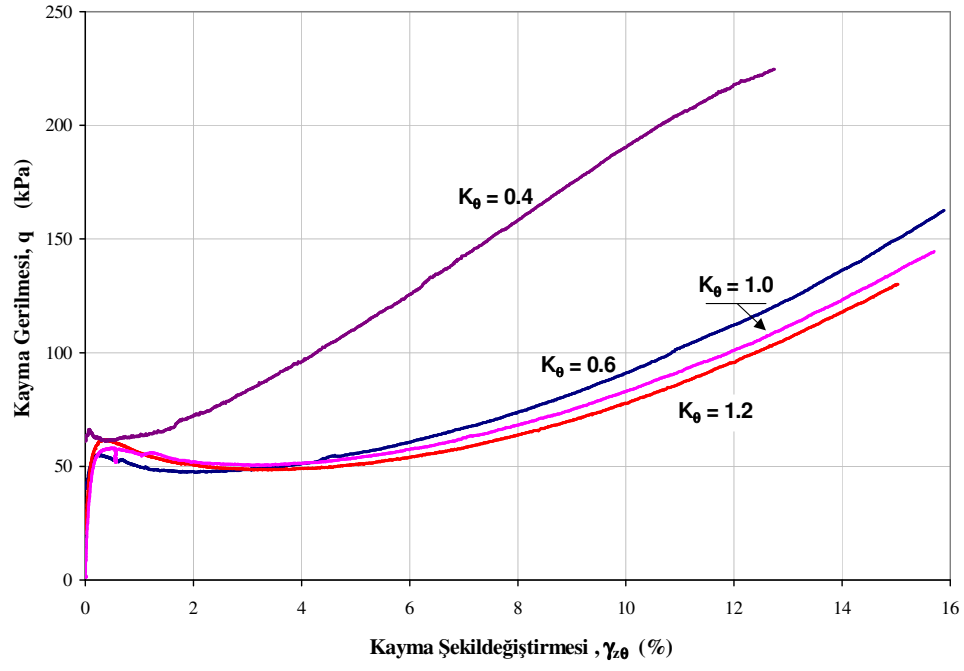
şekil değiştirme şartı : $\varepsilon_2 = \varepsilon_r = 0$

diğer şartlar : $\varepsilon_v=0$, σ_v = sabit, $d\varepsilon_{z\theta}/dt$ = sabit, $K_\theta = \sigma_\theta' / \sigma_z' = K_c$ = sabit.

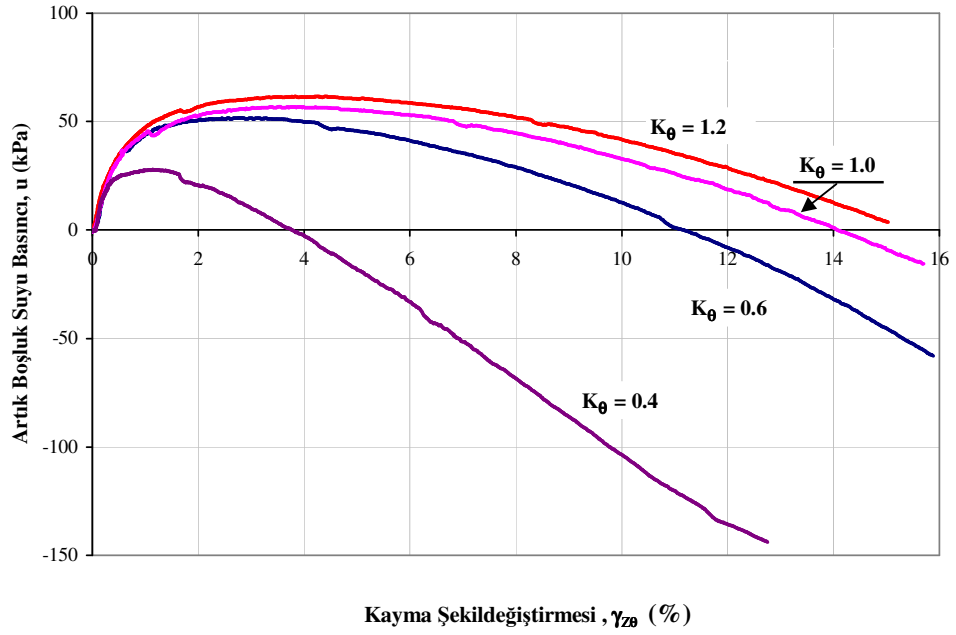
gerilme kontrolü : $p_o = \left(1 - \frac{r_i}{r_o}\right) \left(K_\theta \sigma_z' + u\right) + \frac{r_i}{r_o} p_i$

6.1.2. Düzlem Şekil Değiştirme Deneylerinin Sonuçları

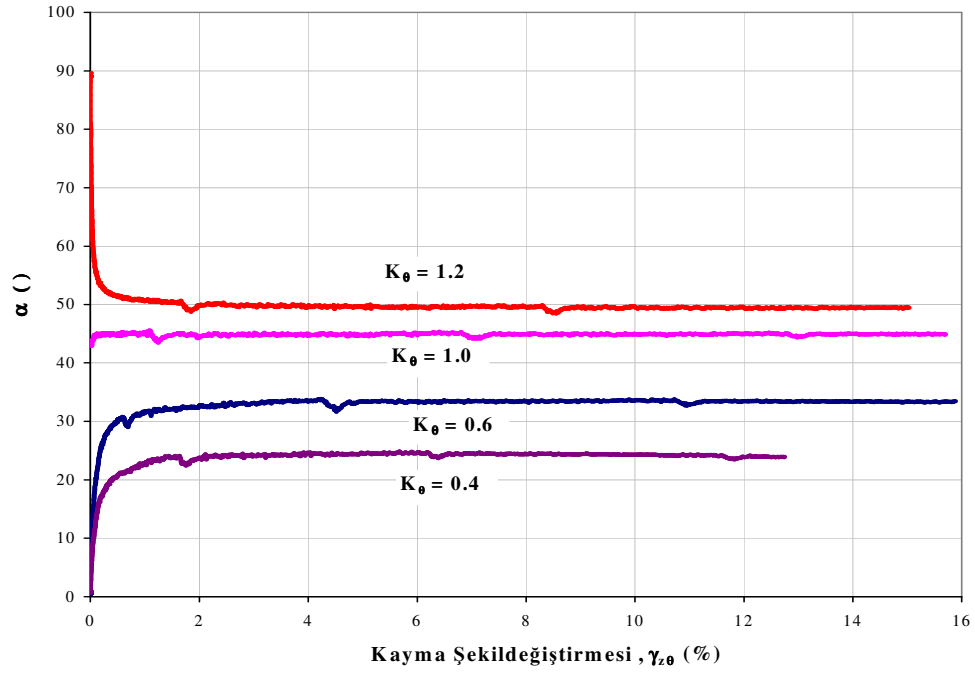
Kartal Kumu üzerinde, yukarıda izah edilen şekilde yapılan ve değerlendirilen burulmalı kesme deneyi-düzlem şekil değiştirme deneylerinin (TS-PS) farklı parametrelere göre elde edilen sonuçları Şekil 6.3-6.7’de yer almaktadır. Şekil 6.3’te verilen ve farklı K_θ değerlerinde yapılan deneylere ait kayma şekil değiştirmesi-kayma gerilmesi eğrilerine göre, sabit çevre basıncı altında, K_θ değeri arttıkça numuneler gevşek zemin davranışı göstermektedir. Bir başka deyişle, K_θ değerindeki artış, zeminin genişleme eğilimini sınırlandırmakta ve zeminde daha çok sıkışma meydana gelmektedir. Mikromekanizma açısından bakıldığında bu fenomen, K_θ değeri ile birlikte yatay yöndeki temas sayısının artması, bu yöndeki temasların normallerinin dönme eğilimlerinin azalması ve sonuç olarak bu yöndeki hareketin engellenmesi olarak izah edilebilir. Şekil 6.4’te yer alan artık boşluk suyu basıncı-kayma şekil değiştirmesi eğrileri de bu gözlem ve değerlendirmeleri desteklemektedir.



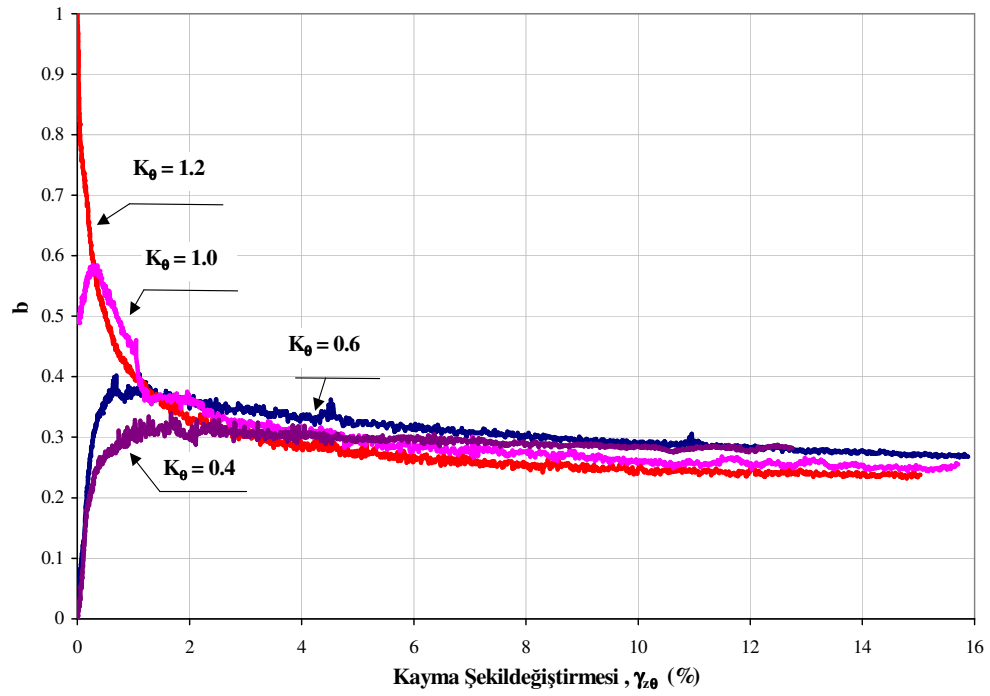
Şekil 6.3. Kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi eğrileri (TS-PS).



Şekil 6.4. Boşluk suyu basıncı-kayma şekil değiştirmesi eğrileri (TS-PS).



Şekil 6.5. α -değeri-kayma şekil değıştirmesi eğrileri (TS-PS).



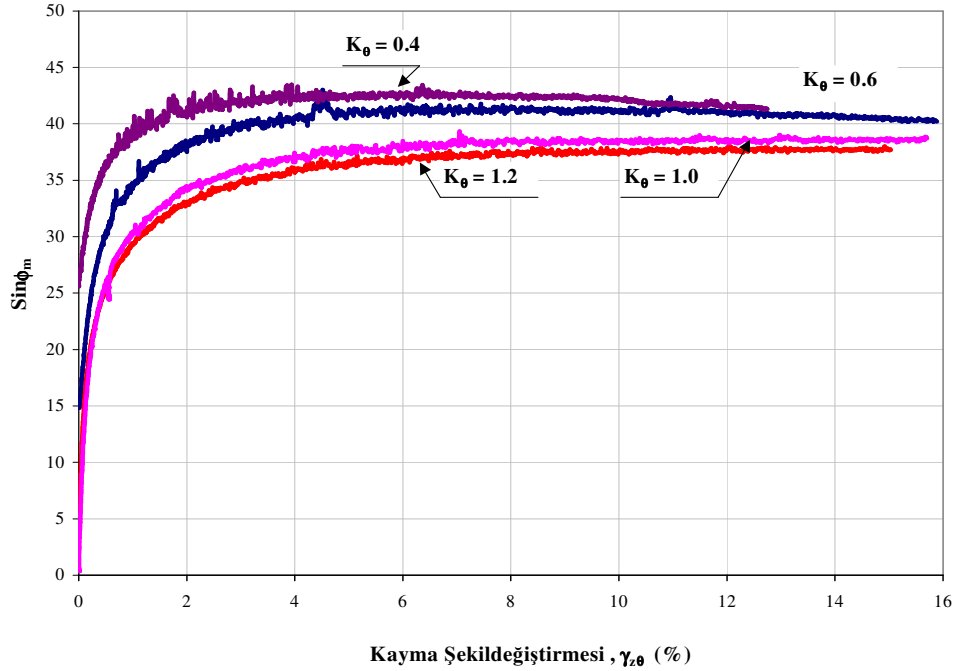
Şekil 6.6. b -değeri-kayma şekil değıştirmesi eğrileri (TS-PS).

Şekil 6.5'te ise büyük asal gerilmenin düşeyle yaptığı açının kayma şekil değiştirmesi ile değişimi yer almaktadır. $K_\theta = 1.0$ durumunda, α açısı hızla ve çok düşük bir şekil değiştirme mertebesinde 45° 'lik sabit değerine ulaşmakta iken, başlangıçta $\alpha=0$ olan ve büyük asal gerilmenin, σ_1 , düşey yönde etkidiği $K_\theta < 1.0$ olan deneylerde 45° 'den daha düşük bir açıda, , başlangıçta $\alpha=90$ olan ve büyük asal gerilmenin, σ_1 , yatay yönde etkidiği $K_\theta > 1.0$ olan deneyde ise 45° 'den daha büyük bir açıda ancak her iki durumda da yaklaşık aynı şekil değiştirme mertebesinde ($\gamma_{z\theta} \approx \%2$) sabit bir α açısı değerine ulaşmaktadır. Bu durumun, 2. Bölüm sonunda önerilen mikromekanizma hipotezlerine göre izahı şu şekilde yapılabilir: $K_\theta = 1.0$ durumunda gerilme anizotropisi mevcut değildir ve bu nedenle gerilme durumuna bağlı yapısal anizotropiden de söz edilemeyeceği için, düzlem kesme ile, herhangi bir yapısal engel (kilitlenme) ile karşılaşmadan, hızla büyük asal gerilmenin düşey eksenden 45° saptığı basit kesme durumuna ulaşılmaktadır. İçkin anizotropinin de mevcut olmadığını gösteren bu verilere göre, izotrop ve homojen bir zeminde düzlem kayma durumunda temas normallerinin düşeyle 45° açı yapan doğrultuya doğru evrildiği ve yapının en dirençli haline bu durumda ulaşıldığı ifade edilebilir. Bunun yanı sıra, K_θ değerine bağlı olarak α açısının ve dolayısıyla temas normallerinin düşeyle yaptığı açının değişimi de bu bağlamda izah edilebilir. Düşük K_θ değerlerinde, düşey (z-ekseni) yöndeki temas normali sayısı yatay (θ -ekseni) eksen yönündeki temas normali sayısına göre daha fazla olacağı için, burulmalı kesme yüklemesi (z θ -ekseni) altında zemin yapısının en az enerji ilkesine göre direnç göstermesi için gereken yük sütunu oluşumunu sağlamak üzere asal eksenlerin gerçekleştirmesi gereken dönmenin, yüksek K_θ değerlerinde oluşmuş zemin yapısına göre daha az olması beklenen bir durumdur çünkü bu son durumda, yatay yöndeki temas sayısının çokluğu zemin yapısının kendisini yatay yöne doğru daha çok döndürme eğilimine neden olacaktır.

Şekil 6.6'da orta asal gerilme oranı, b , ile kayma şekil değiştirmesinin ilişkisini veren eğriler yer almaktadır. Başlangıçta, $K_c = K_\theta < 1.0$ durumunda $b=0$, $K_\theta > 1.0$ durumunda $b=1$ ve $K_\theta = 1.0$ durumunda ise $b=0.5$ iken, tüm deneyler için, K_θ değerinden bağımsız olarak, b -değeri şekil değişimi ile birlikte hızla değişerek, $b=0.25$ sabit değerine erişmektedir. b -değerinin, şekil değişimi ile birlikte değişmesi, zemindeki gerilme durumunun, zemin yapısı ile ve yapı içinde farklı yönlerdeki temas sayısının değişimi ile ilişkisini göstermektedir. Zeminde, K_θ değerinden bağımsız olarak, kritik durumda ya da kalıcı durumda $b=0.25$ sabit değerine ulaşılması, verili bir zemin için kritik durumun, zeminin özgül bir gerilme durumuna ve dolayısıyla zemin yapısına ulaştığı nokta olduğunun bir başka delili olarak görülebilir. Mikromekanizma izahı bağlamında bahsi edilen kritik duruma özgü kayma bantlarının oluşumu göz önüne alınarak bir açıklama yapılacak olunursa; zemine uygulanan enerjinin kritik durumda

meydana gelen kayma bantları ile yeterince sönümlendiği ve sonuçta sabit şekil değiştirme hızına ulaşıldığı, bunun bir anlamının da, kritik durumda şekil değiştirme durumunun ve dolayısıyla gerilme durumunun korunmakta olduğu şeklinde bir izah yapılabilir.

Şekil 6.7'de ise mobilize olan içsel sürtünme açısının kayma şekil değiştirmesi ile değişimi yer almaktadır. Burada $\phi_m = \arcsin((\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3))$ olarak tanımlanmaktadır. K_θ değeri azaldıkça doruk ϕ_m değeri artmakta, ancak büyük şekil değiştirme mertebelerinde $\phi_m = 37^\circ - 40^\circ$ arasında sabit bir değere ulaşılmaktadır. Doruk ϕ_m değerinin düşük K_θ değerlerinde daha fazla çıkması, K_θ değeri azaldıkça zeminin genişleme eğiliminin ortaya çıkması ve boşluk suyu basıncının azalması ile izah edilir.

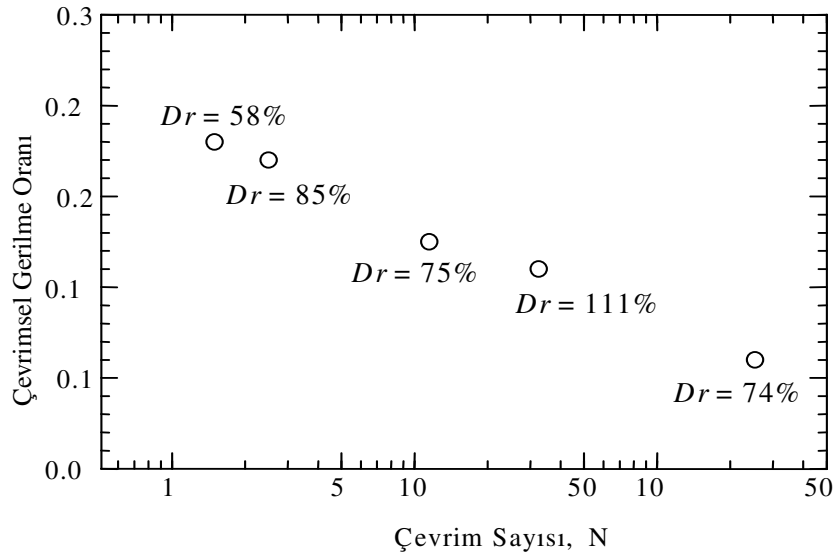


Şekil 6.7. ϕ_m -kayma şekil değiştirmesi eğrileri (TS-PS).

6.2. Yapılan Dinamik Burulmalı Kesme Deneyleri

1998 Ceyhan-Adana Depremi sonrasında, Ceyhan Nehri yatağı civarında sıvılaşmanın meydana geldiği noktalardan alınan kum numuneleri üzerinde dinamik burulmalı kesme deneyleri yapılarak, bu kumların dinamik ve sıvılaşma davranışları incelenmiştir. Dinamik burulmalı kesme deneyine tabi tutulacak olan numuneler Bölüm 6.1.1'de tariflendiği şekilde hazırlanmıştır. Deney sistemi ve deney

sonuçlarının değerlendirilmesi de yine bu bölümde yer aldığı şekildedir. Deneyler, izotropik olarak ve hepsi $p_c=100$ kPa altında konsolide edilmiş numuneler üzerinde gerilme kontrollü ve drenajsız koşullarda yapılmıştır. Numuneler, sabit bir frekansta ($f= 0.1$ Hz) üretilen sinüzoidal ve sabit bir çevrimsel (dinamik) gerilme oranı (CSR) altında kesilmiştir. Çevrimsel gerilme oranı, çevrimsel olarak uygulanan kayma gerilmesinin ortalama efektif gerilmeye oranı ($CSR= \tau_d/p'$) olarak tanımlanmaktadır. Farklı relatif sıkılık ve çevrimsel gerilme oranı değerinde 5 adet numune üzerinde yapılan dinamik burulmalı kesme deneylerinin sonuçları EK-A'da yer almaktadır. Artık boşluk suyu basıncının konsolidasyon basıncına eşit olduğu noktada ya da kalıcı kayma şekil değiştirmelerinin %5'i geçtiği noktada numunenin sıvılaşma başlangıcına ulaştığı kabul edilerek, bu noktaya kadar uygulanan çevrim sayısı, sıvılaşmaya yol açan çevrim sayısı, N , olarak tanımlanmıştır. Şekil 6.8'de ise, yapılan deneylerin sonuçları çevrim sayısı, N (logaritmik)-çevrimsel gerilme oranı, CSR, düzlemi üzerinde görülmektedir. Burada kayda değer bir saptama olarak, çevrimsel gerilme oranı değerinin, relatif sıkılığa göre, sıvılaşma eğilimini daha çok etkilediği ifade edilebilir. Bir diğer deyişle, sıvılaşmaya yol açan çevrim sayısı aslen çevrimsel gerilme oranı tarafından belirlenmektedir. Bu sonucun, zemin davranışının modellenmesi esnasında göz önüne alınması gerekmektedir. Mikromekanizma bağlamında düşünüldüğünde, bu durum, temas normallerinin yönü ve temas sayısı ile ifade edilebilecek bir zemin yapısının uygulanan gerilmeye duyarlı olacağı ve temas sayısının (sıkılık), temas normallerinin dağılımını değiştirecek boyutta bir gerilme altında etkisinin daha ikincil kalacağı şeklinde izah edilebilir.



Şekil 6.8. Çevrimsel Gerilme Oranı-Çevrim Sayısı ilişkisi.

6.3. VELACS Veri Tabanı

VELACS (VERification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies) projesi kapsamında Nevada kumu ve Bonnie silti üzerinde başta monotonik ve dinamik üç eksenli basınç deneyleri ve direkt basit kesme deneyleri olmak üzere çok sayıda deney yapılmıştır. Bunların yanı sıra, herbir başlangıç durumuna ait rezonans kolon deneyleri sonuçları ve dolayısıyla sönüm oranı ve kayma modülü değerleri de mevcuttur. Bu deneylere ait sonuçlar internet ortamında ve projeden sorumlu araştırmacılar tarafından yazılan raporlarla (Arulmouli ve diğ., 1992) diğer araştırmacıların hizmetine sunulmuştur. Çok farklı gerilme izlerine ait gerek monotonik gerekse dinamik şartlarda yapılmış ve dahası aynı şartlarda santırfuj deneylerinin de gerçekleştirildiği bu projenin, modelleme çalışmaları yapan araştırmacılar için oldukça önemli ve standart bir veri tabanı sağladığı açıktır. Bu nedenle, bu çalışmada VELACS veri tabanından yararlanılmıştır. Bunun yanı sıra, çalışmanın gelecekteki hedeflerinden biri de, elde edilen bünye ifadelerinin santırfuj deneylerine de uygulanması ve modelin geliştirilmesidir.

Bu çalışmada, Nevada kumu üzerinde yapılan deneylerin verileri ele alınmıştır. Nevada kumunun endeks özellikleri Tablo 6.2'de yer almaktadır.

Tablo 6.2. Nevada kumunun endeks özellikleri.

Özgül Yoğunluk	İnce Malzeme Oranı, F_c (%)	e_{max}	e_{min}
2.67	7.7	0.887	0.511

Veri tabanı olarak seçilen ve farklı başlangıç boşluk oranı ve çevre basıncı altında yapılan üç eksenli basınç deneyleri şu şekildedir;

- İzotropik konsolidasyonlu drenajlı üç eksenli basınç (CIDC) ve çekme (CIDE) deneyleri ($p' = \text{sabit}$),
- Anizotropik konsolidasyonlu drenajlı üç eksenli basınç (CADC) ve çekme (CADE) deneyleri ($p' = \text{sabit}$).

7. ÖNERİLEN ENDOKRONİK ZEMİN MODELİ

Bu bölümde, önceki bölümlerde sözü edilen zemin davranış özellikleri ve davranışı belirleyen mikro ölçek süreci dikkate alınarak endokronik teori kapsamında elde edilen bünye denklemleri ortaya konacaktır.

Endokronik teori bağlamında daha önce iki farklı yaklaşımdan söz edilmişti. Valanis ekolü ve bunun kendi içinde de farklılaşan yaklaşımlarında temel sorun, kernel (öz) fonksiyonunun ve içsel zaman skalasında yer verilen pekleşme/yumuşama fonksiyonunun elde edilmesi iken; BAC ekolünde yeniden düzenlenme ile şekil değiştirme arasındaki ilişkiyi kuran ve aslen mikro ölçekte gerçekleşen yeniden düzenlenişin makroskopik göstergeler ile ifade edildiği pekleşme/yumuşama fonksiyonu ile sıkışma/genişleme fonksiyonunun saptanmasıdır. Bünye ifadelerinde doğrudan yer alan içsel zaman skalası da bu fonksiyonlar ile belirlenmektedir. Bu çalışmada, BAC ekolünün yaklaşımı benimsenmiştir. Ancak daha önceki çalışmalardan farklı olarak, yeniden düzenlenişin fiziksel temeli, bir diğer deyişle, mikro ölçekte yeniden düzenlenişini belirleyen değişkenler ve olası içsel durum değişkenleri araştırılmış ve bu değişkenlerin gözlemlenebilir hangi makroskopik değişkenler ile ifade edilebileceği üzerinde durulmuştur. Daha önce bahsedildiği gibi, BAC ekolünde yeniden düzenlenme ya da yapı değişimi şekil değiştirme ve gerilme invariantları cinsinde ifade edilmektedir. Mikroskopik ölçümlere ya da ayrık eleman yönteminde olduğu gibi simülasyona dayalı çalışmaların sonuçlarına yer verilmeyen klasik bünye ifadelerinin bu şekilde oluşturulması neredeyse bir zorunluluktur. Modelleme çalışmalarında günümüzde geline nokta, zeminin ayrık eleman olarak ve sürekli ortam olarak ele alındığı iki temel modelleme yaklaşımı arasındaki bağlantının uygun bir şekilde oluşturulmasıdır. Örneğin, sürekli ortama ait ve gözlemlenebilir gerilme ile ayrık ortamda tanesal boyutta bu gerilmenin neden olacağı temas kuvvetleri ve bu kuvvetlerin şekil değiştirme süreciyle birlikte değişiminin belirlenebilmesi başlı başına bir çalışma konusudur.

Bu çalışmada ise bir tür orta yol bulunmaya çalışılmıştır. Bu tür bir yaklaşımın benimsenmesindeki gerekçeler ise şunlardır:

- (i) Endokronik teoride malzemenin şekil değiştirme sürecinin formülleştirilmesinde ifadelere içsel olarak dahil olan içsel durum

değişkenlerinin gözlemlenebilir olması gerekmemektedir. Bu nedenle, içsel durum değişkenlerinin malzemenin içsel zamanıyla birlikte değişimlerini veren ifadelerde yer alan malzeme katsayıları ve malzeme değişkenleri deneysel olarak saptanmaktadır. Dolayısıyla, aslında gözlemlenebilir olması gerekmeyen içsel durum değişkenlerinin gözlemlenebilir etkileri vasıtasıyla bünye ifadelerinde yer alan malzeme değişkenleri belirlenebilmektedir ve bu nedenle bir kez şekil değiştirme süreci doğru olarak izah edilip, bu süreci belirleyen mikro ölçek değişkenleri ve içsel durum değişkenleri belirlendikten sonra bu çerçeveye uygun gözlemlenebilir değişkenler ve bunların çeşitli olası kombinasyonları kullanılarak mikroskopik süreç sayısallaştırılabilecektir.

- (ii) Zemin gibi oldukça heterojen olan bir malzemenin tanesal boyutta ifade edilebilmesi birçok kabulü ve varsayımı gerektirmekte, sürekli ortam olarak incelenmesi ise mikro ölçekte gerçekleşen şekil değiştirme mekanizmasını yeterince içerebilmektedir. Dolayısıyla, her iki yaklaşımın uygun bir şekilde kaynaştırılması zeminlerin modellenmesinde önemli bir açılım sağlayabilecektir.

7.1. Yeniden Düzenleniş: Yapı Değişimi

Endokronik teoride şekil değiştirme sürecinde tanelerin yeniden düzenlenmesi ile şekil değiştirmeler arasında deviyatör gerilmelerin neden olduğu değişimi yansıtmak üzere,

$$d\epsilon = F(\epsilon, \sigma, \zeta) d\xi \quad (7.1)$$

ilişkisi önerilmiştir. Bu çalışmada da benzer bir format ele alınmıştır. Ancak, daha önceki çalışmalardan farklı olarak, içsel değişkenler mikroskopik şekil değiştirme mekanizması göz önüne alınarak tanımlanmıştır. Bir başka deyişle (5.27) ifadesinde yer alan F fonksiyonu yapı değişimi etkisinin daha çok vurgulandığı bir şekilde,

$$d\epsilon = F(\text{yapı}) d\xi \quad (7.2)$$

olarak düşünülmüştür.

7.2. Şekil Değiştirmenin Mikro-Ölçek İzahı

- Şekil değiştirme süreci, şu şekilde basitleştirilirse;
 - (i) Temas normallerinin büyük asal gerilme yönüne doğru dönmesi,
 - (ii) Büyük asal gerilme yönünde yük sütunu oluşumu ve temas alanlarının artması: pekleşme,
 - (iii) Küçük asal gerilme yönündeki hareketin giderek artması: genişleme,
 - (iv) Boşluk oranı heterojenliğinin giderek artması,
 - (v) Kaymaların gerçekleştiği tanelerin (mikro ölçek) belirli bir mikro düzlem oluşturacak şekilde öbekleşmesi (mezo ölçek) ve bu öbeklerin giderek gözlemlenebilir kayma düzlemleri oluşturması (makro ölçek),
 - (vi) Yük sütunlarının bükülmesi, dağılması, kayma bantlarının oluşumu,
 - (vii) Sabit hacim ve sabit şekil değişme hızına (kritik durum) ulaşılması,

7.2.1. Pekleşme/Yumuşama Fonksiyonu

F fonksiyonu, BAC ekolünde elde edildiği gibi, bir seri bileşenden oluşmuş bir şekilde ele alınabilir;

$$F = F_1.F_2.F_3 . . \quad (7.3)$$

(a) F_1 : Gerilme durumunun neden olacağı yapısal değişimi ifade eder;

$$F_1 = \frac{S_1}{S_3} = a_0 + \frac{(\sigma_1/\sigma_3)a_1}{(1 + \xi)a_{21}} \quad (7.4)$$

Burada,

a_0 ; zeminin başlangıçtaki yapısal durumunu yansıtan ve numune hazırlama yöntemi, zeminin oluşum özellikleri ve tanelerin şekline bağlı olarak değişen bir malzeme değişkeni (bu çalışmada yapılan hesaplamalara dahil edilmemiştir),

a_1 , zeminin başlangıç durumunu yansıtan ve relatif sıkılık ile çevre basıncı etkisini de içerecek bir malzeme değişkeni olup, zemine uygulanan deviyatör gerilme ile birlikte

değişecek şekilde bir süreç değişkeni olarak düşünülmüş ve şu şekilde ifade edilmiştir;

$$a_1 = 1 + (a_{11} D_r)(q/\sigma_3) \quad (7.5)$$

Uygulanan deviyatör gerilmenin çevre basıncına göre normalize edilmesinin amacı, çevre basıncı arttıkça temas normallerinin dönme eğiliminin azalımının sağlanmasıdır. Öte yandan, zeminin sıkılığı ve çevre basıncı (ya da ortalama efektif basınç) arttıkça, zemine uygulanan dışsal iş, öncelikle temas normallerinin dönmeye ve temas alanının artmasına yol açacaktır. Ancak, burada q/σ'_3 bileşeni ile hedeflenen şey, deviyatör gerilmenin etkisinin çevre basıncıyla birlikte azalmasını sağlamaktır.

a_{21} ; malzeme katsayısı olup, şekil değiştirmeye birlikte, belirli bir noktadan sonra temas normali dönmelerini azaltmak üzere düşünülmüştür.

ξ , ise kayma (deviyatör) şekil değiştirmesi olup, kayma şekil değiştirmesi uzayında alınan yolun uzunluğunu ifade etmektedir.

Bu şekilde birinci aşama ifade edilmiş olmaktadır. Daha önce, zeminlerin mikromekanizmasının izahında en önemli parametrelerden biri olduğu deneysel çalışmalarla da ortaya konan yapı değişimi, üç eksenli basınç deneyinde geçerli olan eksenel simetri durumunda elde edilebilecek en basit yapı tansörü ile ifade edilmiş olmaktadır.

(b) F_2 : Zemin yapısı içinde oluşan sürtünme direncinin, mobilize olan sürtünme açısı ile ifade edilmesinin uygun olduğu görülmüş ve şu bileşen önerilmiştir ;

$$F_2 = a_2 \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)} \quad (7.6)$$

Burada, a_2 , zemin yapısının sıkılığını ifade eden ve boşluk oranı ile efektif ortalama gerilmenin fonksiyonu olarak içsel kilitleme etkisini yansıtan bir malzeme katsayısıdır.

(c) Endokronik bünye ifadelerinde yer alan ve denklem 7.10a'da verilen bir başka malzeme değişkeni, z_1 ise aslen zemin yapısının sönümlenme karakterini yansıttığı için, şekil değişimi yığılmasına bağlı olarak şu şekilde tanımlanmıştır;

$$z_1 = \zeta_{11}^z \quad (7.7)$$

Burada z_{11} , bir diğer malzeme değişkeni olup, hesaplanan değeri Tablo 7.1’de yer almaktadır.

7.2.2. Sıkışma/Genişleme Fonksiyonu

Son yıllarda yapılan modelleme çalışmalarında, Rowe tarafından önerilen klasik gerilme-genişleme teorisinin büyük şekil değiştirme mertebelerinde geçerliliğini yitirdiği tespitinden yola çıkılarak, genişleme davranışının uygun bir şekilde modellenebilmesi için zemin durumunun, bir referans duruma göre sayısallaştırılması üzerinde durulmuş, bu referans durum olarak kritik durum ele alınmıştır.

Bu çalışmada, şekil değiştirmenin mikromekanizması göz önüne alınarak ulaşılabilen sıkışma/genişleme ifadesi şu şekildedir;

$$1 - \frac{dv}{d\epsilon_1} = b_1 + b_2 \frac{S_1}{S_3} \quad (7.8)$$

Burada, dv , hacimsel şekil değiştirme değişimi; $d\epsilon_1$, düşey eksen (asal eksen) yönündeki şekil değiştirme değişimi; b_1 ve b_2 ise malzeme değişkenleridir. Bu şekilde, sıkışma/genişleme miktarı, bir önceki kısımda elde edilen ve yapının kendisini gerilme durumuna adapte edişini yansıtan iki boyutlu yapı tansörü olan S_1/S_3 ile ilişkilendirilmiş olmaktadır. Bu ifadenin elde edilışinde, Oda ve diğ. (1982) tarafından belirlenen ve Şekil 2.3’de verilen deneysel gözlemlerden yararlanılmıştır.

7.3. Bünye İfadeleri

Bünye ifadeleri elde edilirken, aşağıda verilen davranış özellikleri kabul edilmiştir;

- i) Zemin homojendir ve başlangıç izotropisine sahiptir.
- ii) Şekil değiştirmeler, elastik ve plastik şekil değiştirmeler olarak ikiye ayrılabilir. Her bir bileşen, kayma (deviyatör) gerilmelerinin neden olduğu kayma şekil değiştirmeleri ile kayma gerilmelerin neden olduğu hacimsel şekil değiştirme (sıkışma/genişleme) ve hacimsel (ortalama) gerilmelerin neden olduğu hacimsel şekil değiştirmelerden oluşmaktadır.
- iii) Zemin iki fazlıdır. Kuru ve suya doymun olmak üzere iki farklı durum ele alınmıştır.

iv) Zemin davranışı yükleme hızından bağımsızdır.

v) Hacimsel şekil değiştirmelerin elastik bileşeni ihmal edilmiştir.

Deviyatör gerilme-şekil değiştirme ilişkisi;

$$de_{ij} = \frac{ds_{ij}}{2G} + \frac{s_{ij}}{2G} dz \quad (7.9)$$

$$dz = d\zeta/z_1 \quad (7.10a)$$

$$d\zeta = F d\xi \quad (7.10b)$$

$$F = F_1.F_2 \quad (7.10c)$$

$$d\xi = \sqrt{J_2^{de}} \quad (7.10d)$$

$$G = G_0 \left[1 + m_1 \left(\frac{(I_1^{\sigma'} - I_1^{\sigma'_0})}{I_1^{\sigma'_0}} \right) \right] \quad (7.11)$$

Hacimsel gerilme-şekil değiştirme ilişkisi;

$$d\epsilon = \epsilon_v^e + \epsilon_v^p \quad (7.12a)$$

$$d\epsilon = \frac{d\sigma}{3K} + \epsilon_v^p \quad (7.12b)$$

Elastik bileşen ihmal edilerek,

$$d\epsilon = d\lambda_1 = \left[1 - (b_1 + b_2 \frac{S_1}{S_3}) \right] d\epsilon_1 \quad (7.13)$$

Gerilme ve şekil değiştirme invariantları

$$I_1^{\sigma'} = p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3} \quad (7.14)$$

$$J_2^{\sigma'_0} = q = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 \right]^{1/2} \quad (7.15)$$

$$dv = d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3 \quad (7.16)$$

$$d\gamma = \sqrt{J_2^{de}} = \frac{\sqrt{2}}{3} \left[(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2)^2 + (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)^2 + (d\varepsilon_3 - d\varepsilon_1)^2 \right]^{1/2} \quad (7.17)$$

Klasik üç eksenli basınç deneyi için;

$$\sigma_a = \sigma_1 = \sigma_3 ; \sigma_r = \sigma_2 \quad (7.18a)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (7.18b)$$

$$d\gamma = \frac{2}{3} (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3) \quad (7.18c)$$

7.4. Modelin Öngörülleri

Bu bölümde, temel bileşenleri yukarıda ortaya konmuş olan bünye ifadeleri yardımıyla elde edilmiş öngörüler sunulmaktadır.

7.4.1. Algoritma

Yukarıda verilen bünye denklemlerinin sayısal olarak çözülmesi ve zeminin şekil değiştirme sürecinin elde edilmesi için, MS Excel programı kullanılarak bir sayısal analiz programı hazırlanmıştır. Endokronik teori kapsamında benzer bir program ilk olarak Ansal (1977) tarafından fortran programlama dili kullanılarak elde edilmiştir. Bu çalışmada da bu orjinal programdakine oldukça benzer bir algoritma kullanılmış ve günümüz bilgisayar teknolojisinin ulaştığı noktada, oldukça basit bir şekilde doğrusal-olmayan denklemlerin çözümüne ulaşılmıştır.

Diferansiyel forma sahip bünye denklemleri, adımsal iterasyon ile entegrasyona tabi tutulmuş ve denklemler bu şekilde çözülmüştür. Adımsal iterasyonda, diferansiyel form artım olarak ele alınmaktadır. Belirli bir şekil değiştirme artımı ile başlayan iterasyon sürecinde, diğer tüm denklemler bu artıma göre çözülerek, diğer

değişkenlerin artımları hesaplanmaktadır. Bu iterasyon işlemi ise, Excel içinde bulunan Solver işlemi ile tanımlanan bir optimizasyon kuralına göre yapılmaktadır. Solver işlemi, GRG2 (Genelleştirilmiş Azaltılmış Gradyan) doğrusal-olmayan optimizasyon kodunu kullanmaktadır. Optimizasyon işlemi ise, bünye denklemlerinde yer alan malzeme değişkenlerinin değerleri değiştirilerek yapılmakta ve bu şekilde malzeme değişkenlerinin optimum değerleri ve dolayısıyla optimum davranış eğrileri elde edilmektedir.

Bu çalışma kapsamında hazırlanan algoritma ve bunun MS Excel ortamındaki sayısal uygulamasına ait bir örnek Şekil 7.1'de yer almaktadır. İlk kısmı Şekil 7.1a'da verilen bu uygulamada, A-D kolonlarında deney sonuçları, E-K kolonlarında ise deney sonuçlarından türetilen diğer deneysel değişkenler yer almaktadır. L-N kolonlarının üst satırlarında, deneye ait relatif sıkılık, başlangıç efektif çevre basıncı ve modelde kullanılan eksenel birim şekil değiştirme artımı yer almaktadır. Şekilde verilen uygulamada bu artım, $\Delta\epsilon_1 = 0.0001$ 'dir. Modelin hassaslığını artırmak için bu artım değerinin daha da küçük alınması gerekse de, çok küçük artımlar birçok sorunu da beraberinde getirebilmektedir. Yukarıda verilen artım değerinin, bu çalışmada yeterli olduğu görülmüştür. L-N arasındaki kolonlarının alt satırlarında ise, deviyatör gerilmeler ve eksenel birim şekil değiştirme değerleri açısından, model öngörülerıyla deney sonuçlarının farklarının karelerinin karekök değerleri toplamı yer almaktadır. Solver işleminin optimizasyon yaparken referans aldığı değerler bunlar ya da bu farkların toplamı olup, bu farkları en aza indirecek şekilde çalışan optimizasyon programı ile, Şekil 7.1b'de ikinci kesimi verilen programda R-T kolonlarında yer alan malzeme değişkenleri ve malzeme sabitlerinin optimum değerleri belirlenmiş olmaktadır (Tablo 7.1). Bu şekilde, U-AT kolonları (Şekil 7.1b ve Şekil 7.1c) arasında verilen endokronik bünye denklemlerine ait işlemler yürütülmekte ve verili bir eksenel birim şekil değiştirme artımının neden olacağı hacimsel şekil değiştirme artımları ve deviyatör gerilme artımları hesaplanmaktadır. Model ve algoritma, bu haliyle sadece üç eksenli basınç durumuna ait gerilme ve şekil değiştirmeleri hesaplamaktadır. Ancak, üç boyutlu analizlerin yapılması ve her yöndeki gerilme ve şekil değiştirmelerin belirlenmesi kolaylıkla sağlanabilir. Aynı kum üzerinde, eş sınır koşullarında yapılan diğer deneyler için de bu malzeme değişkenleri ve sabitleri kullanılmıştır. Ancak başlangıç elastisite modülü, E_0 , için herhangi bir korelasyon geliştirilmemiştir ve bu değer doğrudan her bir deneye ait gerilme-şekil değiştirme

eğrisinin başlangıç eğimi olarak alınmıştır. Bir başka seçenek ise, başlangıç elastisite modülünü de optimizasyon işlemine tabi tutmak ve bu işlemde elde edilen değeri öngörülerde kullanmak olabilirdi.

Tablo 7.1. Modele ait malzeme değişkenleri ve malzeme sabitleri.

a_{11}	a_{21}	a_2	b_1	b_2	z_{11}	m_1	E_0 (MPa)
2.967	1.557	1.634	5.21	9.21	0.33	-1.86	13

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
1																	
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
11																	
12																	
13																	
14																	
15																	
16																	
17																	
18																	
19																	
20																	
21																	
22																	
23																	
24																	
25																	
26																	
27																	
28																	
29																	
30																	
31																	
32																	
33																	
34																	

Şekil 7.1a. Modelin bilgisayar ortamında gösterimi-1. Kesim.

7.4.2. Drenajlı Üç Eksenli Basınç Deneyi Modellemeleri

VELACS projesi kapsamında Nevada kumu üzerinde yapılan bir seri drenajlı üç eksenli basınç deneyi sonuçları kullanılarak bir modelleme çalışması yapılmıştır. Şekil 7.2-7.4'de verilen % 40 relatif sıkılıkta hazırlanmış ve $\sigma_3 = 40$ kPa çevre basıncı altında kesilmiş numuneye ait deney sonuçları kullanılarak, daha önce bahsedildiği şekilde Nevada kumuna ait model değişkenleri ve sabitleri elde edilmiştir (Tablo 7.1). Daha sonra bu model parametreleri değiştirilmeden, aynı kum üzerinde farklı relatif sıkılık ve çevre basıncı altında yapılan diğer drenajlı üç eksenli basınç deneyi sonuçları öngörülme çalışılmıştır. Bünye denklemlerinin elde edilmesinde ortaya konan relatif sıkılık ve çevre basıncına bağımlı (7.5) eşitliğinde her bir deneyin uygulandığı relatif sıkılık ve çevre basıncı değerleri kullanılmıştır.

Önerilen modelin, % 40 relatif sıkılık ve $\sigma_3 = 80$ kPa çevre basıncı altında kesilmiş numuneye ait öngörü kapasitesi Şekil 7.5 ve Şekil 7.6’da izlenebilir.

Microsoft Excel - cidc6-4040-107

File Edit View Insert Format Tools Data Window Help Acrobat

R5

1 R S T U V W X Y Z AA AB AC AD AE AF

2

3

4

5

6 **malzeme sabitleri** **endokronik hesaplamalar**

7

8 ε_1 ε_3 ε_V $d\varepsilon$ ξ σ_1 σ_3 σ_1 / σ_3 I_o E $\sin \phi_m$ S_1/S_3

9 **AI**

10 1.07734 0 0 0 0 0 40 40 1 120 13000 0 0.69581

11 1.1491 A21= 1.54832 0.0001 2.233E-05 0.00014 5.178E-05 5.178E-05 42.6 40 1.065 122.6 12502.2 0.03148 0.79036

12 1.21807 A11= 2.97444 0.0002 4.18763E-05 0.00028 5.36358E-05 0.000105416 45.0128 40 1.12532 125.013 12040.2 0.05897 0.8852

13 1.28416 A2= 1.68275 0.0003 5.86036E-05 0.00042 5.55151E-05 0.000160931 47.3316 40 1.18329 127.332 11596.3 0.08395 0.98125

14 1.34738 B1= 1.55116 0.0004 7.24964E-05 0.00054 5.74048E-05 0.000218336 49.5533 40 1.23883 129.553 11170.9 0.10668 1.07782

15 1.4078 B2= 1.70355 0.0005 8.35551E-05 0.00067 5.92942E-05 0.00027763 51.6788 40 1.29197 131.679 10763.9 0.12739 1.17439

16 1.46548 z11 0.32148 0.0006 9.17934E-05 0.00078 6.11744E-05 0.000338804 53.71 40 1.34275 133.71 10375 0.1463 1.27048

17 1.5205 M1= -1.76735 0.0007 9.72374E-05 0.00089 6.30374E-05 0.000401842 55.6493 40 1.39123 135.649 10003.7 0.16361 1.36568

18 1.5205 0.0008 0.000101352 0.001 6.39239E-05 0.000465766 57.4991 40 1.43748 137.499 9649.57 0.17948 1.41099

19 1.57317 E (kPa)= 13000 0.0009 0.000102714 0.00111 6.57581E-05 0.000531524 59.2699 40 1.48175 139.27 9310.52 0.19412 1.50473

20 1.62333 0.001 0.000101375 0.0012 6.75593E-05 0.000599083 60.9563 40 1.52391 140.956 8987.63 0.20758 1.59678

21 1.67107 0.0011 9.73919E-05 0.00129 6.93224E-05 0.000668405 62.5611 40 1.56403 142.561 8680.38 0.21998 1.68689

22 1.71645 0.0012 9.08269E-05 0.00138 7.10433E-05 0.000739449 64.0869 40 1.60217 144.087 8388.24 0.23141 1.77484

23 1.75957 0.0013 8.17494E-05 0.00146 7.27184E-05 0.000812167 65.5366 40 1.63841 145.537 8110.68 0.24197 1.86044

24 1.80051 0.0014 7.02322E-05 0.00154 7.43448E-05 0.000886512 66.9129 40 1.67282 146.913 7847.17 0.25173 1.94356

25 1.83935 0.0015 5.63519E-05 0.00161 7.59203E-05 0.000962432 68.2187 40 1.70547 148.219 7587.16 0.26076 2.02408

26 1.87617 0.0016 4.01871E-05 0.00168 7.74432E-05 0.001039075 69.4567 40 1.73642 149.457 7360.12 0.26912 2.10191

27 1.91107 0.0017 2.18186E-05 0.00174 7.89123E-05 0.001118788 70.6298 40 1.76575 150.63 7135.61 0.27687 2.17699

28 1.94411 0.0018 1.32828E-06 0.0018 8.03268E-05 0.001199114 71.7408 40 1.79352 151.741 6922.8 0.28406 2.24929

29 1.97539 0.0019 -2.1202E-05 0.00186 8.16868E-05 0.001280801 72.7923 40 1.81981 152.792 6721.47 0.29073 2.31879

30 2.00498 0.002 -4.569E-05 0.00191 8.2992E-05 0.001363793 73.7872 40 1.84468 153.787 6530.99 0.29693 2.38549

31 2.03296 0.0021 -7.2054E-05 0.00196 8.42429E-05 0.001448036 74.728 40 1.86862 154.728 6350.86 0.3027 2.44942

32 2.05942 0.0022 -0.00010021 0.002 8.54402E-05 0.001533476 75.6174 40 1.89043 155.617 6180.57 0.30806 2.51061

33 2.08442 0.0023 -0.00013009 0.00204 8.65849E-05 0.001620061 76.4579 40 1.91145 156.458 6019.64 0.31306 2.56912

34 2.10804 0.0024 -0.000118161 0.00208 8.76782E-05 0.001707739 77.2571 40 1.9313 157.257 5867.59 0.31771 2.62499

cidc6-eps3 / z-eps1 / eps1-epsv / q-eps1 CIDC 40 - 107

Şekil 7. 1-b. Modelin bilgisayar ortamında gösterimi-2. Kesim.

Microsoft Excel - cidc6-4040-107

File Edit View Insert Format Tools Data Window Help Acrobat

AH1

1 AH AI AJ AK AL AM AN AO AP AQ AR AS AT AU

2

3

4

5

6

7

8 **F** **dε** **dε** **R** **dεv** **εv** **dε3** **1-R** **e** **dσ1** **q**

9

10 0.69581 0 0 2.73651 -0.00017365 5.09466E-05 -0.000136825 2.736507523 0.727911964 2.6 0

11 0.83222 4.3E-05 0.001028525 -0.4466 0.00014466 0.000195607 2.233E-05 -0.446599759 0.727661992 2.41281 2.6

12 0.97304 5.2E-05 0.000991156 -0.39093 0.000139093 0.000334699 1.95463E-05 -0.390925555 0.72742164 2.31882 5.01281

13 1.11987 6.2E-05 0.001030555 -0.33455 0.000133455 0.000468154 1.67273E-05 -0.334546424 0.72719103 2.2217 7.33163

14 1.2713 7.3E-05 0.001096722 -0.27786 0.000127786 0.000595939 1.38929E-05 -0.277857067 0.726970217 2.12549 9.55332

15 1.42613 8.5E-05 0.001176325 -0.22117 0.000122117 0.000718057 1.10586E-05 -0.221172892 0.726759198 2.0312 11.6788

16 1.58326 9.7E-05 0.001263788 -0.16477 0.000116477 0.000834533 8.23834E-06 -0.16476684 0.726557926 1.93925 13.71

17 1.74168 0.00011 0.001356113 -0.10888 0.000110888 0.000945421 5.44393E-06 -0.108878651 0.726366312 1.84981 15.6493

18 1.83714 0.00012 0.001383322 -0.08228 0.000108228 0.00105365 4.11418E-06 -0.082283572 0.726179293 1.77083 17.4991

19 1.99625 0.00013 0.001481987 -0.02726 0.000102726 0.001156375 1.36285E-06 -0.027256987 0.726001783 1.68643 19.2699

20 2.15454 0.00015 0.001581301 0.02678 9.73222E-05 0.001253698 -1.33891E-06 0.02677822 0.725833611 1.60474 20.9563

21 2.31132 0.00016 0.001680432 0.07967 9.20328E-05 0.00134573 -3.98362E-06 0.079672399 0.725674578 1.52582 22.5611

22 2.46597 0.00018 0.001778672 0.1313 8.68701E-05 0.0014326 -6.56493E-06 0.131298524 0.725524466 1.44967 24.0869

23 2.61787 0.00019 0.001875412 0.18155 8.18449E-05 0.001514445 -9.07754E-06 0.181550792 0.725383038 1.37632 25.5366

24 2.76865 0.00021 0.001970131 0.23034 7.69657E-05 0.001591411 -1.15172E-05 0.230343211 0.725250461 1.30678 26.9129

25 2.91223 0.00022 0.002062386 0.27761 7.22392E-05 0.00166365 -0.138004E-05 0.27760817 0.725125212 1.23805 28.2187

26 3.05378 0.00024 0.002151804 0.32329 6.76705E-05 0.001731321 -0.161647E-05 0.323294991 0.725008278 1.17311 29.4567

27 3.19125 0.00025 0.00223888 0.36737 6.32632E-05 0.001794584 -0.183684E-05 0.367368477 0.724898959 1.11095 30.6298

28 3.32445 0.00027 0.002320969 0.40981 5.90193E-05 0.001853603 -0.204904E-05 0.409807457 0.724796974 1.05154 31.7408

29 3.45321 0.00028 0.002400282 0.4506 5.49397E-05 0.001908543 -2.25302E-05 0.450603355 0.724702038 0.99485 32.7923

30 3.57744 0.0003 0.002475883 0.48976 5.10241E-05 0.001959567 -2.44879E-05 0.48975879 0.724613868 0.94082 33.7872

31 3.69707 0.00031 0.002547681 0.52729 4.72714E-05 0.002006838 -2.63643E-05 0.527286222 0.724532183 0.88941 34.728

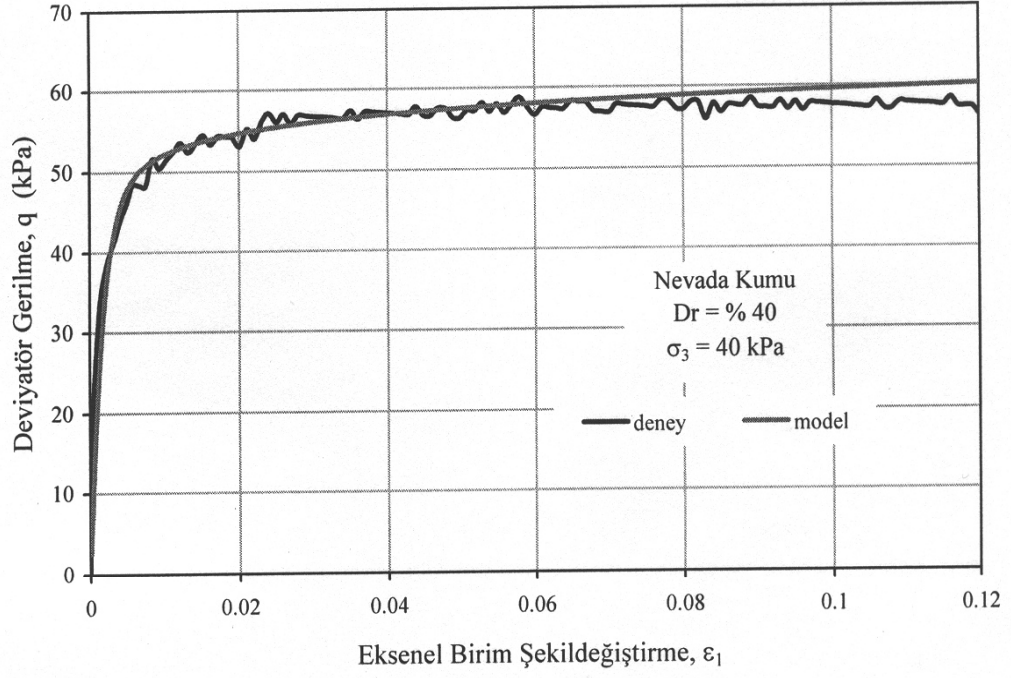
32 3.8121 0.00033 0.002615628 0.56321 4.36793E-05 0.002050518 -2.81603E-05 0.563206655 0.724456705 0.84054 35.6174

33 3.92252 0.00034 0.002679712 0.59755 4.02452E-05 0.002090763 -2.98774E-05 0.597548413 0.724387162 0.79416 36.4579

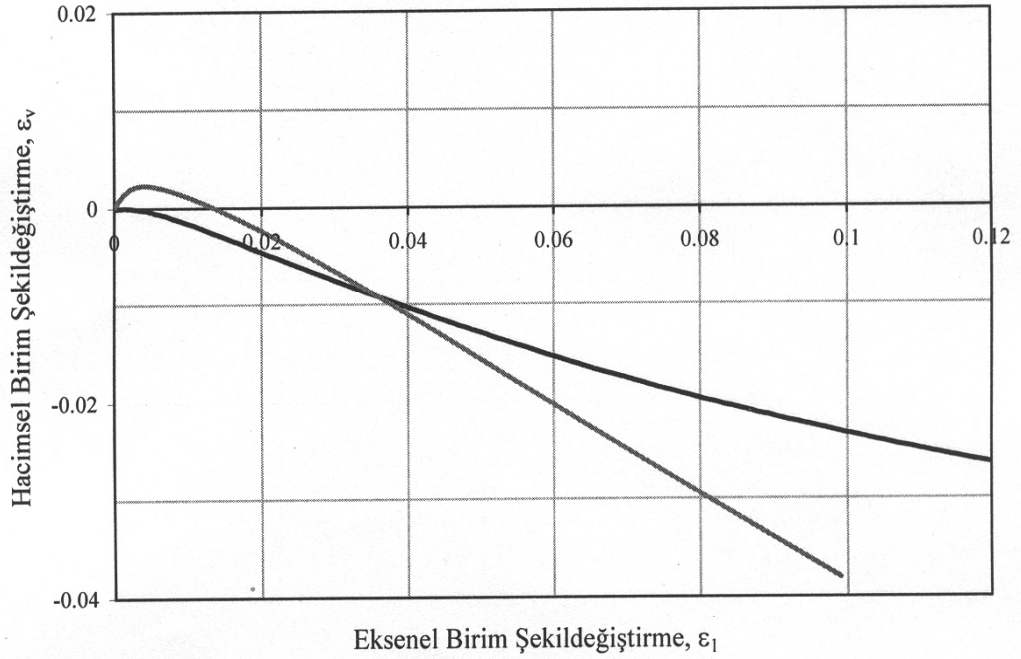
34 4.02838 0.00035 0.002739357 0.63035 3.69654E-05 0.002127728 -3.15173E-05 0.63034549 0.724323786 0.75018 37.2571

cidc6-eps3 / z-eps1 / eps1-epsv / q-eps1 CIDC 40 - 107

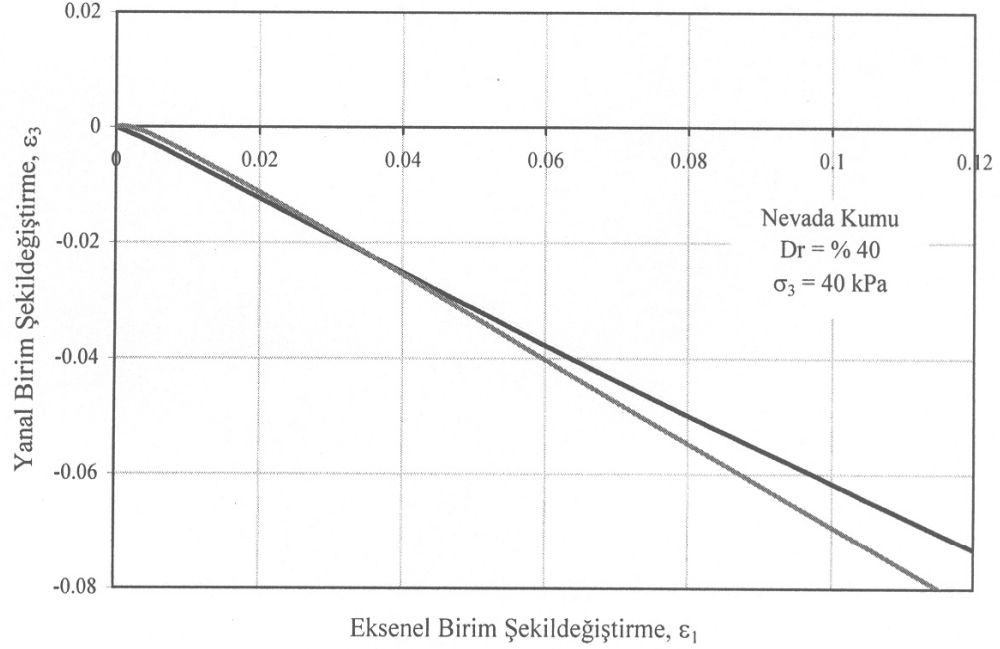
Şekil 7. 1-c. Modelin bilgisayar ortamında gösterimi-3. Kesim.



Şekil 7.2. q - ε_1 eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $D_r = \% 40$, $\sigma_3 = 40$ kPa).

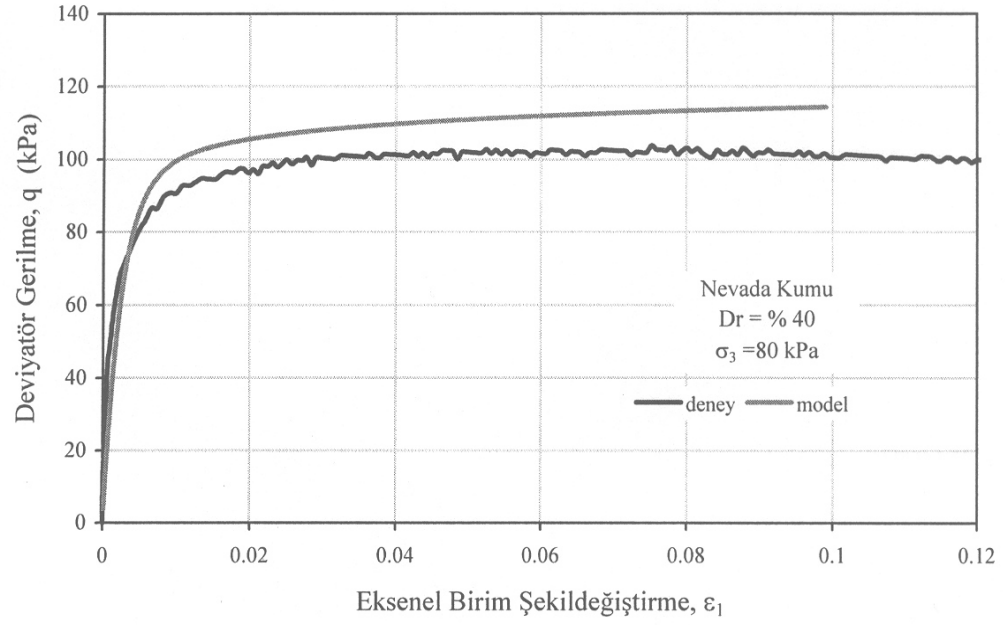


Şekil 7.3. ε_v - ε_1 eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $D_r = \% 40$, $\sigma_3 = 40$ kPa).

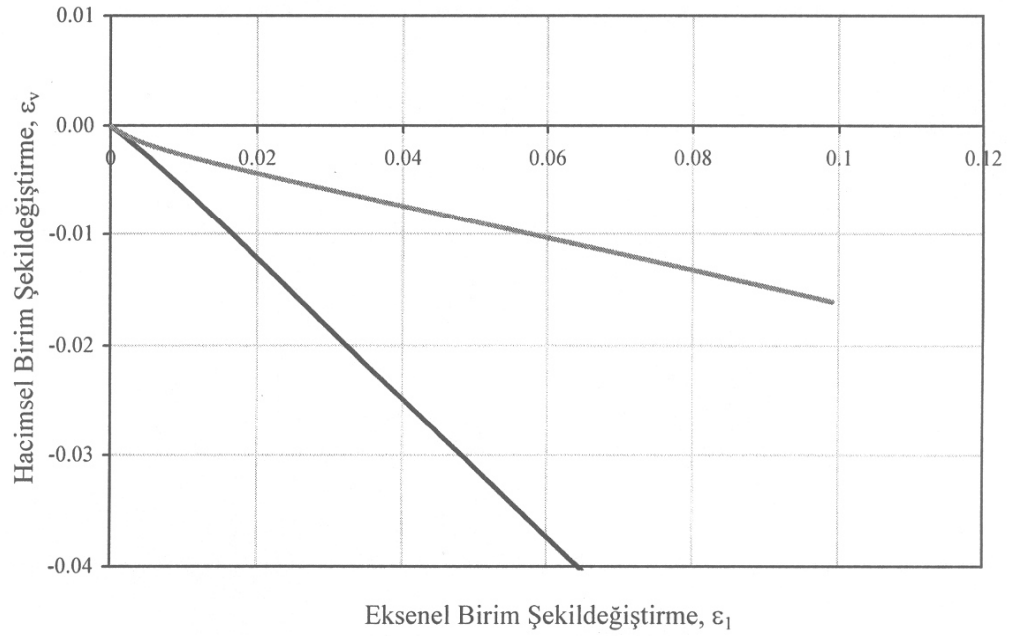


Şekil 7.4. $\epsilon_3 - \epsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $D_r = \% 40$, $\sigma_3 = 40$ kPa).

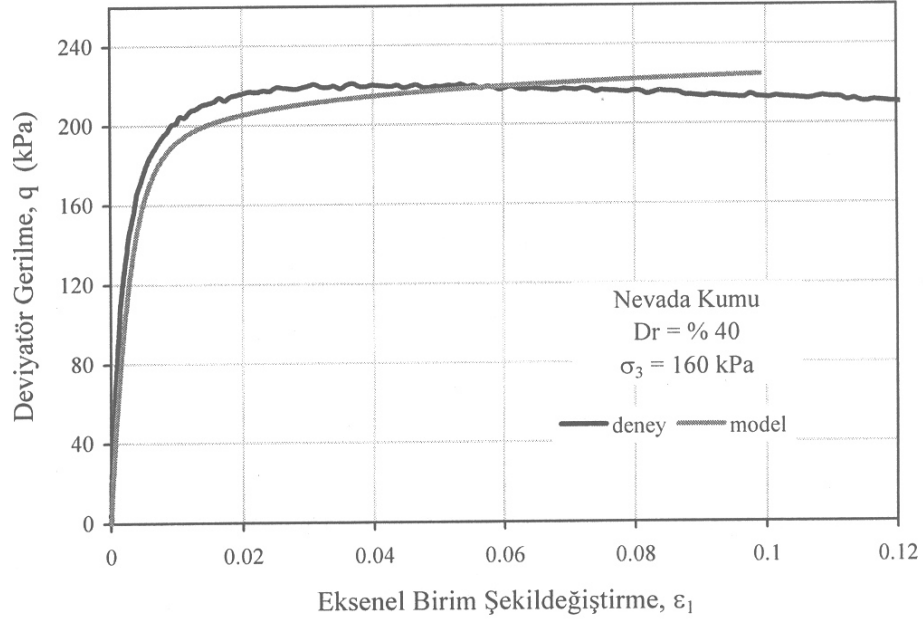
Şekil 7.5'te yer alan gerilme-şekil değiştirme davranışının önerilen model ile öngörülme seviyesi, özellikle düşük şekil değiştirme mertebelerinde oldukça yüksektir. Doruk mukavemeti ise yaklaşık % 12 oranında bir sapma ile öngörülmüştür ki bu sonuç modelin gerilme-şekil değiştirme davranışını doruk mukavemetine kadarki şekil değiştirme mertebelerinde başarıyla tahmin edebildiğini göstermektedir. Şekil 7.7'de yer alan ve % 40 relatif sıklık ile $\sigma_3 = 160$ kPa çevre basıncı altında kesilmiş numuneye ait olan gerilme-şekil değiştirme davranışının öngörü derecesinin incelenmesi sonucunda da bu yargı desteklenmektedir. Ancak büyük şekil değiştirme mertebelerinde numunede meydana gelen mukavemet azalımı, bir başka deyişle yumuşama eğilimi, önerilen model ile yeterince öngörülememektedir. Bünye denklemlerinin ortaya konması aşamasında, büyük şekil değiştirme mertebelerinde meydana gelen kayma bantı oluşumunun bünye ifadelerine dahil edilemediği açıktır. Önerilen F fonksiyonunda yer alan bileşenler, zeminin pekleşmesinin sayısal modelini verebilirken, zeminde gerçekleşmesi muhtemel yumuşamanın mikromekanizmasının sayısal ifadesine yönelik bir fonksiyon bileşeni elde edilememiştir. Modelin bu noktadaki yetersizliği gerilme-şekil değiştirme davranışı öngörülerinde ortaya çıkmıştır.



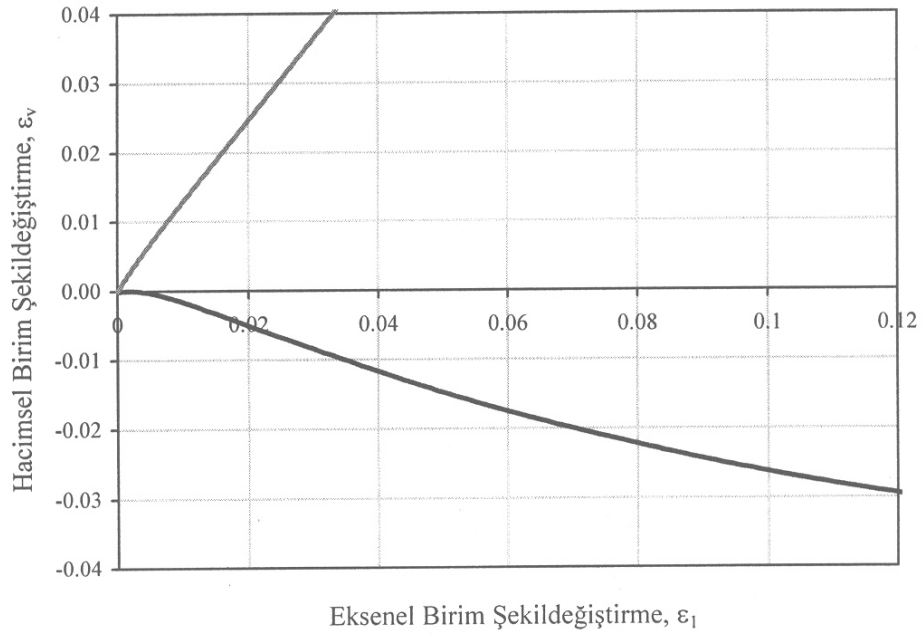
Şekil 7.5. $q - \varepsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, Dr = % 40, $\sigma_3 = 80$ kPa).



Şekil 7.6. $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, Dr = % 40, $\sigma_3 = 80$ kPa).



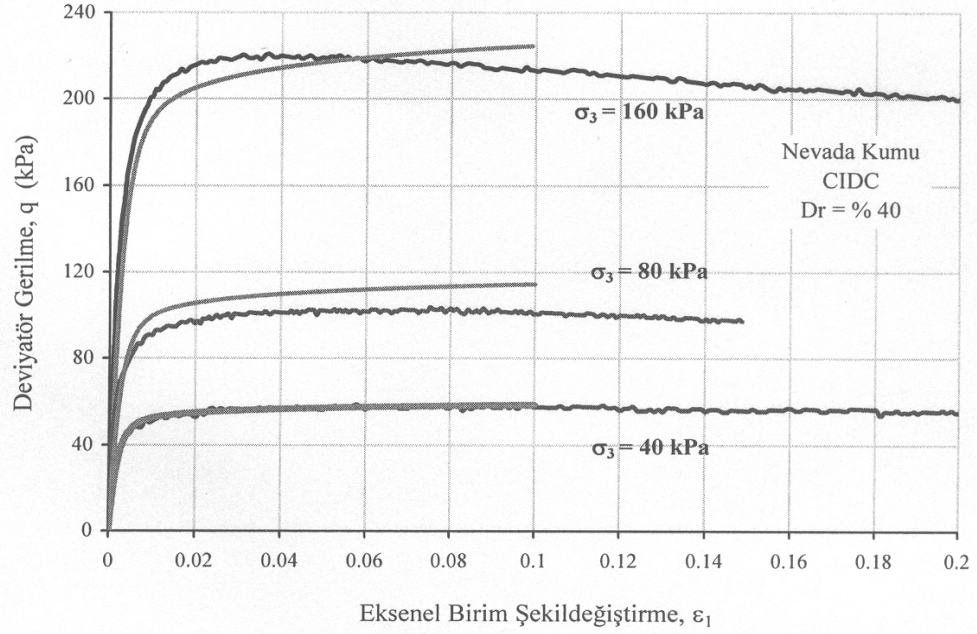
Şekil 7.7. $q - \varepsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $D_r = \% 40$, $\sigma_3 = 160$ kPa).



Şekil 7.8. $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $D_r = \% 40$, $\sigma_3 = 160$ kPa).

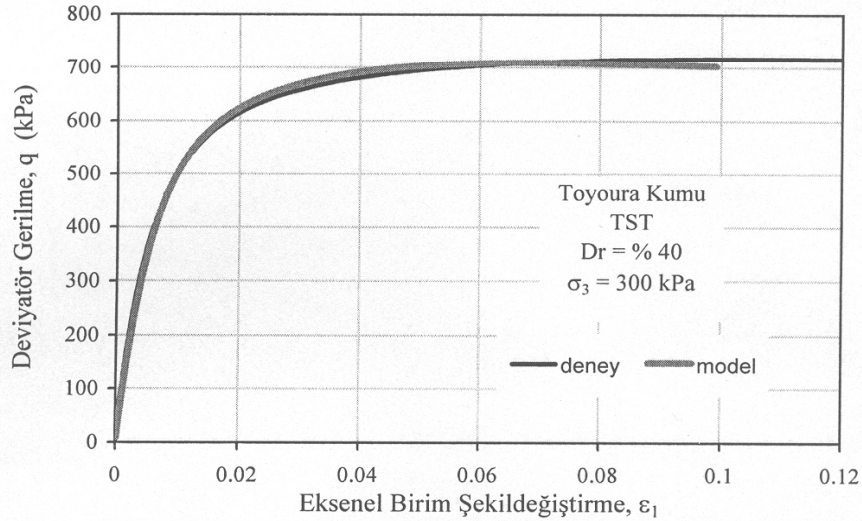
Önerilen modelin şekil değiştirme davranışı ile ilgili malzeme parametreleri, % 40 relatif sıkılık ve $\sigma_3 = 40$ kPa çevre basıncı altında kesilmiş numuneye ait deney sonuçlarından elde edilmiştir (Tablo 7.1). Şekil 7.3 ve Şekil 7.4'te bu numuneye ait hacimsel ve eksenel şekil değiştirmeler cinsinden model ve deney eğrileri yer almaktadır. Bu şekillerde de izlenebildiği gibi, henüz malzeme değişkenlerinin belirlenmesi aşamasında dahi, özellikle hacimsel şekil değiştirmeler açısından, model ile deney sonuçları arasında bire bir örtüşmeden bahsetmek mümkün değildir. Söz konusu numune üzerinde yapılan deneyin sonuçlarıyla elde edilen malzeme değişkenleri (b_1 ve b_2) hiç değiştirilmeden, aynı relatif sıkılık ve farklı çevre basıncı altında kesilmiş numunelere ait deney sonuçlarını öngörmede kullanılmıştır. Şekil 7.6 ve Şekil 7.8, sırasıyla $\sigma_3 = 80$ kPa ve $\sigma_3 = 160$ kPa çevre basınçları altında kesilmiş numunelere ait hacimsel şekil değiştirme-eksenel birim şekil değiştirme ilişkisinin deneysel eğrilerini ve model tahminlerini içermektedir. Şekil 7.6 incelendiğinde, modelin hacimsel şekil değiştirme öngörüsünün deney sonuçlarıyla aynı yönde bir değişim verdiği fakat modelin daha düşük hacimsel şekil değiştirmeler öngördüğü ve model ile deney arasındaki farkın şekil değiştirme ilerleyişi ile giderek arttığı izlenebilir. Daha önce bahsedildiği gibi, bünye ifadelerinde yumuşamanın yeterince ifade edilemeyişi bu sonuçtan da açıkça görülmektedir. Şekil 7.8'de ise modelin öngörüsü ile deney sonuçlarının tamamen ters yönde olduğu görülmektedir. Öte yandan, EK-B'de verilen ve farklı relatif sıkılık ve çevre basıncında kesilmiş numunelere ait deney-model eğrileri göz önüne alındığında, bu tür bir ters eğilim öngörüsünün hiçbir deney sonucunda elde edilmediği görülecektir. Modelin hacimsel şekil değiştirme tahminlerinde bu ölçüde bir sapmanın tam olarak nedeni anlaşılamıyorsa da, genel olarak modelin gerilme-şekil değiştirme davranışı konusundaki başarısından, şekil değiştirmeler söz konusu olduğunda kolaylıkla bahsedilemeyeceği açıktır. Bunun temel nedeni şu şekilde izah edilebilir: Modelde, mikromekanizmaya dayalı olarak şekil değiştirmeler için önerilen ifadeler doğrusal olup, b_1 ve b_2 olmak üzere 2 adet malzeme sabitine bağlıdır. Ayrıca, bu malzeme sabitlerinin zeminin durumuna ve zemin durumunun en basit göstergeleri olarak çevre basıncı ve relatif sıkılığa bağımlı olarak tanımlanmaması, önerilen modelin hacimsel şekil değiştirmeleri tahmininde önemli sapmalara yol açmıştır.

Şekil 7.9'da, % 40 relatif sıkılık ve farklı çevre basınçlarında yapılan drenajlı üç eksenli basınç deneylerine ait gerilme-şekil değiştirme davranışının deneysel ve model tahmin eğrilerine topluca yer verilmektedir. Şekil, bu noktaya kadar yapılan tartışmalar için uygun bir gösterge sağlamaktadır. EK-B'de ayrıca, Nevada kumu üzerinde farklı relatif sıkılık ve çevre basınçları altında yapılan drenajlı üç eksenli basınç deneylerine ait deneysel eğriler ve model eğrileri yer almaktadır.



Şekil 7.9. $q - \varepsilon_1$ eğrileri (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 40$).

Şekil 7.10 ise Toyoura kumu üzerinde $\% 40$ relatif sıkılık ve $\sigma_3 = 300$ kPa çevre basıncı koşullarında yapılan drenajsız burulmalı kesme deneyi sonuçları üzerinde modelin basit bir uygulamasını göstermektedir. Bu sonuç, önerilen modelin gerilme-şekil değıştirme davranışını, farklı deney koşulları ve drenajsız durum için de başarılı bir şekilde modelleyebileceğinin bir göstergesi olarak düşünölmektedir.



Şekil 7.10. $q - \varepsilon_1$ eğrisi (Toyoura kumu, TS, $Dr = \% 40$, $\sigma_3 = 300$ kPa).

8. SONUÇ VE TARTIŞMA

1. Bu çalışmada ulaşılmaması hedeflenen noktalar şu şekildedir;

- i) Zemin davranışının mikromekanizmasının ortaya konması ve önemli mikro ölçek değişkenlerinin belirlenmesi,
- ii) Buradan yola çıkarak, zeminlerin temel davranış özelliklerinin mikromekanizmayla açıklanması ve belirlenen mikro ölçek değişkenleriyle deneysel olarak gözlemlenebilen makroskopik değişkenler arasındaki ilişkilerin araştırılması ve belirlenmesi,
- iii) Endokronik teorelin özsel özellikleri nedeniyle, mikro ile makro ölçek arasındaki bağlantının kurulmasında oldukça uygun bir teorik ve pratik altyapı sağlayacağı noktasından hareketle, zeminlerin şekil değiştirme sürecinin gerçek mikromekanizmaya bağlı kalınarak endokronik bünye ifadeleri oluşturularak modellenmesi.

2. Yukarıda ifade edilen birinci amaca, bu çalışma sonrasında ulaşıldığı söylenebilir. Bu bağlamda, ayrıca, taneli zeminlerin şekil değiştirmesinin gerçek fiziksel süreci bir seri hipotezlerle ortaya konmuştur.

3. Ancak mikro ölçek değişkenleriyle önemli zemin davranış özelliklerine ait karakteristik makroskopik değişkenler arasındaki ilişkiler yeterince ortaya konamamıştır.

4. Bunun bir sonucu olarak ve ayrıca, ortaya konan mikromekanizmanın tam olarak formüle edilemeyişi nedeniyle, başta hedeflenen nitelik ve kapsamda bünye ifadeleri elde edilememiştir.

5. Ancak, drenajlı üç eksenli basınç deneylerine ait model öngörülleri, özellikle gerilme-şekil değiştirme davranışının tahmini açısından oldukça başarılıdır. Benzer bir yargı, hacim değişimi ve bunun yönü için de ifade edilebilir. Dahası, modelde kullanılan malzeme değişkenlerinin sayısı, diğer modeller göre oldukça azdır.

6. Önerilen şekil değiştirme mikromekanizmasının formüle edilemeyişiindeki temel engel, bu mikromekanizmaya göre, önce mikro ölçekte meydana gelen değişimin ilerleyerek kayma düzlemlerinin olduğu mezo ölçeğe geçişinin ve daha sonra

makro ölçeğe ulaşmasının mevcut teorik birikimle çözülmesinin oldukça zor olmasıdır.

7. Bu anlamda, başlangıçta hedeflenen nitelik ve kapsamda ve tamamen şekil değiştirmenin gerçek mikromekanizmasına dayalı genel bünye ifadelerinin elde edilmesinin oldukça büyük bir hedef olduğu düşünülmektedir.

8. Ancak, bu hedefin oldukça anlamlı ve ulaşılabilir olduğu düşünülmektedir. Bu bağlamda, olası perspektifler ve üzerinde durulmasının nihai hedefe ulaşılmasında önemli katkıları olacağı düşünülen noktalar şu şekilde özetlenebilir;

8.1. Enerji ve iş, malzemeler için, boyutlardan bağımsız ve daha değişmez bir referans olanağı sunmaktadır. Çalışmanın bundan sonraki gelişim yönü, enerji ilkelerine dayalı bazı olasılık ve yaklaşımların ortaya konması olabilir. Endokronik teorelin termodinamik kökene sahip olması, enerjiye dayalı yaklaşımlar için de önemli bir kolaylık sağlayacaktır.

8.2. Şekil değiştirme mikromekanizması yeterince aydınlatılmış olarak düşünülebilir. Buradaki sorun, mikro ölçek değişkenlerinin gözlemlenebilir makro ölçek değişkenleri ve zeminin davranış özellikleri ile ilişkisinin kurulmasıdır. Çalışmanın önemli bir boyutu da bu bağlamda yürütülmelidir.

8.3. Bir zeminin yapısı olarak adlandırılabilcek ve zeminin herhangi bir andaki durumunu, zemin davranışını belirleyen değişkenler cinsinden tanımlayabilen ve şekil değiştirme süreciyle birlikte değişebilen sayısal bir ölçeğe ihtiyaç duyulmaktadır. Endokronik teori ile ilk olarak dile getirilen içsel zaman skalası da aslında bu türden bir ölçeği ifade etmektedir. Ancak, bu skalanın zeminin yapısal özelliklerini yansıtacak bir formda ortaya konması gerekmektedir. Gelecekte, zemin davranışının gerçeğe uygun olarak formüle edilebilmesinde en doğru yaklaşım, verili bir zemin için, şekil değiştirmeye birlikte kendisinin belirli elemanları da değişen bir yapı tansörü elde edilmesidir. Bu tür bir yapı tansörünün elemanları, mikromekanizmaya dayalı olarak tanımlanmış olmalı ve bu elemanların şekil değişimi ile birlikte değişim yasaları ortaya konmalıdır.

8.5. Kaos teorisi ve fraktallar teorisi, mikro'dan mezo'ya ve neticede makro'ya geçişin, bir diğer deyişle, çekirdekten bünyeye ilerleyişin matematiksel olarak ifade edilebilmesinde önemli bir açılım sağlayabilir. Bu çalışma esnasında, tezde yazılı olarak ifade edilmemişse de, kaos teorisi de incelenmiştir. Kaos teorisi, dinamik ve gelişen bir süreci nitel olarak anlatabilmekle beraber, sürecin gerçek mekanizmasının

ve bunu belirleyen temel değişkenlerin dahil edildiği ve nicel sonuçlar veren bir ifade elde edilmesinin henüz mümkün olmadığı anlaşılmıştır.

8.6. Boşluk suyu basıncı oluşumunun mikromekanizmaya dayalı olarak ifade edilmesi konusunda literatürde kayda değer bir çalışma henüz yoktur. Bu yönde yapılacak çalışmalar, günümüze kadar boşluk suyu basıncını, suyun sıkışamaz ve zemin matriksinin rijit, homojen ve izotrop iki-fazlı ortam olduğu varsayımına dayalı yaklaşımların ötesine geçmek zorundadır.

9. Zeminler, üç fazlı, heterojen, anizotrop, sönümlü, hafızalı, visko-plastik ve sınır koşullarına bağımlı davranış gösteren bir malzemedir. Böylesine karmaşık bir malzemenin şekil değiştirme sürecinin matematiksel dille ifade edilmesi, matematiksel dilin geliştirilmesine ve belki de bu konuda yeni bir paradigmanın gündeme getirilmesine bağılıdır. Örneğin ondalıklı sistemin dışına çıkılması ya da çok boyutlu ifadelerin basitleştirilmesi gibi devrimsel nitelikte dönüşümler yaşanmadan, zemin davranışının birebir ve her durum için kolaylıkla ve sadelikle modellenebileceği konusunda umut verici bir durumun söz konusu olmadığı düşünülmektedir.

10. Bu nedenle, mevcut durumda en akılcı yaklaşım, çok basit ve sade zemin modellerinin tercih edilmesi olmalıdır.

KAYNAKLAR

- Alarcon-Guzman, A. and Leonards, G.A.**, 1988. Liquefaction Evaluation Procedure (Discussion), *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **114(2)**, 232-236.
- Alarcon-Guzman, A., Leonards, G.A. and Chameau, J.L.**, 1988. Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sands, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **114(10)**, 1089-1109.
- Anandarajah, A., Kuganenthira, N. and Zhao, D.**, 1996. Variation of Fabric Anisotropy of Kaolinite in Triaxial Loading, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **122(8)**, 633-640.
- Ansal, A.M.**, 1977. An Endochronic Constitutive Law for Normally Consolidated Cohesive Soils, *PhD Thesis*, Northwestern University, Evanston, Illinois.
- Ansal, A.M., Bazant, Z.P. and Krizek, R.J.**, 1979. Viscoplasticity of Normally Consolidated Clays, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **105(4)**, 519-537.
- Ansal, A.M., Krizek, R.J. and Bazant, Z.P.**, 1980. Prediction of Soil Behavior by Endochronic Theory, *Proc. Workshop on Limit Equilibrium, Plasticity and Generalized Stress-Strain in Geotechnical Eng.*, ASCE, McGill University, Montreal, Canada, May 28-30, p.286-327.
- Arthur, J.R.F. and Menzies, B.K.**, 1972. Inherent Anisotropy in a Sand, *Geotechnique*, **22(1)**, 115-128.
- Arthur, J.R.F., Chua, K.S. and Dunsten, T.**, 1977. Induced Anisotropy in a Sand, *Geotechnique*, **27(1)**, 13-30.
- Arulmouli, K., Muraleetharan, K.K., Hossain, M.M. and Fruth, L.S.**, 1992. VELACS-VERification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies, *Laboratory Testing Program Soil Data Report*, National Science Foundation, Earth Technology Project No. 90-0562.
- Bagi, K.**, 1996. Stress and Strain in Granular Assemblies, *Mechanics of Materials*, **22**, 165-177.
- Balendran, B. and Nemat-Nasser, S.**, 1993. Double Sliding Model for Cyclic Deformation of Granular Materials Including Dilatancy Effects, *J.Mech. Phys.Solids*, **41(3)**, 573-612.

- Barden, L. and Khayatt, A.J.**, 1966. Incremental Strain Rate Ratios and Strength of Sand in the Triaxial Test, *Geotechnique*, **16(4)**, 338-357.
- Barden, L., Ismail, H. and Tong, P.**, 1969. Plane Strain Deformation of Granular Material at Low and High Pressures, *Geotechnique*, **19(4)**, 441-452.
- Bazant, Z.P. and Krizek, R.J.**, 1975. Saturated Sand as an Inelastic Two-Phase Medium, *J. Engrg. Mech. Div., ASCE*, **101(EM4)**, 317-332.
- Bazant, Z.P. and Krizek, R.J.**, 1976. Endochronic Constitutive Law for Liquefaction of Sand, *Journal of Engrg. Mechanics Div., ASCE*, **102(EM2)**, 225-238.
- Bazant, Z.P. and Bhat, P.D.**, 1976. Endochronic Theory of Inelasticity and Failure of Concrete, *J. Engrg. Mech. Div., ASCE*, **102(4)**, 701-722.
- Been, K. and Jefferies, M.G.**, 1985. A State Parameter for Sands, *Geotechnique*, **35(2)**, 99-112.
- Been, K., Jefferies, M.G. and Hackey, J.**, 1991. A Critical State of Sands, *Geotechnique*, **41(3)**, 365-381.
- Biot, M.A.**, 1956. Theory of Propagation of Elastic waves in Fluid-Saturated Porous Solid-I. Low Frequency Range, *J. Acoustical Soc. of America*, **28**, 168-178.
- Brewer, R.**, 1964. Fabric and Mineral Analysis of Soils, J.Wiley and Sons Inc.
- Casagrande, A.**, 1936. Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills, *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 13-32.
- Casagrande, A.**, 1950. Notes on the Design of Earth Dams, *Journal of Boston Society of Civil Engineers*, 405-429.
- Castro, G.**, 1969. Liquefaction of Sands, Harvard University Soil Mechanics Series, 81, Pierce Hall, Cambridge, Mass.
- Castro, G. and Christian, J.T.**, 1976. Shear Strength of Soils and Cyclic Loading, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **102 (GT9)**, 887-894.
- Chang, C.S.**, 1987. Micromechanical Modelling of Constitutive Relations for Granular Soils, in *Micromechanics of Granular Materials*, p. 271-279, Eds. M.Satake ve J.T.Jenkins, Elsevier Science Pub., Amsterdam.
- Chu, J., Lo, S.-C.R. and Lee, I.K.**, 1992. Strain Softening Behaviour of Granular Soil in Strain Path Testing, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **118(2)**, 191-208.

- Coulomb, C.**, 1773. Essai sur une Application des Regles des Maximis et Minimis a quelques Problemes de Statique Relatifs a L'Architecture, *Memoirs Acad. Roy. Pres. Divers Savants*, **7**, 343-382.
- Cowin, S.C.**, 1974. A Theory for the Flow of Granular Materials, *Powder Technology*, **9**, 61-69.
- Cubrinovski, M. and Ishihara, K.**, 1998. Modelling of Sand Behaviour Based on State Concept, *Soils and Foundations*, **38(3)**, 115-127.
- Cuellar, V.**, 1974. Rearrangement Measure Theory Applied to Dynamic Behavior of Sand, *PhD Dissertation*, Dept. of Civ.Eng., Northwestern University, Evanston, Illinois.
- Cuellar, V.**, 1977. A Simple Shear Theory for the One Dimesional Behaviour of Dry Sand Under Cyclic Loading, *Proc. of DMSR 77*, Karlsruhe, Germany, September 5-16, p.101-111.
- Cuellar, V., Bazant, Z.P. Krizek, R.J. and Silver, M.L.**, 1977. Densification and Hysteresis of Sand under Cyclic Shear, *J. Geotechnical Engrg. Div., ASCE*, **103(GT5)**, 399-416.
- Cundall, P.A. and Strack, O.D.L.**, 1979. A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies, *Geotechnique*, **29(1)**, 47-65.
- Dantu, P.**, 1957. Contribution a l'étude Mécanique et Géometrique des Milieux Pulvérulents, *Proc. of 4th Int. Conf. SMFE*, London, V.1, p.144.
- DeGregorio, V.B.**, 1990. Loading Systems, Sample Preparation and Liquefaction, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **116(5)**, 805-821.
- Dennis, N.D.**, 1988. Liquefaction Evaluation Procedure (Discussion), *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, **114(2)**, 241-243.
- Deresiewicz, H.**, 1958. Mechanics of Granular Material, *Advanced Applied Mechanics*, **5**, 233-306.
- Di Maggio, F.L. and Sandler, I.S.**, 1971. Material Model for Granular Soils, *Jour. Engg. Mech. Div., ASCE*, **97**, 935-950.
- Drucker, D.C.**, 1949. On the Postulate of Stability of Material in the Mechanics of Continua, *J. de Mechanique*, **3**, 235-249.
- Drucker, D.C.**, 1951. A More Fundamental Approach to Plastic Stress-Strain Relations, *Proc. 1st U.S. Nat. Congr. of Appl. Mech.*, ASME, p.487-491.
- Drucker, D.C., Gibson, R.E. and Henkel, D.J.**, 1957. Soil Mechanics and Work Hardening Theories of Plasticity, *Trans. of American Soc.of Soil Eng.*, **122**, 338-346.

- Drucker, D.C.**, 1959. A Definition of Stable Inelastic Material, *Journ. of Applied Mechanics, Transactions, ASME*, **26**, 106-112.
- Drucker, D.C.**, 1960. Plasticity, *Proc. 1st Symp. Naval Structural Mechanics*, Pergamon, Oxford, p.407-455.
- Duncan, J.M. and Chang, C.Y.**, 1970. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, *Journ. Soil Mech. Found.Div., ASCE*, **96(SM5)**, Proc. Paper 7513, 1629-1653.
- Emeriault, F. and Cambou, B.**, 1996. Micromechanical Modelling of Anisotropic Nonlinear Elasticity of Granular Medium, *Int. J. Solids and Structures*, **33(18)**, 2591-2609.
- Fan, J. and Peng, X.**, 1991. A Physically Based Constitutive Description for Nonproportional Cyclic Plasticity, *J. Engg. Materials. Tech.*, **113**, 254-262.
- Field, W.G.**, 1963. Towards the Statistical Definition of a Granular Mass, *Proc. of 4th Australian and New Zealand Conf. on Soil Mechanics*, p.143-148.
- Green, A.E. and Naghdi, P.M.**, 1965. A Generalised Theory and Elastic-Plastic Continuum, *Arch. Rational Mech. Anal.*, **18**, 251-281.
- Guo, P.J.**, 2000. Modelling Granular Materials with Respect to Stress-Dilatancy and Fabric: A Fundamental Approach, *PhD Dissertation*, Civ.Engrg.Dept., Univ.of Calgary, Alberta, Canada.
- Harr, M.E.**, 1966. Foundations of Theoretical Soil Mechanics, McGraw-Hill, New York.
- Height, D.W., Gens, A. and Symes, M.J.**, 1983. The Development of New Hollow Cylinder Apparatus for Investigating the Effects of Principal Stress Rotation in Soils, *Geotechnique*, **33(4)**, 355-384
- Hencky, H.**, 1923. Über einige Statisch Bestimmte Falle des Gleichgewichts im Plastischen Körpern, *Zeitschr. Angew Math. Mech.*, **3**, 241-251.
- Hill, R.**, 1950. The Mathematical Theory of Plasticity, Clarendon Press, Oxford.
- Horne, M.R.**, 1965. The Behaviour of an Assembly of Round, Rigid, Cohesionless Particles, Part I and II, *Proc. Royal Soc. London, Ser. A*, **286**, 62-97.
- Jenkins, J.T. and Strack, O.D.L.**, 1993. Mean-Field Inelastic Behaviour of Random Arrays of Identical Spheres, *Mechanics of Materials*, **16**, 25-33.
- Ilyushin, A.A.**, 1954. On the Relation between Stresses and Small Deformations in the Mechanics of Continuous Media, *Prikl. Math.Mech.*, **18**, 641.
- Imai, G. and Xie, C.**, 1990. An Endochronic Constitutive Law for Static Shear Behaviour of Overconsolidated Clays, Soils and Foundations,

Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, **30**
(1), 65-75.

Ishibashi, I., Chen, Y.C. and Chen, M.T., 1991. Anisotropic Behaviour of Ottawa Sand in Comparison with Glass Spheres, *Soils and Foundations*, **31**
(1), 145-155.

Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasuda, S., 1975, Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses, *Soils and Foundations*, **15**(1), 29-44.

Ishihara, K., 1993. Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes, *Geotechnique*, **43**(3), 351-415.

Iwan, W.D., 1967. On a Class of Models for the Yielding Behaviour of Continuous Composite Systems, *Journ. Appl. Mech., ASME*, **34**, 612-617.

Iwashita, K. and Oda, M., 2000. Micro-Deformation Mechanism of Shear Banding Process Based on Modified Distinct Element Method, *Powder Technology*, **109**, 192-205.

Kabilamany, K. and Ishihara, K., 1990, Stress Dilatancy and Hardening Laws for Rigid Granular Model of Sand, *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, **9**(2), 66-77.

Kanatani, K. 1984, Distribution of Directional Data and Fabric Tensor, *Int. Journ. of Engineering Sciences*, **22**(2), 149-164.

Konrad, J.M., 1990. Minimum Undrained Strength Versus Steady-State Strength of Sands, *Journ. of Geotechnical Eng.Div., ASCE*, **116**(6), 948-963.

Kötter, F., 1903. Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck, Sitzungsberichte der Akademie der Wissenschaften, Berlin, 229-233.

Lade, P.V., 1975. Elasto-Plastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soils with Curved Yield Surfaces, *Journal of Solids and Structures*, **13**, 1019-1035.

Lade, P.V. and Abelev, A.B., 2003. Effects of Cross Anisotropy on Three Dimensional Behavior of Sand. II: Volume Change Behavior and Failure, *Journal of Engineering Mechanics*, **129**(2), 167-174.

Lee, C.F., 1995. Recent Finite Element Applications of the Incremental Endochronic Plasticity, *Int. J. Plasticity*, **30**(7), 843-864.

Lee, K.L., 1965. Triaxial Compressive Strength of Saturated Sands Under Seismic Loading Conditions, *PhD Dissertation*, University of California at Berkeley, USA.

Levy, M., 1870. Memoire sur les Equations Generales des Mouvements Interieurs des Corps Solids Ductiles au dela des Limites ou L'Elasticite Pourrait

les Ramener a leur Premier Etat, *Comptes Rendus Acad. Sci. de Paris*, **70**, 1323-1325.

- Li, X.S.**, 1997. Modelling of Dilative Shear Failure, *Journ. of Geotechnical Engg.Div., ASCE*, **123(7)**, 609-616.
- Li, X.S., Dafalias, Y.F. and Wang, Z.L.**, 1999. State Dependent Dilatancy in Critical State Constitutive Modelling of Sand, *Canadian Geotechnical Journ.*, **36(4)**, 599-611.
- Li, X.S. and Dafalias, Y.F.**, 2000. Dilatancy for Cohesionless Soils, *Geotechnique*, **50(4)**, 449-460.
- Liao, C.L. and Chan, T.C.**, 1997. A Generalized Constitutive Relation for a Randomly Packed Particle Assembly, *Computers and Geotechnics*, **20(3-4)**, 345-363.
- Manzari, M.T. and Dafalias, Y.F.**, 1997. A Critical State Two-Surface Plasticity Model for Sands, *Geotechnique*, **47(2)**, 255-272.
- Matsuoka, H.**, 1974a. A Microscopic Study on Shear Mechanism of Granular Materials, *Soils and Foundations*, **14(1)**, 29-43.
- Matsuoka, H.**, 1974b. Dilatancy Characteristics of Soil, *Soils and Foundations*, **14(3)**, 13-24.
- Meneses-Loja, J., Ishihara, K. and Towhata, I.**, 1999. Effects of Continuous Low-Amplitude Cyclic Stress on the Undrained Monotonic Behaviour of Toyoura Sand, *13th ASCE Engineering Mechanics Division Speciality Conference*, John Hopkins Univ., Baltimore, MD, USA, June 13-16.
- Miura, S. and Toki, S.**, 1982. A Sample Preparation Method and Its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sands, *Soils and Foundations*, **22(1)**, 61-77.
- Miura, K., Maeda, K., Furukawa, M. and Toki, S.**, 1997. Physical Characteristics of Sands with Different Primary Properties, *Soils and Foundations*, **37(3)**, 53-64.
- Mindlin, R.D. and Deresiewicz, H.**, 1953. Elastic Spheres in Contact under Varying Oblique Forces, *Journal of Applied Mechanics*, **20**, 327-344.
- Mogami, T.**, 1965. A Statistical Approach to the Mechanics of Granular Materials, *Soils and Foundations*, **5(2)**, 26-36.
- Mogami, T.**, 1967. Mechanics of Granular Material Composed of Particles of Various Sizes, *Trans. Japan Soc. of Civil Eng.*, **137**, 43-47.
- Moroto, N.**, 1976. A New Parameter to Measure Degree of Shear Deformation of Granular Material in Triaxial Compression Tests, *Soils and Foundations*, **16(4)**, 23-43.

- Mroz, Z.**, 1967. On the Description of Anisotropic Hardening, *Journal of Mechanics and Physics of Solids*, **15**, 163-175.
- Mroz, Z., Norris, V. and Zienkiewicz, O.C.**, 1978. An Anisotropic Hardening Model for Soils and its Application to Cyclic Loading, *Int. J. Num. Anal. Meth. in Geomech.*, **2(3)**, 203-221.
- Mroz, Z.**, 1980. On Hypoelasticity and Plasticity Approaches to Constitutive Modeling of Inelastic Behaviour of Soils, *Intl. J. Num. Anal. Meth. in Geomech.*, **4**, 45-55.
- Muhunthan, B., Chameau, J.L. and Masad, E.**, 1996. Fabric Effects on the Yield Behavior of Soils, *Soils and Foundations*, **36(3)**, 85-97.
- Murakami, J. and Read, H.E.**, 1987. Endochronic Plasticity: Some Basic Properties of Plastic Flow and Failure, *Int. J. Solids and Structures*, **23(1)**, 133-151.
- Murayama, S.**, 1964. A Theoretical Consideration on a Behaviour of Sand, *Proc. of IUTAM Symp. Rheology and Soil Mechanics*, Grenoble, France, 146-159.
- Murayama, S. and Matsuoka, H.**, 1973. A Microscopic Study on Shearing Mechanism of Soils, *Proc. 8th Int. Conf. SMFE*, Moscow, V.1, Part 2, 293-298.
- Nakai, T.**, 1989. An Isotropic Hardening Elastoplastic Model for Sand Considering the Stress Path Dependency in Three-Dimensional Stresses, *Soils and Foundations*, **29(1)**, 119-137.
- Nayak, P.R.**, 1972. Surface Roughness Effects in Rolling Contact, *Journal of Applied Mechanics*, **39(2)**, 456-460.
- Nemat-Nasser, S.**, 1980. On Behaviour of Granular Materials in Simple Shear, *Soils and Foundations*, **20(3)**, 59-73.
- Newland, P. L. and Allely, B.H.**, 1957. Volume Changes in Drained Triaxial Tests on Granular Materials, *Geotechnique*, **7(1)**, 17-34.
- Nova, R. and Wood, D.M.**, 1979. A Constitutive Model for Sand in Triaxial Compression, *Intl. Jour. Num. Anal. Meth. Geomech.*, **3**, 255-278.
- Ochiai, H. and Yamanouchi, T.**, 1972. Change of Void Ratio During Shearing of Two-Dimensional Assembly of Particles, *Proc. 27th Annual Meeting Japanese Society of Civil Eng.*, **3**, 113-114.
- Oda, M.**, 1972. Initial Fabrics and Their Relations to Mechanical Properties of Granular Material, *Soils and Foundations*, **12(1)**, 17-36.
- Oda, M. and Konishi, J.**, 1974a. Microscopic Deformation Mechanism of Granular Material in Simple Shear, *Soils and Foundations*, **14(4)**, 25-38.

- Oda, M. and Konishi, J.**, 1974b. Rotation of Principal Stresses in Granular Material During Simple Shear, *Soils and Foundations*, **14(4)**, 39-53.
- Oda, M.**, 1977. Co-Ordination Number and its Relation to Shear Strength of Granular Materials, *Soils and Foundations*, **17(2)**, 29-42.
- Oda, M.**, 1978. Significance of Fabric in Granular Mechanics, *Proc. U.S.-Japan Seminar on Continuum-Mechanical and Statistical Approaches in the Mechanics of Granular Materials*, Tokyo, Japan.
- Oda, M., Konishi, J. and Nemat-Nasser, S.**, 1980. Some Experimentally Based Fundamental Results on the Mechanical Behaviour of Granular Materials, *Geotechnique*, **30(4)**, 479-495.
- Oda, M., Nemat-Nasser, S. and Konishi, J.**, 1985. Stress Induced Anisotropy in Granular Masses, *Soils and Foundations*, **21(3)**, 85-97.
- Oda, M. and Nakayama, H.**, 1988. Introduction of Inherent Anisotropy of Soils in the Yield Function, in *Micromechanics of Granular Materials*, pp.81-90, M.Satake ve J.T.Jenkins, eds., Elsevier Science Pub., Amsterdam.
- Oda, M.**, 1997. A Micro-Deformation Model for Dilatancy of Granular Materials, in *Symp. on Mechanics of Particulate Materials in McNu Conference*, ASCE, Eds. C.S.Cang et al., June 29-July 2, Northwestern Univ., Chicago, 24-37.
- Oda, M. and Kazama H.** 1998. Micro-Structure of Shear Band and its Relation to the Mechanism of Dilatancy and Failure of Granular Soils, *Geotechnique*, **48(4)**, 465-481.
- Oda, M., Kazama H. and Konishi, J.**, 1998. Effects of Induced Anisotropy on the Development of Shear Bands in Granular Materials, *Mechanics of Materials*, **28**, 103-111.
- Pan, W.F., Lee, T.H. and Yeh, W.C.**, 1996. Endochronic Analysis for Finite Elasto-Plastic Deformation and Application to Metal Tube Under Torsion and Metal Rectangular Block Under Biaxial Compression, *Int. J. Plasticity*, **12(10)**, 1287-1316.
- Peng, X. and Ponter, A.R.S.**, 1993. Extremal Properties of Endochronic Plasticity, Part I: Extremal path of the Constitutive Equation without a Yield Surface, *Int. Journal of Plasticity*, **9**, 551-566.
- Phillips, A. and Weng, G.J.**, 1975. An Analytical Study of an Experimentally Verified Hardening Law, *Journ. of Applied Mechanics, Transactions, ASME*, **42**, 375-378.
- Poncelet, V.**, 1840. Memoirs sur la Stabilite des Revetements et de leur Fondations, *Mem. De L'Officier du Genie*, **13**.

- Poorooshasb, H.B., Holubec, I. and Sherborne, A.N.**, 1966. Yielding and Flow of Sand in Triaxial Compression: Part I, *Canadian Geotechnical Journal*, **3(4)**, 179-190.
- Poorooshasb, H.B., Holubec, I. and Sherborne, A.N.**, 1967. Yielding and Flow of Sand in Triaxial Compression: Parts II and III, *Canadian Geotechnical Journal*, **4(4)**, 376-397.
- Poorooshasb, H.B. and Pietruszczak, S.**, 1985. On Yield and Flow of Sand: A Generalised Two-Surface Model, *Compt. and Geotechnics*, **1**, 33-58.
- Poulos, S.J.**, 1981, The Steady State of Deformation, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **107 (GT5)**, 553-562.
- Pradhan, T.B.S., Tatsuoka, F. and Sato, Y.**, 1989. On Stress-Dilatancy Equations of Sand Subjected to Cyclic Loading, *Soils and Founds.*, **29(1)**, 65-81.
- Prager, W.**, 1949. Recent Developments in the Mathematical Theory of Plasticity, *Journal of Applied Physics*, **20**, 235-241.
- Prager, W.**, 1959. Introduction to Plasticity, Addition-Wesley, Massachussetts, US.
- Prandtl, L.**, 1920. Über die Harte Plastischer Körper, *Nachr. Kgl. Ges.Wiss. Göttingen Math-Phys. Klasse*.
- Prevost, J.H.**, 1978. Anisotropic Undrained Stress-Strain Behaviour of Clays, *Journal of Geotechnical Eng. Div., ASCE*, **104(GT8)**, 1075-1090.
- Rankine, W.J.M.**, 1857. On the Stability of Loose Earth, *Philosophical Transactions of Royal Society London*, **147**.
- Reuss, A.**, 1930. Berücksichtigung der Elastischen Formänderung in der Plastizitäts Theorie, *Zeitschr. Angew Math. Mech.*, **10**, 266-274.
- Reynolds, O.**, 1885. On the Dilatancy of Media Composed of Rigid Particles in Contact, *Philosophical Magazine*, **5(20)**, 469-488.
- Riemer, M.F.**, 1992. The Effects of Testing Conditions on the Constitutive Behaviour of Loose, Saturated Soils Under Monotonic Loading, *PhD Thesis*, University of California at Berkeley, California, US.
- Rivlin, R.S.**, 1965. Nonlinear Viscoelastic Solids, *SIAM Review*, **7**, 323.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Wroth, C.P.**, 1958. On the Yielding of Soils, *Geotechnique*, **8(1)**, 22-52.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A.**, 1963. Yielding of Clays in States Wetter Than Critical, *Geotechnique*, **13(3)**, 211-240.
- Roscoe, K.H. and Burland, J.B.**, 1968. On the Generalised Stress-Strain Behaviour of Wet Clay, in *Engineering Plasticity*, Eds. Heyman and Leckie, Cambridge Univ.Press., 535-609.

- Ross, A.D., England, G.L. and Suan, R.H.**, 1965. Prestressed Concrete Beams Under a Sustained Temperature Crossfall, *Magazine of Concrete Researches*, **17(52)**, 117-126.
- Rowe, P.W.**, 1962. The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, *Proc. Royal Soc., Series A*, **269**, 500-527.
- Rowe, P.W., Barden, L. and Lee, I.K.**, 1964. Energy Components During the Triaxial Cell and Direct Shear Tests, *Geotechnique*, **14(3)**, 247-261.
- Salençon, J.**, 1977. Application of the Theory of Plasticity in Soil Mechanics, JW&Sons, New York.
- Sandler, I.S.**, 1978. On the Uniqueness and Stability of Endochronic Theories of Material Behaviour, *J. Appl. Mech*, **45**, 263.
- Saint Venant, B.**, 1870. Memoire sur L'Etablissement des Equations Differentielles des Mouvements Interieurs Operes dans les Corps Solids Ductiles au dela des Limites ou L'Elasticite Pourrait les Ramener a leur Premier Etat, *Comptes Rendus Acad. Sci. de Paris*, **70**, 473-480.
- Schofield, A.N. and Wroth, C.P.**, 1968. Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London.
- Schofield, A.N.**, 1993. Keynote Lecture: Original Cam-Clay, *International Conference on Soft Soil Engineering*, GuangZhou, November 8-11.
- Serrano, A.A. and Rodriguez-Ortiz, J.M.**, 1973. A Contribution to the Mechanics of Heterogeneous Granular Media, *Proc. Symp. on Plasticity and Soil Mech.*, Cambridge, UK.
- Shibuya, S. and Hight, D.W.**, 1988. A Bounding Surface for Granular Materials, *Soils and Foundations*, **27(4)**, 123-136.
- Shield, R.T. and Ziegler, H.**, 1958. On Prager's Hardening Rule, *Z. Angew. Math. Phys.*, **9**, 260-276.
- Smith, W.O., Foote, P.D. and Busany, P.F.**, 1929. Packing of Homogeneous Spheres, *Physics Review*, **34**, 1271-1274.
- Sokolovski, V.V.**, 1954. Statics of Soil Media, 2nd Edition, Moscow (Rusça).
- Tatsuoka, F. and Ishihara, K.**, 1973. Stress Path and Dilatancy Performance of a Sand, *Proc. 8th Int. Conf. SMFE*, Vol.1, No. 2, 419-424.
- Taylor, D.W.**, 1948. Fundamentals of Soil Mechanics, JW&Sons., Chicago.
- Towhata, I. and Ishihara, K.**, 1985. Shear Work and Pore Water Pressure in Undrained Shear, *Soils and Foundations*, **25(3)**, 65-81.

- Tokue, T.**, 1979. Deformation Behaviours of Dry Sand under Cyclic Loading and a Stress-Dilatancy Model, *Soils and Foundations*, **19(2)**, 63-78.
- Tresca, H.**, 1864. Sur L'Ecoulement des Corps Solids Soumis s Fortes Pression, *Comptes Rendus Acad. Sci. de Paris*, **59**, 754-758.
- Vaid, Y.P. and Chern, J.C.**, 1985. Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands, *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Loading*, ASCE National Convention, Detroit, 120-147.
- Vaid, Y.P., Chung, E.K.F. and Kuerbis, R.**, 1990. Stress Path and Steady State, *Canadian Geotech. J.*, **27(1)**, 1-7.
- Vaid, Y.P. and Sayao, A.**, 1995. Proportional Loading Behaviour of Sand under Multiaxial Stresses, *Soils and Foundations*, **35(3)**, 23-29.
- Vaid, Y.P. and Thomas, J.**, 1995. Liquefaction and Postliquefaction Behaviour of Sand, *Journal of Geotechnical Eng. Div., ASCE*, **121(2)**, 163-173.
- Valanis, K.C.**, 1971. A Theory of Viscoplasticity without a Yield Surface: Part I and II, *Archives of Mechanics*, **23(6)**, 517-551.
- Valanis, K.C.**, 1980. Fundamental Consequences of a New Intrinsic Time Measure-Plasticity as a Limit of Endochronic Theory, *Archs. Mech.*, **32**, 171.
- Valanis, K.C. and Lee, C.F.**, 1984. Endochronic Theory of Cyclic Plasticity with Applications, *J. Appl. Mechanics*, **51(2)**, 367-374.
- Valanis, K.C. and Read, H.E.**, 1986. An Endochronic Plasticity Theory for Concrete, *Mechanics of Materials*, **5**, 277-295.
- Valanis, K.C.**, 1988. Lectures on Endochronic Plasticity, Univ.of Lisbon, Lisbon.
- Vardoulakis, I. and Sulem, J.**, 1995. Bifurcation Analysis in Geomechanics, Blackie Academics&Professionals, Glasgow.
- Verdugo, R.** 1992. Characterization of Sandy Soil Behavior Under Large Deformation, *PhD Thesis*, University of Tokyo.
- Von Mises, R.**, 1913. Mekanik der festen Körper im Plastisch-Deformablen Zustand, *Goettinger-Nachr. Math-Phys. Kl.*, 582-592.
- Wakayabashi, T.**, 1957. Photoelastic Method for Determination of Stress in Powdered Mass, *Proc. 7th Japan Nat. Congr. on Applied Mechanics*, 153-192.
- Wan, R.G. and Guo, P.J.**, 1998. A Simple Constitutive Model for Garnular Soils: Modified Stress-Dilatancy Approach, *Computers and Geotechnics*, **22(2)**, 109-133.
- Wan, R.G. and Guo, P.J.**, 2001. Drained Cyclic Behaviour of Sand with Fabric Dependence, *Journal of Engineering Mechanics*, **127(11)**, 1106-1116.

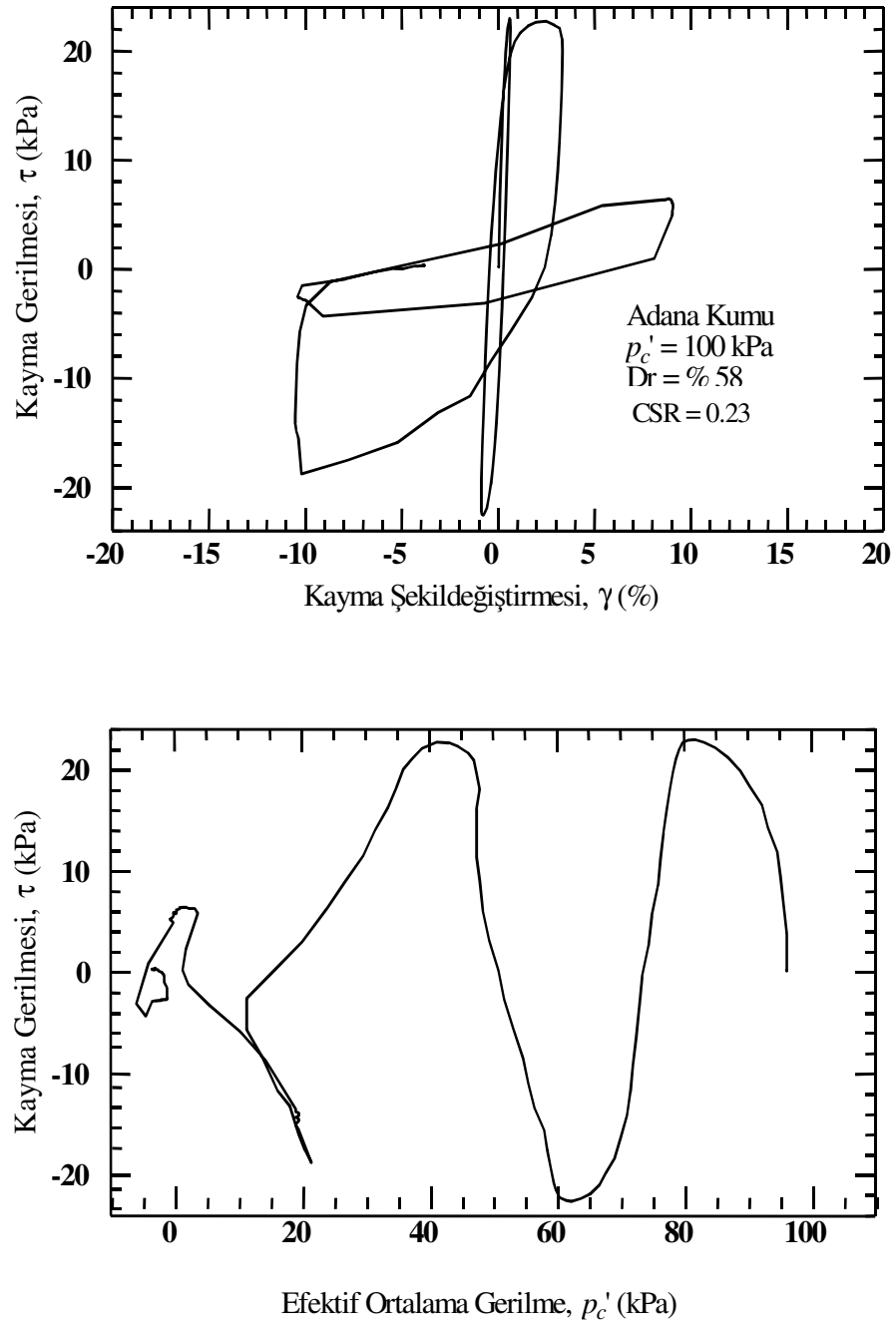
- Wang, Z.L., Dafalias, Y.F. and Shen, C.K.**, 1990. Bounding Surface Hypoplasticity Model for Sand, , *Journ.of Engineering Mechanics. Div., ASCE*, **116 (5)**, 983-1001.
- Watanabe, O. and Atluri, S.N.**, 1985. A New Endochronic Approach to Computational Elastoplasticity: Example of a Cyclically Loaded Cracked Plate, *J. Appl. Mechanics*, ASME, **52(4)**, 857-864.
- Wroth, C.P. and Bassett, R.H.**, 1965. A Stress-Strain relationship for the Shearing Behaviour of Sand, *Geotechnique*, **15(1)**, 32-56.
- Wu, H.C. and Yip, M.C.**, 1981. Endochronic Description of Cyclic Hardening Behaviour for Metallic Materials, *J. Eng. Mater. Tech.*, **103**, 212-217.
- Wu, H.C. and Aboutorabi, M.R.**, 1988. Endochronic Model of Sand with Circular Stress Path, *Journal of Geotechnical Eng.*, ASCE, **114(1)**, 93-103.
- Wu, H.C., Lu, J.K. and Pan, W.F.**, 1995. Endochronic Equations for Finite Plastic Deformation and Application to Metal Tube under Torsion, *Int. J. Solids and Structures*, **32 (8/9)**, 1079-1097.
- Yoshimine, M.**, 1996. Undrained Flow Deformation of Saturated Sand Under Monotonic Loading Conditions, *PhD Thesis*, University of Tokyo, Tokyo.
- Yoshimine, M., Ishihara, K. and Vargas, W.**, 1998. Effects of Principal Stress Direction and Intermediate Principal Stress on Undrained Shear Behaviour of Sand, *Soils and Foundations*, **38(3)**, 179-188.
- Ziegler, H.**, 1959. A Modification of Prager's Hardening Rule, *Quart. Appl. Math.*, **17(1)**, 55-65.

EKLER

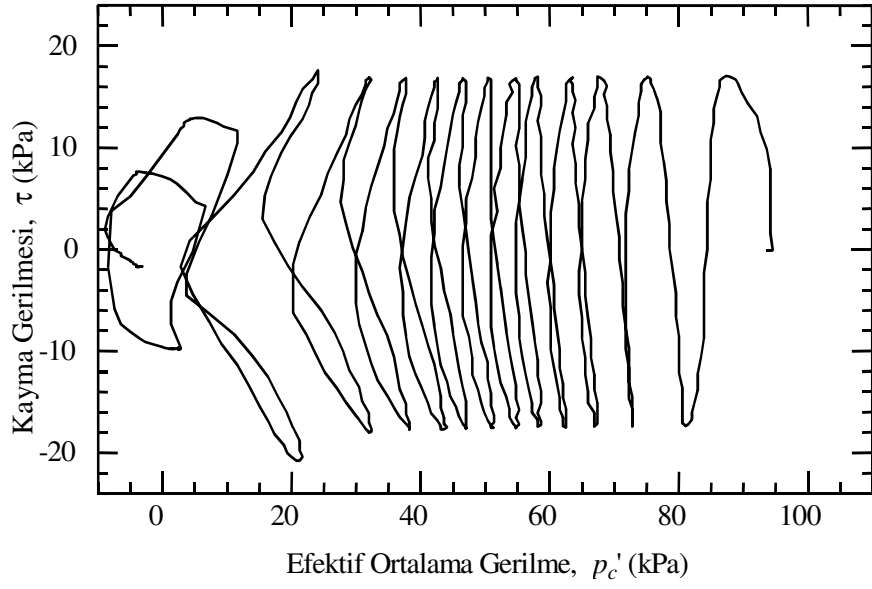
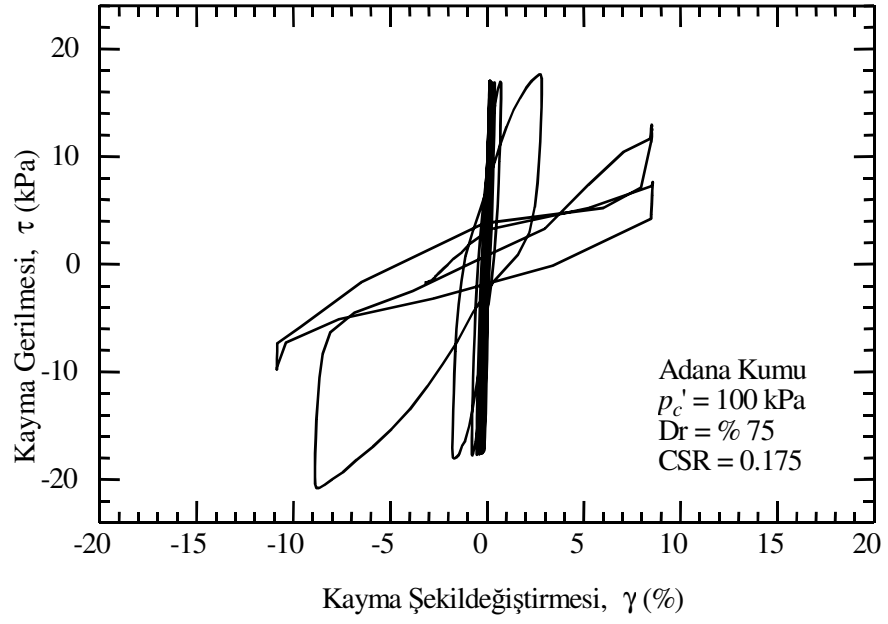
EK A. DİNAMİK BURULMALI KESME DENEYLERİNİN SONUÇLARI

EK B. ÖNERİLEN MODELİN ÖNGÖRÜLERİ

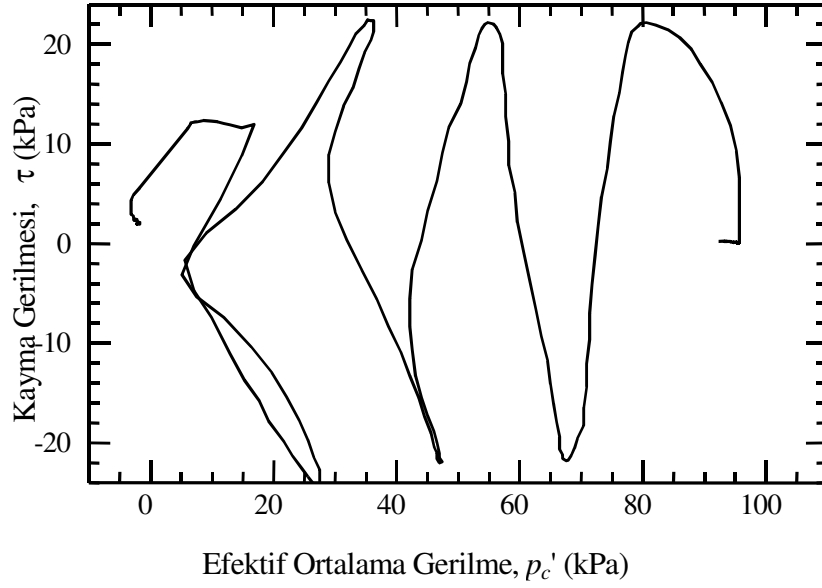
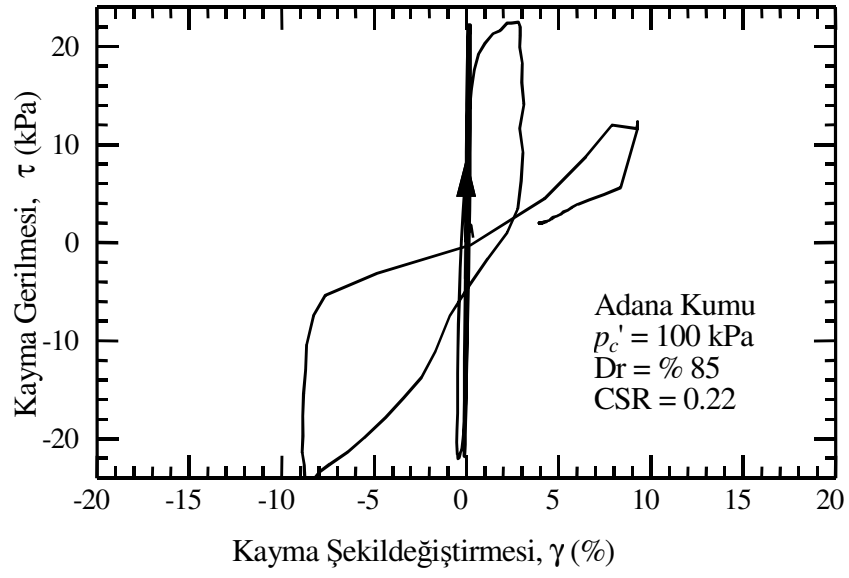
EK A. DİNAMİK BURULMALI KESME DENEYLERİNİN SONUÇLARI



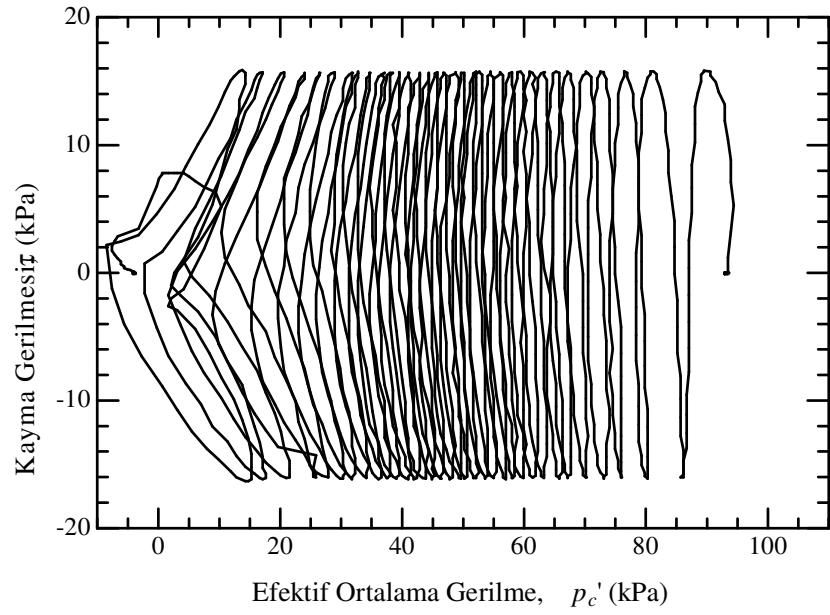
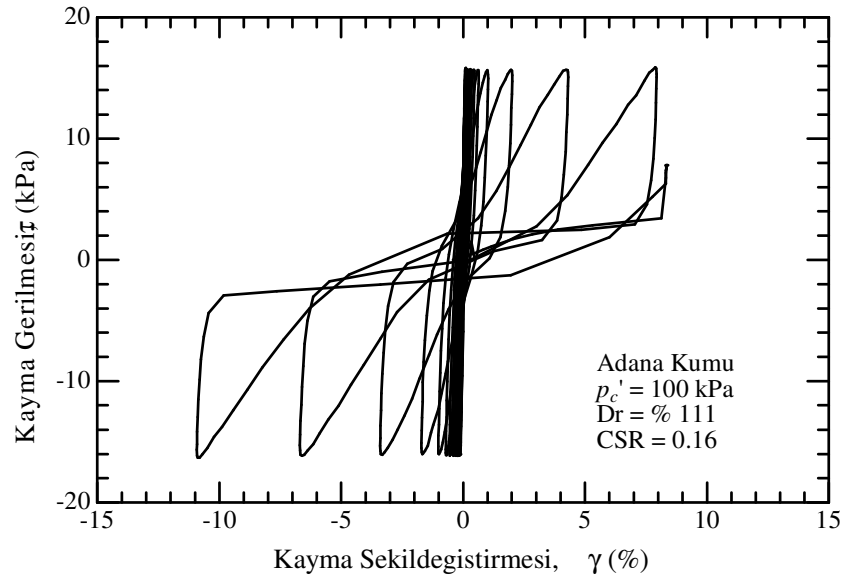
Şekil A.1. Dinamik burulmalı kesme deneyi sonuçları ($D_r = \% 58$).



Şekil A.2. Dinamik burulmalı kesme deneyi sonuçları ($D_r = \% 75$).

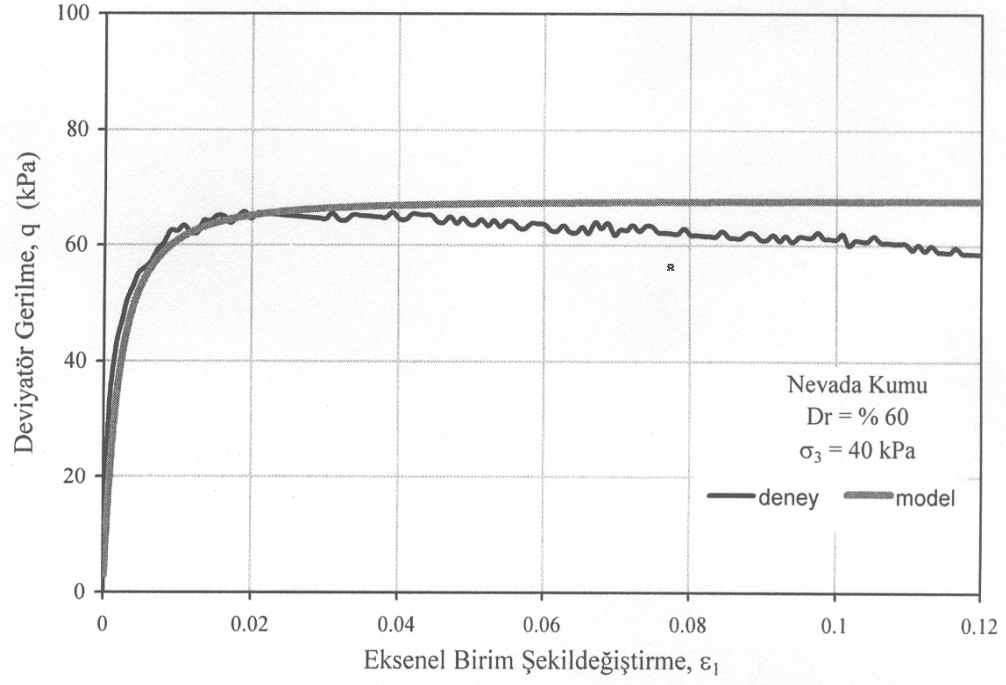


Şekil A.3. Dinamik burulmalı kesme deneyi sonuçları ($D_r = \% 85$).

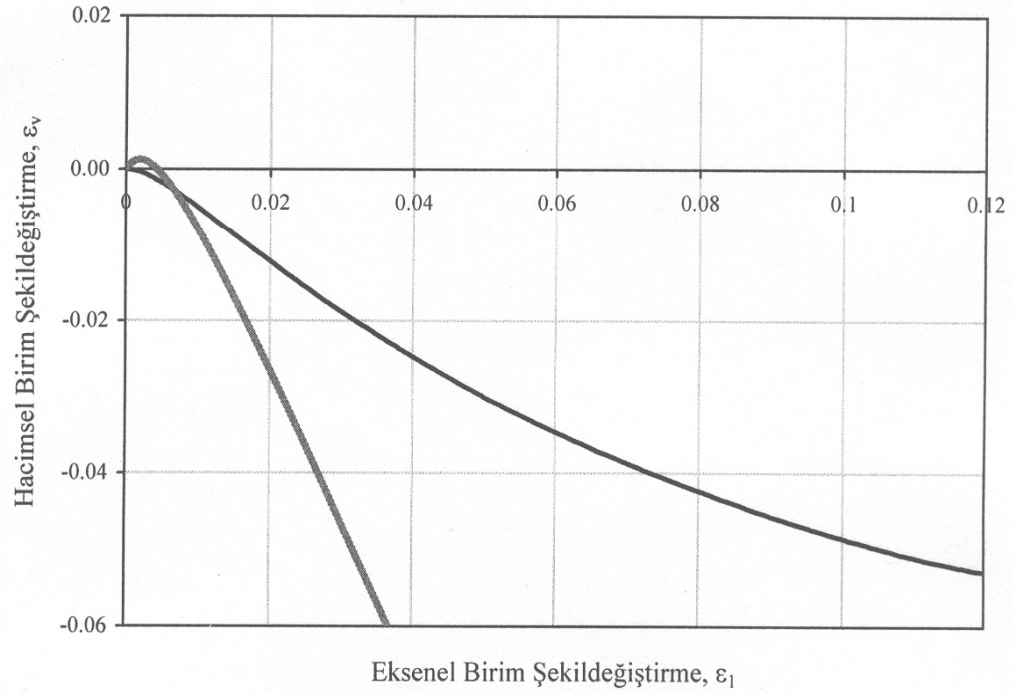


Şekil A.4. Dinamik burulmalı kesme deneyi sonuçları ($D_r = \% 111$)

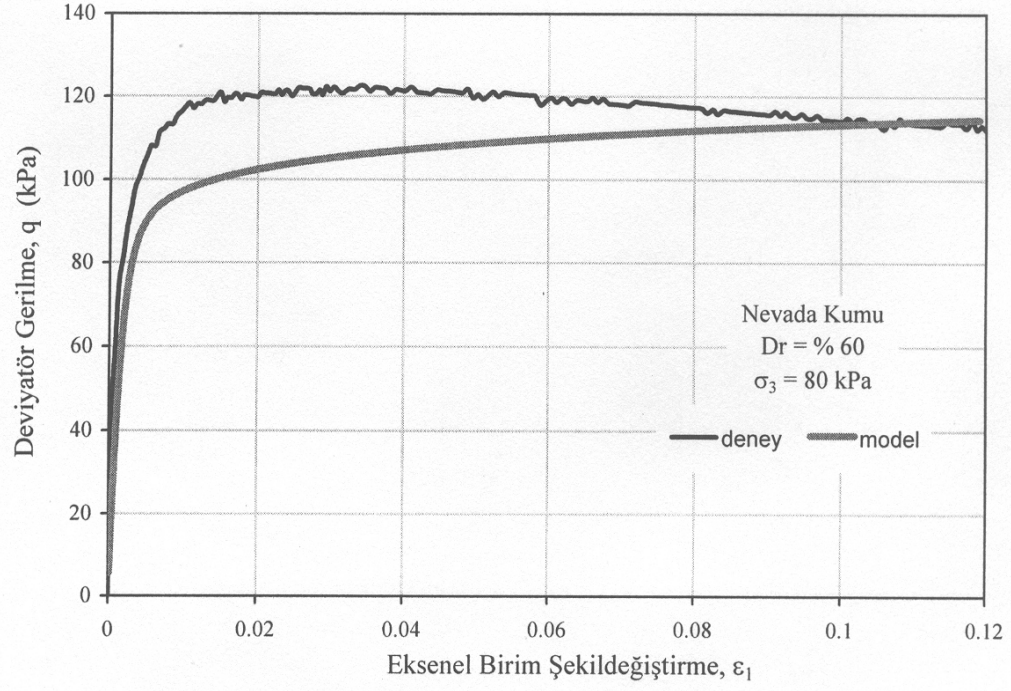
EK B. ÖNERİLEN MODELİN ÖNGÖRÜLERİ



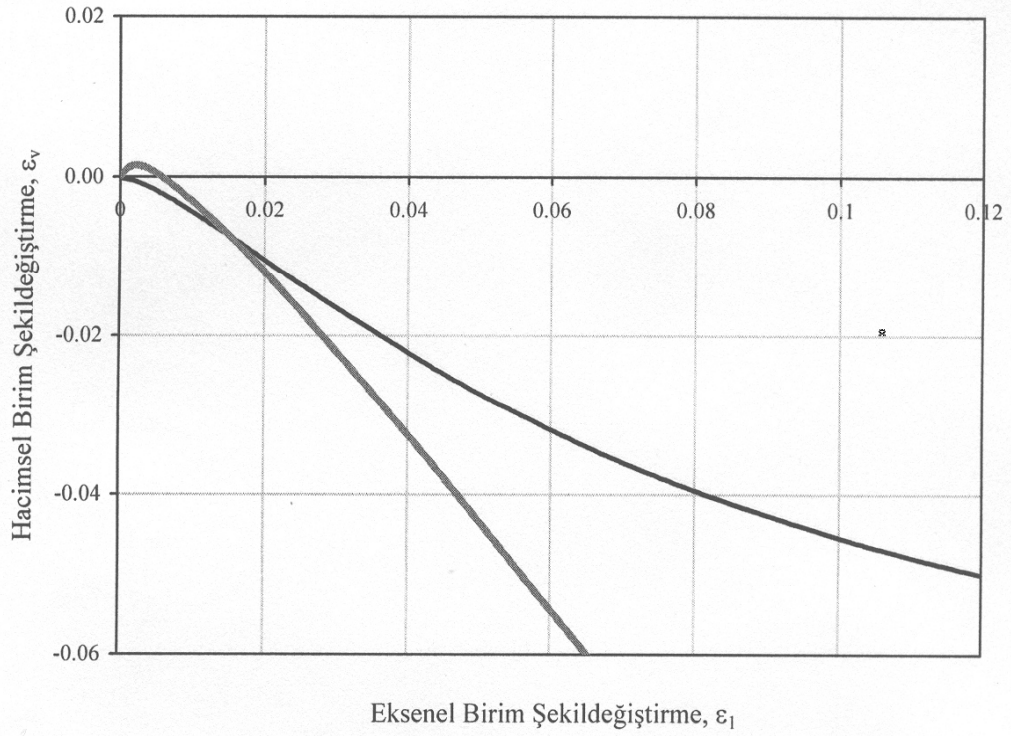
Şekil B.1a. $q - \varepsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $D_r = \% 60$, $\sigma_3 = 40$ kPa).



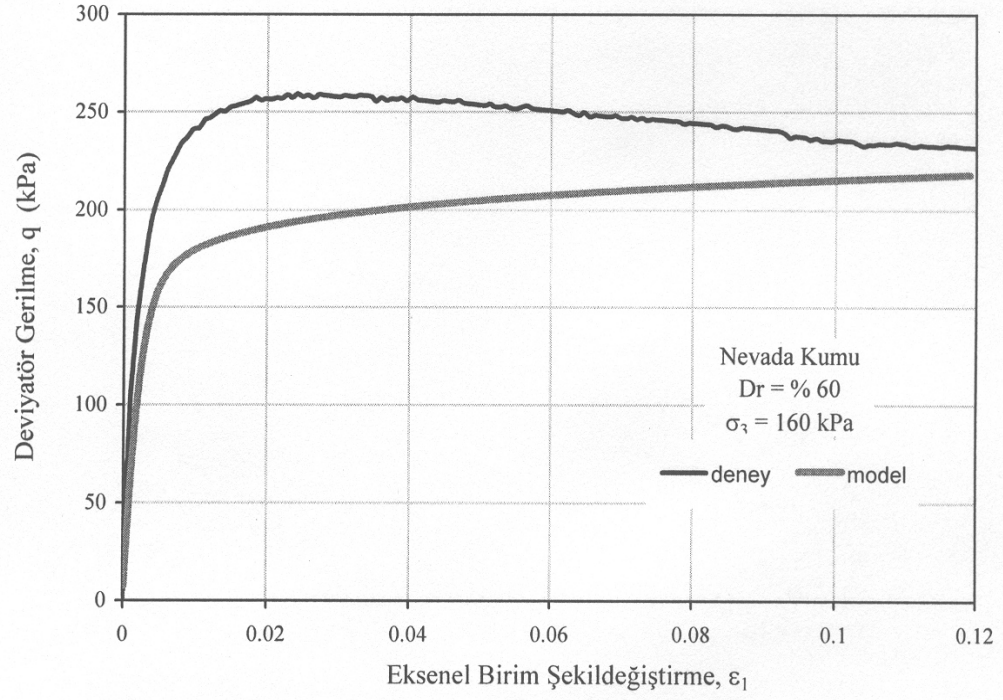
Şekil B.1b. $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $D_r = \% 60$, $\sigma_3 = 40$ kPa).



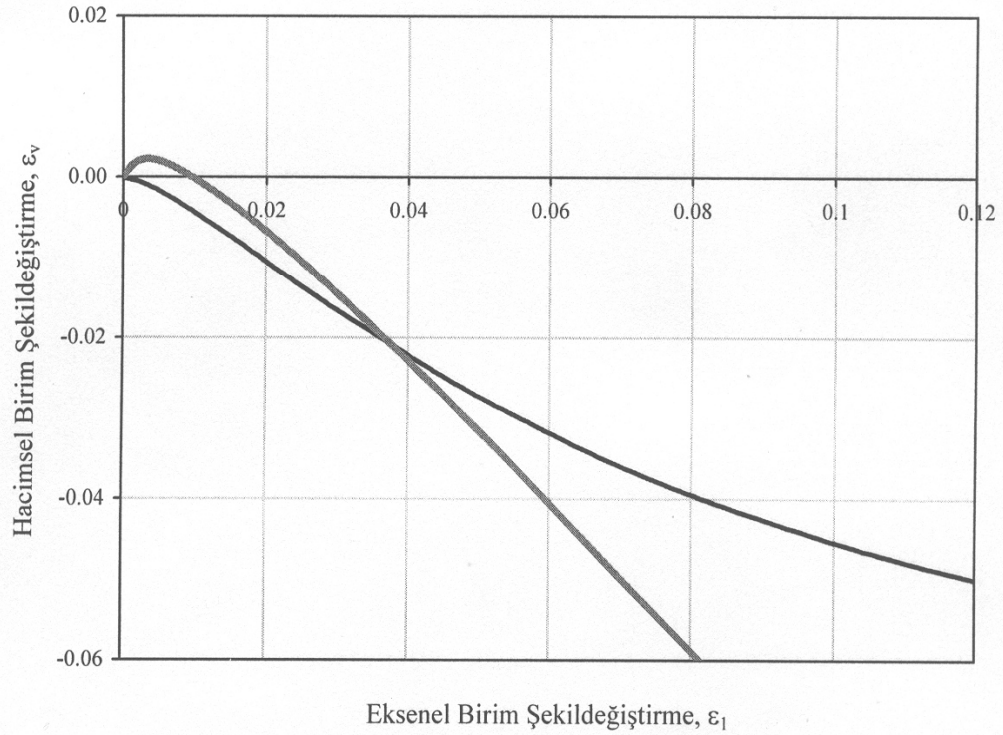
Şekil B.2a. $q - \varepsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $D_r = \% 60$, $\sigma_3 = 80$ kPa).



Şekil B.2b. $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $D_r = \% 60$, $\sigma_3 = 80$ kPa).



Şekil B.3a. $q - \varepsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 60$, $\sigma_3 = 160$ kPa).



Şekil B.3b. $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ eğrisi (Nevada kumu, CIDC, $Dr = \% 60$, $\sigma_3 = 160$ kPa).

ÖZGEÇMİŞ

23 Haziran 1967 tarihinde Refahiye'de doğan yazar, ilköğrenimini 1978 yılında Küçükyalı İlkokulu'nda ve ortaöğrenimini sırasıyla Kadıköy Anadolu Lisesi (1982) ve İstanbul Fen Lisesi'nde tamamlayarak, 1985 yılında Boğaziçi Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde lisans öğrenimine başlamıştır. 1990 yılında İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Programı'nda başladığı lisansüstü çalışmasını 1992'de tamamlamış ve aynı yıl doktora çalışmalarına başlamıştır. Mayıs 1992 tarihinden beri İTÜ İnşaat Fakültesi Geoteknik Anabilim Dalı'nda araştırma görevlisi olarak çalışmaktadır.