



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



YÜKSEK LİSANS TEZİ

**DENEYSEL VERİTABANI YARDIMIYLA ZEMİNLERİN
GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞININ
TANIMLANMASI**

FEHMİ CENK ŞENER

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Programı

Danışman

Doç.Dr. Sadık ÖZTOPRAK

Haziran, 2014

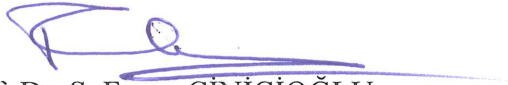
İSTANBUL

Bu çalışma 17/06/2014 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik programında Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi:



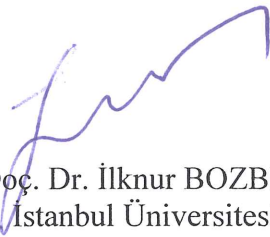
Doç. Dr. Sadık ÖZTOPRAK (Danışman)
İstanbul Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi



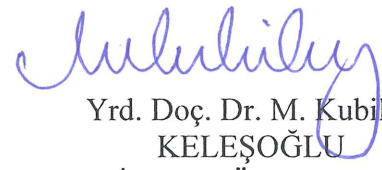
Prof. Dr. S. Feyza ÇİNİCİOĞLU
İstanbul Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi



Doç. Dr. Aykut ŞENOL
İstanbul Teknik Üniversitesi
İnşaat Fakültesi



Doç. Dr. İlknur BOZBEY
İstanbul Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi



Yrd. Doç. Dr. M. Kubilay
KELEŞOĞLU
İstanbul Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi

ÖNSÖZ

Yüksek lisans öğrenimim sırasında ve tez çalışmalarım boyunca gösterdiği her türlü destek ve yardımdan dolayı çok değerli hocam Doç.Dr.Sadık ÖZTOPRAK'a en içten dileklerimle teşekkür ederim.

Ayrıca bana inanılmaz yardımı dokunan Araş.Gör. Sinan Sarğın'a teşekkür ederim.

Yardımlarından dolayı Onur Gürler ve Caner Durmuş'a teşekkür ederim.

Her zaman bana destek olan ve yardımlarını esirgemeyen anneme, babama, kardeşime de ayrıca teşekkür ederim.

Haziran, 2014

Fehmi Cenk ŞENER

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ.....	ii
İÇİNDEKİLER	iii
ŞEKİL LİSTESİ.....	vii
TABLO LİSTESİ	xiii
SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ	xiv
ÖZET.....	xv
SUMMARY	xvi
1. GİRİŞ.....	1
2. GENEL KISIMLAR	3
2.1. LİTERATÜRDE ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞI... 3	
2.1.1.Zeminlerin Gerilme-Deformasyon Davranışını Belirleyen Faktörler..... 4	
2.1.1.1. Zemin Tipi	5
2.1.1.2. Zemin Yapısı	7
2.1.1.3. Başlangıç Durumu.....	10
2.1.1.4. Yükleme Metodu	11
2.1.2 Kumların Mekanik Davranışı	16
2.1.2.1.Kum Tipinin Mekanik Davranışa Etkisi	17
2.1.2.2. Kum Tane Şeklinin Mekanik Davranışa Etkisi.....	17
2.1.2.3. Kum Mineralojisinin Mekanik Davranışa Etkisi.....	18
2.1.2.4. Kumun Yapısının Mekanik Davranışa Etkisi	18
2.1.3. Kumların Gerilme-Deformasyon Davranışı.....	19
2.1.4. Kumların Gerilme-Deformasyon Davranışını Belirleyen Faktörler Üzerine Yapılan Çalışmalar	21
2.1.4.1.Gerilme Yönü ve Rotasyon Etkisi İle İlgili Çalışmalar	21
2.1.4.2. Tane Şeklinin Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi İle İlgili Çalışmalar	26
2.1.4.3. Yükleme Hızının Kumların Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi İle İlgili Çalışmalar	28
2.1.4.4. Deformasyon Hızının Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi İle İlgili Çalışmalar	30

2.1.4.5. Boşluk Oranının Kumların Gerilme-Deformasyon Davranışlarına Etkisi İle İlgili Çalışmalar	33
2.1.4.6. Boşluk Oranı ve Efektif Gerilmenin Kumların Mekanik Davranışlarına Etkisi İle İlgili Çalışmalar	39
2.1.4.7. Düşük ve Yüksek Gerilmelerde Kumların Akma Davranışları İle İlgili Çalışmalar	42
2.1.4.8. Tane Boyutu ve Nem Oranı Etkisi İle İlgili Çalışmalar	45
2.1.4.9. Çevresel Basınç Etkisi İle İlgili Çalışmalar	47
2.1.4.10. Silt Etkisi İle İlgili Çalışmalar	49
2.1.4.11. Rölatif Sıklık ve Çevresel Basıncın Gerilme Deformasyon Davranışlarına Etkisi ile İlgili Çalışmalar.....	53
2.1.4.12. Zeminlerde Çimento Kaynaklı Boşlukların Gerilme-Deformasyon Davranışlarına Etkisi	54
2.1.4.13. Mineralojinin Gerilme-Deformasyon Davranışlarına Etkisi.....	57
2.1.4.14. Deney Tipinin Gerilme-Deformasyon Davranışlarına Etkisi	63
2.1.4.15. Sıcaklığın Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi.....	65
2.1.1.16. Numune Hazırlama Yönteminin Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi.....	68
2.1.1.17. Çevresel Basıncın Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi.....	71
2.1.4.18. Gaz Muhtevasının Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi.....	74
2.2. AKMA	76
2.2.1. Zeminlerde Akma	77
2.2.1.1. Elastik-Plastik Teorinin Uygulanması İle Elde Edilen Zemin Akma Eğrileri	81
2.2.1.2. Kumlarda Akma.....	82
2.3. ZEMİNLERDE AKMAYA KADAR OLAN DAVRANIŞ.....	84
2.4. ZEMİNLERDE AKMADAN SONRAKİ DAVRANIŞ	90
2.4.1. Masing Kuralları (1926).....	92
2.4.2. Ramberg – Osgood Modeli (Ramberg ve Osgood, 1943) (Jennings, 1964)..	95
2.4.3. Hiperbolik Model (Konder ve Zalenko, 1963) (Hardin ve Drnevich, 1972a,b).....	96
2.4.4. Geliştirilmiş Hiperbolik Modeller.....	100
2.4.5. Ishibashi ve Zhang (1993) Modeli	105
3. MALZEME VE YÖNTEM	109
3.1. ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON EĞRİLERİ	112
3.2. ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞINI TANIMLAYAN FAKTÖRLERİN BELİRLENMESİ.....	116

3.3. ZEMİNLERİN RİJİTLİK BÖLGESİNDE DAVRANIŞININ TANIMLANMASI	118
3.4. ZEMİNLERİN GEÇİŞ BÖLGESİNDE DAVRANIŞININ TANIMLANMASI	123
3.5. ZEMİNLERİN DEFORMASYON YERELLEŞMESİ KONTROLÜNDE DAVRANIŞININ TANIMLANMASI	126
3.6. VERİTABANI OLUŞTURULMASI	133
4. BULGULAR	135
4.1. ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞININ KARAKTERİZASYONU	135
4.2. ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞINI ETKİLEYEN FAKTÖRLERİN TARTIŞILMASI	146
4.2.1. Zeminlerin Stiffness Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışı- Boşluk Oranı (e) İlişkisi	146
4.2.1.1. Zeminlerin Stiffness Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi	146
4.2.1.2. Zeminlerin Geçiş Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi	148
4.2.1.3. Zeminlerin Akma Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi	149
4.2.1.4. Zeminlerin Göçme Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi	150
4.2.1.5. Zeminlerin Stiffness Bölgesinden Geçiş Bölgesine Geçiş Açısı β_1 'in Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi	151
4.2.1.6. Zeminlerin Geçiş Bölgesinden Akma Bölgesine Geçiş Açısı β_2 'nin Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi	152
4.2.1.7. Zeminlerin Akma Bölgesinden Göçme Bölgesine Geçiş Açısı β_3 'ün Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi	153
4.2.1.8. Zeminlerin Göçme Bölgesinden Çıkış Açısı β_4 'ün Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi	154
4.2.2. Zeminlerin Stiffness Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışı- D_r İlişkisi	155
4.2.2.1. Zeminlerin Stiffness Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi	155
4.2.2.2. Zeminlerin Geçiş Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi	156
4.2.2.3. Zeminlerin Akma Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi	157
4.2.2.4. Zeminlerin Göçme Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi	158

4.2.2.5. Zeminlerin Stiffness Bölgesinden Geçiş Bölgesine Geçiş Açısı β_1 'in Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi	159
4.2.2.6. Zeminlerin Geçiş Bölgesinden Akma Bölgesine Geçiş Açısı β_2 'nin Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi	160
4.2.2.7. Zeminlerin Akma Bölgesinden Göçme Bölgesine Geçiş Açısı β_3 'ün Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi	161
4.2.2.8. Zeminlerin Göçme Bölgesinden Çıkış Açısı β_4 'ün Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi.....	162
4.3. ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞININ AMPİRİK OLARAK TANIMLANMASI.....	163
4.3.1. Zeminlerin Stiffness Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması	163
4.3.2. Zeminlerin Geçiş Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması.....	166
4.3.3. Zeminlerin Akma Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması	169
4.3.4. Zeminlerin Göçme Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması.....	172
4.3.5. Zeminlerin Stiffness Bölgesinden Geçiş Bölgesine Geçiş Açısının (β_1) D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması.....	175
4.3.6. Zeminlerin Geçiş Bölgesinden Akma Bölgesine Geçiş Açısının (β_2) D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması	178
4.3.7. Zeminlerin Akma Bölgesinden Göçme Bölgesine Geçiş Açısının (β_3) D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması.....	181
4.3.8. Zeminlerin Göçme Bölgesinden Çıkış Açısının (β_4) D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması	184
4.4. ÖNERİLEN EĞRİ ELDE ETME METODUNUN PERFORMANSI	187
5. TARTIŞMA VE SONUÇ	191
KAYNAKLAR	194
ÖZGEÇMİŞ.....	202

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1. Küçük tane şekilleri a) kaolin b)kalsiyum karbonat c) diatom ve büyük tane şekilleri d)Ottawa kumu e)parçalanmış kumu f)önyüklemeli kumu (Cho, 2006).	6
Şekil 2.2. Çimentolanmış zeminlerin idealleştirilmiş davranışı a)Gerilme-deformasyon davranışı b) Efektif gerilme yolları (Coop ve Atkinson, 1993).	9
Şekil 2.3. Gerilme-deformasyon eğrisinin gelişimi (Poulos, 1971).	13
Şekil 2.4. Gerilme-deformasyon eğrinin gelişimi (Poulos, 1971)	14
Şekil 2.5. Kuvvetler, basınçlar ve gerilmeler altında silindir numunenin elemanları (Kumruzzaman ve Yin, 2010).	22
Şekil 2.6. Gerilme rotasyon etkisi 200 kPa çevresel basınç için (Kumruzzaman ve Yin, 2010).	23
Şekil 2.7. Gerilme rotasyon etkisi 400 kPa çevresel basınç için (Kumruzzaman ve Yin, 2010).	23
Şekil 2.8. Rotasyon etkisi (Cai, 2013).	25
Şekil 2.9. Rotasyon etkisi (Oda, 1972).	25
Şekil 2.10. Tane şeklinin etkisi (Yasin ve Safiullah, 2003).	27
Şekil 2.11. Farklı yükleme hızlarının deformasyon davranışına etkisi (Huy ve Tol, 2006).	29
Şekil 2.12. Deformasyon hızının etkisi (Yamamuro, 2011).	32
Şekil 2.13. P-Serisine ait boşluk oranları ve dağılımları (Oda, 1972).	34
Şekil 2.14. T-Serisine ait boşluk oranları ve numuneler dağılımları (Oda, 1972).	35
Şekil 2.15. L-Serisine ait boşluk oranları ve numuneler dağılımları (Oda, 1972).	35
Şekil 2.16. Deformasyon aşamaları (Oda, 1972).	38
Şekil 2.17. Statik drene olmayan gevşek Nak-Dong Kumu'nun sabit çevresel basınçta davranışı (Kim, 2008).	39
Şekil 2.18. 350/2 Kogyuk kumunun tipik üç eksenli deney sonuçları (Been ve Jefferies, 1985).	40
Şekil 2.19. Muhteva inceliğinin kararlı durum doğrusuna etkisi (Been ve Jefferies, 1985).	41
Şekil 2.20. Gerilme yollarının A noktasına göre belirlenmesi (Yasufuku, 1991).	43
Şekil 2.21. A Tipi deneylerin düşük gerilme seviyelerinde akma eğrileri (Yasufuku, 1991).	44

Şekil 2.22. A Tipi deneylerin yüksek gerilme seviyelerinde akma eğrileri (Yasufuku, 1991).	44
Şekil 2.23. Tane boyutu dağılımı eğrileri (Liu, 1995).	45
Şekil 2.24. Nem oranı ve birim hacim ağırlıkları farklı kumların gerilme-deformasyon eğrileri (Liu, 1995).	46
Şekil 2.25. Statik drene olmayan davranışın orta sıkı kum numuneler için sabit boşluk oranında incelenmesi (Kim, 2008)	48
Şekil 2.26. Siltli ATC kumu ile elde edilen gerilme-deformasyon eğrisi (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa) (Shapiro, 2003).	49
Şekil 2.27. Temiz Nevada II kumu ile elde edilen gerilme-deformasyon eğrisi (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa) (Shapiro, 2003).	50
Şekil 2.28. Silt etkisi a) $\sigma_3' = 400$ kPa gevşek durumda ve b) $\sigma_3' = 100$ kPa sıkı durumda (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa) (Lee ve arkadaşları, 2004).	52
Şekil 2.29. Rölatif Sıkılık ve Çevresel Basınç Etkisi (Bolton, 1986).	53
Şekil 2.30. Çimento boşluk oranının 20 kPa, 200 kPa, 400 kPa çevresel basınçlarda kumların gerilme-deformasyon davranışlarına etkisi (Consoli, 2012).	54
Şekil 2.31. Çimentolama etkisi (Schnaid, 2001).	56
Şekil 2.32. Gevşek kumlarda mineraloji etkisi (Arango, 2006).	58
Şekil 2.33. Orta sıkılıkta kumlarda mineraloji etkisi (Arango, 2006).	58
Şekil 2.34. Sıkı kumlarda mineraloji etkisi (Arango, 2006).	59
Şekil 2.35. Kalkerli kum ve normal kumun gerilme-deformasyon davranışı karşılaştırması (Arango, 2006).	60
Şekil 2.36. Kalkerli kum ve normal kumun gerilme-deformasyon davranışının değişik çevresel basınçlarda karşılaştırılması (Arango, 2006).	60
Şekil 2.37. Değişik F_c oranları için deformasyon davranışı (Valdes ve ark., 2008).	62
Şekil 2.38. Üç eksenli basınç deneyi ile elde edilen gerilme oranı ve kayma deformasyonu eğrisi (Roscoe ve Schofield, 1964).	63
Şekil 2.39. Üç eksenli extension deneyi ile elde edilen gerilme oranı ve kayma deformasyonu eğrisi (Roscoe ve Schofield, 1964).	64
Şekil 2.40. Değişik sıkılıklarda kumun plane strain ve üç eksenli deney sonuçlarının karşılaştırılması a) Sıkı kum b) Orta-sıkı kum c) Gevşek-orta kum d) Gevşek kum (Cornforth, 1964).	65
Şekil 2.41. Frac kumunun 27 °C'de gerilme-deformasyon davranışı (Ferris, 2008).	66
Şekil 2.42. Frac kumunun 65 °C'de gerilme-deformasyon davranışı (Ferris, 2008).	67
Şekil 2.43. Frac kumunun 100 °C'de gerilme-deformasyon davranışı (Ferris, 2008).	68

Şekil 2.44. Değişik hazırlamam metodları ile hazırlanan Gujerat kumununun a) Drene b) Drene olmayan koşullarda gerilme-deformasyon (Juneja,2010).	70
Şekil 2.45. Değişik hazırlamam metodları ile hazırlanan Gujerat kumununun a) Islak b) Kuru olmayan koşullarda gerilme-deformasyon (Della,2011).	71
Şekil 2.46. Çevresel basınç etkisi, $\eta_0=0.361$ (Hettler ve Vardoulakis, 1984).	72
Şekil 2.47. Çevresel basınç etkisi, $\eta_0=0.368$ (Hettler ve Vardoulakis, 1984).	72
Şekil 2.48. Çevresel basınç etkisi, $\eta_0=0.353$ (Hettler ve Vardoulakis, 1984).	73
Şekil 2.49. Gaz etkisi (Rad ve ark., 1994).	74
Şekil 2.50. Gerilme-deformasyon (Tatsuoka ve Ishihara, 1974).	80
Şekil 2.51. Akma/Yükleme eğri tipleri (Mitchell, 1993).	81
Şekil 2.52. Birinci yük çevrimi için zemin iskeleti eğrisi (Vucetic ve Dobry, 1991).	86
Şekil 2.53. Histeretik ilmekler (Olsen, 2008).	87
Şekil 2.54. İlmek alanı (A_L) ve üçgen alanı (A_T) (Zhang vd, 2005).	88
Şekil 2.55. Kayma modülü azalım eğrisi ve sönüm oranı eğrisi (Assimaki vd, 2000).	88
Şekil 2.56. Deformasyon düzeyine göre zemin davranışını ifade eden modeller (Ishihara, 1996).	92
Şekil 2.57. Masing Kuralları'na (1926) göre birinci yük çevrimi (Fred, 2010).	94
Şekil 2.58. Masing Kuralları (a) Kayma gerilmesi – zaman ilişkisi (b) Kayma gerilmesi – birim kayma deformasyonu ilişkisi (Kramer, 1995).	94
Şekil 2.59. Hardin ve Drnevich (1972b) tarafından önerilen hiperbolik model (Darendeli, 2001).	96
Şekil 2.60. β ve s katsayılarının başlangıç gerilme – deformasyon eğrisi üzerindeki etkisi (Matasovic ve Vucetic, 1993).	101
Şekil 2.61. Geliştirilen hiperbolik model ile ifade edilen kayma modülü azalım eğrisi (Darendeli, 2001).	102
Şekil 2.62. Şekil parametresinin (α) gerilme – deformasyon ilişkisi üzerindeki etkisi (Fred, 2010).	104
Şekil 2.63. Boşaltma ve yeniden yükleme eğrileri (Fred, 2010).	105
Şekil 2.64. Farklı plastisite indisi değerleri için (a) Kayma modülü azalım eğrileri (b) Sönüm oranı eğrileri (Ishibashi ve Zhang, 1993).	107
Şekil 2.65. Çevre basıncının $PI = 0$ olan zeminler için elde edilen (a) Kayma modülü azalım eğrisi (b) Sönüm oranı eğrisi üzerindeki etkisi (Ishibashi ve Zhang, 1993).	108
Şekil 3.1. Zeminler gerilme-deformasyon aşamaları (Oda, 1973).	112

Şekil 3.2. Tipik pekleşen rejim sergileyen zeminlere ait gerilme-deformasyon eğrisi.	113
Şekil 3.3. Tipik yumuşayan rejim sergileyen zeminlere ait gerilme-deformasyon eğrisi	114
Şekil 3.4. Yumuşama rejiminin şematik diyagramı (Lade ve Yamamuro, 1993).	115
Şekil 3.5. Öztoprak ve Bolton rijitlik modeli ile elde edilen Cabo Rajo kumuna ait tipik eğri a)Gerilme-deformasyon eğrisi b) Stiffness bölgesi.	121
Şekil 3.6. Öztoprak ve Bolton rijitlik modeli ile elde edilen Ottawa kumuna ait tipik eğri a) Gerilme-deformasyon eğrisi b)Stiffness bölgesi.	122
Şekil 3.7. Bilineerizasyon yöntemi ile elde edilen akma noktası.	124
Şekil 3.8. Offset yöntemi ile elde edilen akma noktası.....	125
Şekil 3.9. Stereofotogrametrik olarak elde edilen kayma burkulması ve hacimsel deformasyon yoğunlukları – Deney shf06 (Viggiani, 2004).	127
Şekil 3.10. Stereofotogrametrik olarak elde edilen kayma burkulması ve hacimsel deformasyon yoğunlukları – Deney SH00 (Viggiani, 2004).	128
Şekil 3.11. Stereofotogrametrik olarak elde edilen kayma burkulması ve hacimsel deformasyon yoğunlukları – Deney shf03 (Viggiani, 2004).	129
Şekil 3.12. Stereofotogrametrik olarak elde edilen kayma burkulması ve hacimsel deformasyon yoğunlukları – Deney shf00 (Viggiani, 2004).	130
Şekil 3.13. Stereofotogrametrik olarak elde edilen aksel deformasyon ve hacimsel deformasyon yoğunlukları (Finno, 1996).	131
Şekil 3.14. Sıkı Hostun kumunun deformasyon yerelleşmesi (Mokni ve Desrues,1998).	132
Şekil 3.15. Gevşek Hostun kumunun deformasyon yerelleşmesi (Mokni ve Desrues,1998)...132	
Şekil 3.16. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinin tanımlanması.	134
Şekil 4.1. Tipik pekleşen yeniden oluşturulan gerilme-deformasyon eğrisi.....	136
Şekil 4.2. Tipik yumuşayan yeniden oluşturulan gerilme-deformasyon eğrisi.....	136
Şekil 4.3. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_s - e ilişkisi.	146
Şekil 4.4. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_{E50} - e ilişkisi.	148
Şekil 4.5. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_y - e ilişkisi.	149
Şekil 4.6. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_f - e ilişkisi.	150
Şekil 4.7. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_1 - e ilişkisi.	151
Şekil 4.8. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_2 - e ilişkisi.	152
Şekil 4.9. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_3 - e ilişkisi.	153

Şekil 4.10. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_4 - e ilişkisi.	154
Şekil 4.11. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_s - D_r ilişkisi.	155
Şekil 4.12. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_{E50} - D_r ilişkisi.	156
Şekil 4.13. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_y - D_r ilişkisi.	157
Şekil 4.14. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_f - D_r ilişkisi.	158
Şekil 4.15. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_1 - D_r ilişkisi.	159
Şekil 4.16. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_2 - D_r ilişkisi.	160
Şekil 4.17. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_3 - D_r ilişkisi.	161
Şekil 4.18. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_4 - D_r ilişkisi.	162
Şekil 4.19. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_s – D_r/e ilişkisi.	163
Şekil 4.20. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait γ_s - D_r/e ilişkisi. ...	165
Şekil 4.21. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_{E50} - D_r/e ilişkisi.	166
Şekil 4.22. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait γ_{E50} - D_r/e ilişkisi.....	168
Şekil 4.23. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_y - D_r/e ilişkisi.....	169
Şekil 4.24. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait γ_y - D_r/e ilişkisi....	171
Şekil 4.25. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_f - D_r/e ilişkisi.	172
Şekil 4.26. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait γ_f - D_r/e ilişkisi... ..	174
Şekil 4.27. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_1 - D_r/e ilişkisi.	175
Şekil 4.28. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait β_1 - D_r/e ilişkisi... ..	177
Şekil 4.29. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_2 - D_r/e ilişkisi.	178
Şekil 4.30. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait β_2 - D_r/e ilişkisi... ..	180
Şekil 4.31. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_3 - D_r/e ilişkisi.	181
Şekil 4.32. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait β_3 - D_r/e ilişkisi... ..	183
Şekil 4.33. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_4 - D_r/e ilişkisi.	184
Şekil 4.34. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait β_4 - D_r/e ilişkisi... ..	186
Şekil 4.35. Deneyler ve tahminlerin karşılaştırılması a)Yang (2004) b)Miura (1997) c) Miura (1998) d) Miura (1998) e)Maeda(1998).	188

Şekil 4.36. Deneyler ve tahminlerin karşılaştırılması g) Maeda (1997) h) Dakoulas (1992) i) Been (1985) j) Wang (2005) k) Lee (2004) l) Michalowski (2003) 189

Şekil 4.37. Deneyler ve tahminlerin karşılaştırılması m) Yang (2004) n) Yang (2004) o) Della (2011) p) Lee (2004) r) Michalowski (2003) s) Arango (2006). 190

TABLO LİSTESİ

Tablo 2.1. Faktörlerin etkisi üzerine tahminler (Poulos, 1971).....	15
Tablo 2.2. Gerilme-deformasyon davranışını etkileyen faktörler (Poulos, 1971).....	16
Tablo 2.3. Üç eksenli deney sonuçları (Oda, 1972).	38
Tablo 2.4. Tane boyutu ve nem oranı etkisi (Liu, 1995).....	47
Tablo 2.5. Elasto-plastik teoriye göre yüzeyler (Nelson ve Miller, 1992).	80
Tablo 2.6. Zemin türleri için hiperbolik model sabitleri (Hardin ve Drnevich, 1972b).....	100
Tablo 2.7. Çeşitli zemin türleri için Dmax eşitlikleri (Hardin ve Drnevich, 1972b).....	100
Tablo 3.1. Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını etkileyen faktörler (Poulos,1971).	117
Tablo 3.2. Çoklu akma aşamaları (Kuwano, 1999).....	124
Tablo 4.1. Veritabanı özeti.....	134
Tablo 4.1. Gerilme-deformasyon davranışı veritabanı.....	142
Tablo 4.1. (Devamı...) Gerilme-deformasyon davranışı. veritabanı.	143
Tablo 4.1. (Devamı...) Gerilme-deformasyon davranışı veritabanı.	144
Tablo 4.1. (Devamı...) Gerilme-deformasyon davranışı veritabanı.	145
Tablo 4.1. (Devamı...) Gerilme-deformasyon davranışı. veritabanı.	146

SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ

Simgeler	Açıklama
γ	: kayma deformasyonu
G	: kayma modülü
τ	: kayma gerilmesi
$G_{\max}$	: maksimum kayma modülü
G_0	: başlangıç kayma modülü
ρ	: zemin yoğunluğu
σ_0'	: efektif normal gerilme
e	: boşluk oranı
e_0	: başlangıç boşluk oranı
$e_{\max}$	: maksimum boşluk oranı
$e_{\min}$	: minimum boşluk oranı
D_{50}	: ortalama dane boyutu
C_u	: üniformluk katsayısı
D_r	: zeminlerin rölatif sıkılığı
τ_y	: göçmede kayma gerilmesi
P_a	: atmosferik basınç
p	: çevresel basınç
ν	: poisson oranı
q	: deviyatör gerilme

ÖZET

ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞININ VERİTABANI YARDIMIYLA TANIMLANMASI

Fehmi Cenk ŞENER

İstanbul Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Doç.Dr. Sadık ÖZTOPRAK

Taneli zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının tanımlanması geoteknik mühendisliğinin zorlayıcı konularından biridir . Üç eksenli basınç deneyi ile elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri incelendiği zaman zeminlerin davranışının elastisite ve plastisite bölgelerinde farklı faktörler tarafından belirlenen kaotik bir yapıya sahip oldukları görülmektedir. Bundan dolayı zemin davranışını kesin olarak tanımlamak oldukça zordur. Bu çalışmada taneli zeminlerin üç eksenli basınç deneyi ile elde edilen gerilme-deformasyon eğrilerine ait deneysel veriler ve bu zeminlere ait temel özellikler bir araya getirilerek bir veritabanı oluşturulmuştur. Bu eğriler farklı bir bakış açısı ile elastisite ve plastisite bölgelerinde gözlemlenen değişik fazlar ile buna etki ettiği düşünülen zemin özellikleri dikkate alınarak ampirik olarak yeniden oluşturulmuştur. Daha sonra gerilme-deformasyon eğrilerinin faz değişim aşamaları ile zemin özellikleri arasında bir korelasyon aranmıştır. Yine bu eğrilerin faz değişim aşamaları arasında zemin özelliklerinden kaynaklanan açısal bir ilişkinin varlığı incelenmiştir. Son olarak taneli zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının zemin özellikleri ile tanımlanma olasılığı incelenmiştir.

Haziran 2014, 202 Sayfa.

Anahtar kelimeler: Taneli zeminler, gerilme-deformasyon davranışı, üç eksenli basınç deneyi, elastisite, plastisite

SUMMARY

M.Sc. THESIS

CHARACTERISATION OF STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF SOILS THROUGH EXPERIMENTAL DATABASE

Fehmi Cenk ŞENER

İstanbul University

Graduate School of Science and Engineering

Department of Civil Engineering

Supervisor: Assoc.Prof.Dr. Sadık ÖZTOPRAK

Characterisation of granular soils' stress-strain behaviour is one of the challenging topics in geotechnical engineering. When the stress-strain curves obtained by triaxial compression experiments are observed, it is seen that the soils' behaviour has a chaotic structure in elasticity and plasticity zones influenced by different factors. Consequently accurate definition of soil behaviour is quite difficult. In this study a database is built by gathering granular soils' experimental data of stress-strain curves obtained through triaxial compression experiment and the basic properties of those soils. With a different view those curves are regenerated empirically through different phases observed in elasticity and plasticity zones together with soil properties thought to influence them. Then a correlation between phase changing levels of stress-strain curves and soil properties is searched. Again a presence of an angular relation between phase changing levels of those curves originating from soil properties is investigated. Finally probability of the definition of granular materials' stress-strain behaviour with soil characteristics is studied.

June 2014, 202 Pages.

Keywords: Granular soils, stress-strain behaviour, triaxial compression experiment, elasticity, plasticity

1. GİRİŞ

Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının tahmini mühendislikte kritik konulardan biridir. Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı akmayı belirlediği için özellikle önemli bir konudur. Metallerde ve diğer pek çok malzemede gerilme-deformasyon davranışını etkileyen faktörler net bir şekilde belli olmakla birlikte zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı, heterojen yapılarından dolayı kesin olarak belirlenememektedir. Zeminlerin değişken yapısı her zemin için gerilme-deformasyon deneylerini zorunlu kılmaktadır. Günümüze değin zemin özelliklerinin hangisinin gerilme-deformasyon davranışında belirleyici unsur olabileceği hakkında pek çok öneri yapılmıştır. Yine bunlar hakkında sayısız deney yapılmıştır. Lakin yapılan bu deneylerin tamamına yakını farklı zeminlerin farklı özelliklerinin görece etkisini bulmaya yönelik olmuştur. Bu çalışmada aynı özelliklere sahip zeminlerin aynı tip deneyler ile elde edilmiş veri sonuçları seçilerek zeminlerde akmayı belirleyen temel faktörün bulunmasının olası olup olmadığı araştırılmaktadır.

Çalışmamızda daha önceki araştırmacılar tarafından gerilme-deformasyon davranışına etki ettiği iddia edilen temel faktörlerin etkisi; farklı araştırmacıların aynı özelliklere sahip zeminler ile yaptığı deney verileri seçilerek, her bir faktörün etkisi incelenmiştir. Bu faktörlerden hangisinin akmada belirleyici temel faktör olarak kullanılabileceği araştırılmıştır. Tezin ilk bölümü olan genel kısımlarda zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı ve özel olarak kumun gerilme-deformasyon davranışı anlatılmıştır. Özellikle kumun seçilmesinin ve killerin çalışma kapsamı dışında bırakılmasının sebebi; kumların gerilme-deformasyon eğrilerinin analize daha uygun verilere sahip olmasından kaynaklanmaktadır. Ayrıca zeminlerin ve özel olarak kumların gerilme-deformasyon davranışı hakkında bugüne kadar yapılmış olan araştırmalar özetlenmiş ve daha önceki araştırmacıların önerileri anlatılmıştır. Yine bugüne kadar zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını etkilediği düşünülen faktörler üzerine yapılmış çalışmalar anlatılmıştır.

Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı iki ayrı davranışın birleşimidir. Akmadan önceki bölgede gerilme-deformasyon davranışı rijitlik etkisindedir. Akma gerçekleşikten sonra plastisite etkisinin baskın olduğu davranış gözlemlenmektedir. Bu bölgede lokalizasyonun oluşmaya başlamasıyla rijitlik önemini artık yitirmektedir. Yükleme sırasında gerilme-deformasyon ilişkisi bu davranışı barındırmaktadır, dolayısıyla bu eğrinin doğru olarak bilinmesi, doğru bir tasarım anlamına gelmektedir. Tez çalışmasında, veritabanı yardımıyla akma noktası için bir denklem geliştirilecektir. Geoteknik yapılardan zemine aktarılan yükler sonucunda akma noktasının öncesinde oluşan deformasyonlar kayma modülünün azalmasına neden olmaktadır. Bu azalım zeminin yük-deplasman davranışını etkilemektedir. Son yıllarda kayma modülünün azalımını dikkate alan değişik modeller önerilmiştir. Bu çalışmada Öztoprak ve Bolton (2011) hiperbolik rijitlik azalım modeliyle zemin cinsine göre kayma modülünün azalımı tanımlanacaktır. Gerilme-deformasyon eğrisinin akmadan sonraki kısmı için yumuşama ve pekleşmenin tanımlanması gerekecektir.

Günümüzde geoteknik yapılarının tasarımında gerilmeye dayalı tasarım yerine deformasyona dayalı tasarım tercih edilmektedir. Klasik hesap yöntemlerinde zeminin nihai dayanımı dikkate alınmakta ve güvenlik sayıları ile tasarım değerine geçiş yapılmaktadır. Her ne kadar bu hesaplamalar için zeminin gerilme-deformasyon eğrisi kullanılsa da, bu eğrinin şekline ihtiyaç bulunmamaktadır. Zaten tasarım deplasmanlardan da bağımsız yapılmaktadır. Oysa deformasyona dayalı tasarımda zeminin yapıdan aktarılan yüklere göre sergileyeceği performans önemlidir. Bunun için de gerilme-deformasyon eğrisinin şekli önem kazanmaktadır. Bu tez çalışması ile laboratuvar üç eksenli basınç deneylerinden zeminler için elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri ve ilgili parametreler kullanılarak bir veritabanı oluşturulacaktır. Bulunan eğrilerin akma ve göçme değerleri elde edilecek ve bu değerler ile zemin cinsi, durumu ve gerilme seviyeleri arasında ilişki kurulmaya çalışılacaktır. Böylece zeminlerin gerilme-deformasyon eğrileri laboratuvar ve arazi deneylerinden kolayca bulunacak parametreler ile ampirik olarak tanımlanabilecektir. Elde edilen eğrinin sonlu elemanlar yöntemlerindeki zemin modelini tanımlanmasında kullanılması hedeflenmektedir. Deneyin yapılmadığı veya kumlu zeminler gibi numunenin alınamadığı durumlarda gerilme-deformasyon eğrisinin elde edilebilmesi mühendisler için önemli bir katkı olacaktır.

2. GENEL KISIMLAR

2.1. LİTERATÜRDE ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞI

Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışlarının tahmin edilmesi araştırmacıları daima uğraştırmıştır. Gerilme ve deformasyonları ölçmek için bulunan tüm yöntemler yeni ölçüm problemleri oluşturmaktadır. Zemin tipi, nem oranı, yoğunluk, yükleme, gerilme geçmişi ve hacim değişimleri; gerilme-deformasyon davranışını etkilediği düşünülen faktörlerden sadece bir kısmıdır.

Gerilme-deformasyon davranışı kesin olarak ölçülebilseydi bile davranışları tahmin etmek için klasik mekanik teorisi yeterli olmayacaktır. Çünkü zemin ne Hook teorisindeki katı gibi ne de Newtonyen akışkan gibi davranır. Bundan dolayı malzemelerin mekanik davranışlarını tahmin etmede kullanılan bu kanunlar zemin için uygun değildir. Bu şekilde davranan bir malzeme için reolojik yaklaşımlar da yeni zemin parametrelerine ihtiyaç duyulmasını gerektirdiği için kullanışlı olmamaktadır.

Zeminlerin lineer elastik bir malzeme olarak davranmadığı bilinmektedir. Bu durum mevcut elastisite teorileri ile çelişecek şekilde hem drene hem de drene olmayan zeminler için Henkel'in de belirttiği gibi zeminin durumunu etkilemektedir. Ve çoğu durumda zeminlerin gerilme-deformasyonlarında önce maksimuma ulaşılır sonrasında düşüş gözlemlenir. Plastisite teorisinde bu durum hesaba katılmamıştır. Plastisite teorisinde bütün deformasyonların elastik olduğu kabul edilir. Zeminde bütün deformasyonlar elastik olmadığı için plastisite teorisi zeminler için uygun değildir. Metallerin davranışlarını tahmin etmek için oluşturulan bu teorilerin zeminler için kullanılması uygun değildir.

Zeminlerin mühendislik problemlerinde; başlangıçta gerilmemiş olan cisimlerin yükleme yapıldıktan sonraki davranışları önemlidir. Gerilme ve deformasyonun, cismin önemli noktalarına dağılımı tahmin edilmeye çalışılır. Çoğu zaman gerilme ve deformasyon arasında doğrusal bir ilişki elde etmek için malzemenin tamamen elastik

olduğu kabul edilir. Ve analizler bu yaklaşıma göre yapılır. Ama zeminlerde bu yaklaşım uygulanamaz. Çünkü zemin sürekli elastik davranış göstermez (Poulos, 1971). Zemin; iki fazın homojen olarak mekanik biçimde karışımından oluşan bir malzeme olarak kabul edilir. Bir faz zemin tanelerinin meydana getirdiği yapıdır, diğer fazda agregalar arası boşluktaki akışkan sudur (Wroth, 1966). Zemin katı, sıvı ve gaz fazlarından oluşan üç fazlı bir malzeme olarak tanımlayan araştırmacılar da vardır. Zeminin mekanik özelliklerini belirlemek; tamamen plastik veya elastik malzemelere göre daha zordur. Zeminlerin gerilme deformasyon davranışlarını incelerken Schofield ve Wroth'un (1966) da belirttiği gibi zeminlerin başlangıçta gerilme altında olduğu dikkate alınmalıdır. Gerilme ve deformasyonların zemin özelliklerini anlayabilmek için belirlenmesinde bu üç fazın etkileri dikkate alınmalıdır (Valdes, 2008).

2.1.1.Zeminlerin Gerilme-Deformasyon Davranışını Belirleyen Faktörler

Zeminlerin gerilme deformasyon davranışlarını belirleyen faktörler üzerinde pek çok araştırma yapılmıştır. Poulos (1971) zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını etkileyen faktörler üzerine kapsamlı deneyler yapmıştır. Gerilme-deformasyon davranışını etkilediğini düşündüğü faktörleri zemin tipi, başlangıç yapısı, başlangıç durumu ve yükleme metodu olarak dört ana gruba ayırmıştır. Daha sonraki dönemlerde araştırmacılar bu faktörlerin etkilerini inceleyen detaylı araştırmalar yapmışlardır. Her maddede konu hakkında özet bilgi ve ardından konu hakkında yapılan araştırmalar ve yorumlar eklenmiştir.

Poulos'a (1971) göre zeminlerin gerilme-deformasyon davranışları:

- Zemin Tipi
- Zemin Yapısı
- Başlangıç Durumu
- Yükleme Metodu

gibi faktörler tarafından belirlenir. Gerilme-deformasyon eğrilerinin bu faktörlerden değişik oranda etkileneceğini belirtmiştir. Ayrıca bazı durumlarda sıcaklık, deformasyon hızı, yükleme hızı, boşluk suyu basıncı gibi faktörlerin de gerilme-deformasyon davranışlarını etkileyen ikinci derece öneme sahip faktörler olabileceğini ifade etmiştir.

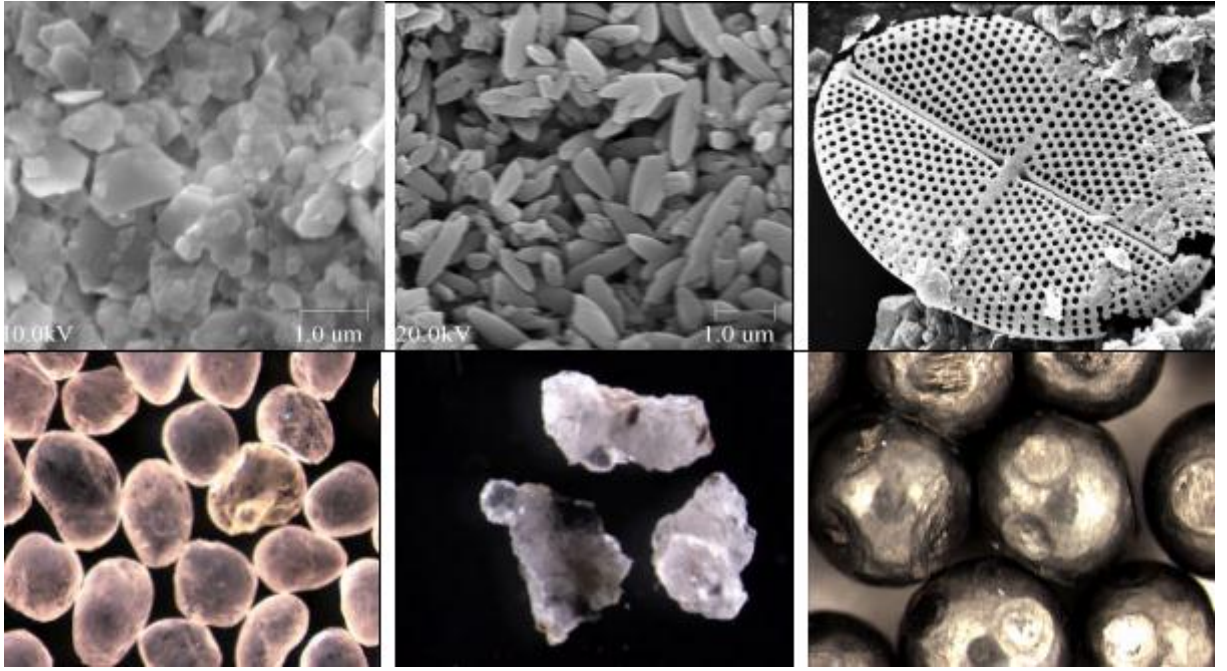
2.1.1.1. Zemin Tipi

Zemin; kayaların, organik malzemelerin doğal yollarla parçalanması ve birleşmeleri ile meydana gelen kütledir. Zemin; muhtevastaki katı cisimlerin bileşimi, boşluklarında bulunan sıvı, gaz ve katıların bileşimi ile zemini meydana getiren tanelerin boyutu, şekli ve köşelilik dağılımına göre tiplere ayrılır. Bahsedilenlerden herhangi birinin değişmesinin zeminin tipini değiştireceği dolayısıyla zemin özelliklerinin de değişeceği dikkate alınmalıdır. Poulos'un (1971) dikkat çektiği zemin tipi özellikleri tane boyutu ve mineralojidir. Bu faktörlerin etkileri üzerinde araştırmacılar pek çok deney yapmışlardır.

Zemin tane dağılımı geniş bir aralıkta ise iyi derecelendirilmiş olarak nitelendirilir. Bu durumda uniformluk katsayısı büyük olur. Genellikle zemin C_u uniformluk katsayısı 4-6'dan büyükse iyi derecelendirilmiş olarak tanımlanır. Hemen hemen bütün tanelerin aynı büyüklükte olması durumunda, yani C_u 'nun 1 e yaklaştığı durumlarda kötü derecelendirilmiş olarak nitelendirilir (Das, 2008).

Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışlarına etki ettiği düşünülen faktörlerden biri de ortalama tane büyüklüğüdür. Pek çok araştırmacı (Poulos,1971; Ishihara,1982)ortalama tane büyüklüğünü gerilme-deformasyon eğrilerinin şekli arasında bağlantı kurmaya çalışmıştır (Poulos, 1971).

Zeminler mineralojik tanelerden meydana gelmektedir. Zeminin tane boyutu dağılımı (ortalama tane boyutu D_{50} ve uniformluk katsayısı C_u) hakim kuvvetleri, içsel tanelerin bir araya gelmesini ve sonuçta makro boyutlarda davranışı belirler. Tane şekli üç boyutta ele alınmaktadır; global form, majör yüzey özellikleri ve yüzey pürüzlülüğüdür. Her boyut formasyon geçmişini ve tanelerin bir araya gelmesinden başlayarak zemin kütlelerinin mekanik davranışını belirler. Tane boyutu ve şekli malzemenin tane formasyonunu ve mineral matriksten ayrılarak dış çevrelere taşınmasını belirler. Küçük tanelerden oluşan killerin şekli kristal yapıdan, tortu ve matriks arasındaki enerjiden, tane hacmi ile orantılı elastik deformasyon enerjisinden kaynaklanmaktadır. Dışarıdan uygulanan gerilmeler birbirine etki eden tanelerde tanelerin kristal yapısını bastırır (Li ve Chen 1999). Taneler elastik heterojen oldukları zaman uygulanan gerilmeler daha büyük değişimlere yol açar ve tane büyümesini engeller.



Şekil 2.1.Küçük tane şekilleri a) kaolin b)kalsiyum karbonat c) diatom ve büyük tane şekilleri d)Ottawa kumu e)parçalanmış kumu f)önyüklemeli kumu(Cho, 2006).

Kuvars benzeri büyük tanelerin varlığı zeminin mekanik ve kimyasal tepkilerini belirler. Eski tanelerin şekli genellikle yenilere göre daha yuvarlaktır. Tanelerin bir araya gelmesi ve tane şekli küçük tanelerde ($d < \sim 10\mu$) elektriksel güçlere bağlıyken büyük tanelerde ($d > \sim 100\mu$) yerçekimi kuvvetine bağlıdır. En gevşek sabit bir araya gelme tek boyutlu küresel tanelerde ve basit kübik bir araya gelmede gözlenir. En sıkı bir araya gelme tetradereal veya piramit bir araya gelmede gözlenir. Tane şekli boşluk oranlarını etkiler. Özellikle maksimum ve minimum boşluk oranları yuvarlaklık ve küreselliğin azalmasıyla beraber artmaktadır (Fraser 1935, Shimobe ve Moroto 1995, Miura ve arkadaşları. 1998, Cubrinovski ve Ishihara 2002).

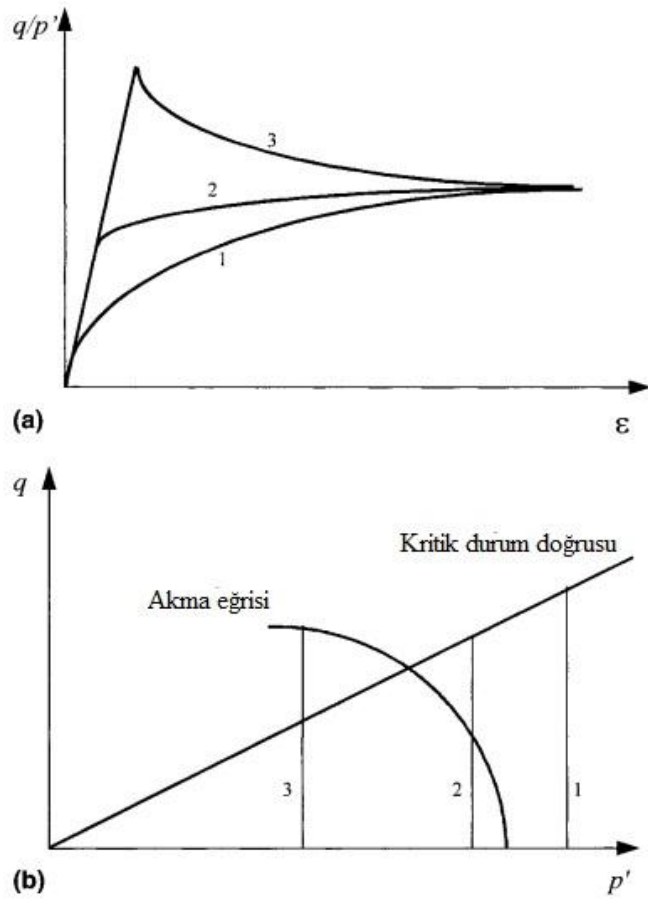
Minimum ve maksimum boşluk oranları arasındaki fark tanelerin köşeliliğinin artmasıyla birlikte artmaktadır. Küçük deformasyonlarda gözlemlenen stiffness davranışında tanelerin şekli oldukça etkilidir. Küçük deformasyon seviyelerinde gözlemlenen stiffness davranışında deformasyon seviyesi elastik deformasyon eşiğinden küçüktür, taneler arası ilişkiler sabittir ve gözlemlenen zemin deformasyonu deformasyonların temas seviyelerinin toplamıdır. Boylamsal küçük deformasyon ve kayma stiffnessı küresel olmayan yassı veya elipsoid tanelerin anizotropik dokusunu göstermektedir. Büyük deformasyonlarda temas sayısının düşük olduğu durumlarda (gevşek zeminlerde) zemin kütlelerinin deformasyonu göreceli olarak daha düşük enerjilerde

gözlemlenebilir. Temas sayısı arttıkça (sıkı zeminlerde) rotasyon engellenmektedir. Genleşim kayma mukavemetinin önemli bileşenlerinden biri olarak kabul edilebilir. Köşelilik ve pürüzlülük genleşme eğilimini etkilemektedir. Tane küreselliği tanelerin kayma yönüne bağlı olarak bir araya gelme ilişkilerine bağlıdır. Drene olmayan üç eksenli deneyler ile Ottawa kumu ve köşeli kum ile yapılan deneyler kumların yuvarlaştıkça faz değişiminde tepe noktasında gözlemlenen deformasyonun azaldığını göstermektedir (Cho 2006).

2.1.1.2. Zemin Yapısı

Zemin yapısı; Poulos (1971) tarafından birbirleri ile ilişkili tanelerin ve tane gruplarının bir araya gelmesi ve bunların tek bir ünite meydana getirmesi olarak tanımlanmaktadır. Zemin tipini tanımlamak için tüm tanelerden başlayarak zemin bir bütün olarak incelenmelidir. Taneleri inceleme safhasında dikkate alınması gerekenler tanelerin konumu, birbirleri ile olan temas miktarı ve taneler arasındaki kuvvetlerin büyüklüğüdür. Tanelerin bir araya gelerek oluşturduğu bütün yani tek birimi incelerken ise katmanlaşma veya katmanlaşma, kayma konumu, birleşme konumu ve boşluk noktaları dikkate alınmalıdır. Daha büyük ölçeklerde hatalı yüzeyler, hayvanlar tarafından oluşturulmuş delikler, büyük kayma ve birleşmeler ile her türlü dikkate değer eklenti dikkate alınmalıdır. Önemli mühendislik uygulamalarında, bütün birimin incelenmesinin tanelerin incelenmesine nazaran daha önemli olduğu ifade edilebilir. Taneler ve tane grupları arasındaki kuvvetler efektif gerilmenin olup olmamasına göre iki ana tiptir. Şayet sonradan etki eden kuvvetler varsa ve efektif gerilme yoksa zemin tepki verir. Poulos (1971) zeminin yapısını incelerken sıcaklığın da dikkate alınması gereken faktörlerden biri olabileceğini ifade etmiştir. Zemin yapısını belirleyen faktörlerden büyük veya küçük ölçekli olma, çimentolaşma ve asal gerilme yönelim eğilimini vurgulamıştır. Çimentolanmış zeminler, zayıf kayalar ve benzer ilişkide malzemeler klasik zemin mekaniği ve kaya mekaniği arasında yer alan ara bir malzeme grubu olarak sınıflandırılabilir (Gens ve Nova; 1993). Son zamanlarda araştırmacılar (Saxena ve Lastrico, 1978; Clough ve ark., 1981; Dupas ve Pecker, 1979; Airey, 1993; Coop ve Atkinson, 1993.). Leroueil ve Vaughan (1990) tarafından yapılan kavramsal çalışma çimentolanmış zeminler ve kaya mekaniği üzerine çalışan pek çok araştırmacıya esin kaynağı olmuştur (Akai ve ark., 1977; Hirai ve ark., 1989; Pekau ve Gocevski, 1989; Reddy ve Saxena, 1992; Gens ve Nova, 1993; Lagioia ve Nova, 1993;

Rumpelt ve Sitar; 1993). Literatürün incelenmesi ile çimentolanmış geoteknik malzemelerin bazı önemli özelliklerinin belirlenmesini sağlanabilir. Clough ve arkadaşları (1981) çimentolama, çevresel basınç, sıklık, gradasyon ve yapının zemin davranışlarında önemli değişkenler olduğunu belirtmişlerdir. Ek olarak yapay olarak çimentolanmış zeminlerin kür koşullarının özellikle dikkate alınması gerektiğini belirtmişlerdir. Diğer araştırmalarda çimentolanmış zeminler için yükleme hızı (Clough ve ark.; 1979), gerilme yolu (Bressani ve Vaughan, 1989; Reddy ve Saxena, 1992; Bressani ve ark. 1994), mikro yapı ve taneler arası bağlar (Chang ve Woods, 1992) gibi faktörlerin çimentolanmış zemin davranışını etkileyen faktörlerden olduğu gözlemlenmiştir. Belirli gerilme aralıklarında doğal ve yapay olarak çimentolanmış kumların kayma mukavemetinin Mohr-Coulomb modeli ile ifade edilebileceği genel kabul görmektedir. Deformabilite açısından çimentolanmış zeminler akmadan önce çok rijit davranış sergilemektedirler ve bu durum çimentolanma tarafından sağlanmaktadır. Gevrek davranış küçük gerilmeden büyük gerilme seviyelerine geçildikçe sünek zemin davranışına dönüşmektedir. Leroueil ve Vaughan (1990) benzer özellikler gösteren zeminler için kavramsal bir yaklaşım geliştirmişlerdir. Killerde yapının zemin davranışına etkisi aşırı konsolidasyondan kaynaklanan etkilere benzemektedir. Temel olarak zeminin rijit davranışı izleyen zemin göçmesinde gözlemlenen plastik deformasyonunu kapsamaktadır. Zemin mekaniğinde klasik modeller başlangıç sıklığının gerilme geçmişinden kaynaklandığını kabul etmektedir. Lakin günümüzde doğal zeminlerin kayma mukavemeti ve stiffness davranışının bu yaklaşım ile açıklanamayacağı anlaşılmıştır. Leroueil ve Vaughan (1990) yapının zemin davranışını belirleyen temel yaklaşımlardan biri olduğunu ifade etmektedirler. Yapay ve doğal çimentolanmış zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının temel olarak başlangıç durumu ve onun akma eğrisi ve kritik durum doğrusu ile olan ilişkisine bağlı olduğunu gözlemlemişlerdir. Aynı yaklaşımı izleyerek Coop ve Atkinson (1993) çimentolanmış zeminlerin davranışını üç sınıfa ayırarak göstermişlerdir.



Şekil 2.2. Çimentolanmış zeminlerin idealleştirilmiş davranışı a) Gerilme-deformasyon davranışı b) Efektif gerilme yolları (Coop ve Atkinson, 1993).

İlk sınıf zemin izotropik kompresyonda akma gerilmesine ulaştığı zaman gözlemlenir. Bu sınıfta kayma yapılandırılmamış zemin için elde edilenlere benzemektedir. İkinci sınıfta kayma esnasında kırılmaların olduğu geçiş gerilme durumlarında gözlemlenmektedir ve gerilme-deformasyon eğrisinde doğrusal davranışı takip eden belirgin bir tepe noktası gözlemlenmektedir. Üçüncü sınıfta düşük çevresel gerilmelerde kaymaya maruz bırakılan zeminlerde sınır mukavemete sahip zeminlere kıyasla gerilme-deformasyon eğrisinde tepe noktası küçük deformasyonlarda gözlemlenmektedir. Leroueil ve Vaughan'ın (1990) teorik yaklaşımlarından hareketle, Gens ve Nova (1993) çimentolanmış zeminleri akma fenomeni ile çimentolanmış ve doğal malzemelerin ilişkilerine bağlı olarak modellemeye çalışmışlardır.

Tüm geoteknik malzemelerin gerilme-deformasyon davranışının anizotropiden etkilendiği genel kabul görmektedir. Anizotropi doğal anizotropi ve yapay anizotropi

olarak iki değişik şekilde gözlemlenmektedir (Casagrande ve Carillo, 1944). Doğal anizotropi tane temaslarının tanelerin yerleşiminden ve boşluk oranlarından meydana gelmektedir (Oda ve Nakayama, 1988). Yapay anizotropi uygulanan gerilmelerden kaynaklanan deformasyonlara bağlıdır. Kumda hava veya suyun çökmesi yapay anizotropiye ve mükemmel küresel tanelerin oluşmasına yol açmaktadır (Oda, 1972; Arthur ve Menzies, 1972; Yamada ve Ishihara, 1982). Araştırmacılar (El-Sohby ve Andrews 1973; Mahmood ve Mitchell, 1974; Mahmood ve ark.,1976; Yamada ve Ishihara 1979; Matsuoka ve Ishizaki, 1981; Oda,1981; Lewin ve ark., 1982; Ochiai ve Lade, 1983; Wong ve Arthur, 1985; Tobita, 1989; Kirkgard ve Lade, 1991; Nataka ve ark., 1998; Yoshimine ve ark., 1998; Masad ve Muhunthan, 2000; Abelev ve Lade 2003) yapay anizotropinin zemin davranışına etkisini deneysel olarak incelemiştir. Yamada ve Ishihara (1979) gevşek kumun üç eksenli davranışını inceledikleri araştırmalarında yapay anizotropinin küçük ve orta gerilme seviyelerinde deformasyon üzerinde büyük etkisi olduğunu gözlemlemiştir. Lakin büyük gerilme seviyelerinde başlangıç yapay anizotropi özelliklerinin etkisinin elimine edildiğini gözlemlemiştir. Benzer azalım yüksek gerilme seviyelerinde farklı sıklıklarda Nevada kumu numuneleri ile yaptıkları basınç deneylerinde Lade ve Abelev (2005) tarafından da gözlemlenmiştir.

2.1.1.3. Başlangıç Durumu

Zeminin durumu efektif gerilme ve boşluk oranı dikkate alınarak belirlenir. Zeminin boşluk oranının, efektif gerilmeye oranına zeminin durumu denir. Bu iki faktörden zemin durum diyagramı elde edilir. Poulos (1971) bu faktör için boşluk oranı, efektif normal gerilme ve kayma gerilmesi gibi özellikleri vurgulamıştır.

Deformasyonun kararlı durumu; herhangi bir bileşimdeki taneli malzemenin veya tanenin sabit hız, sabit boşluk oranından efektif gerilme altında sürekli olarak deforme olması olarak tanımlanmaktadır. Bu durumdaki boşluk oranına kararlı durum boşluk oranı denir. Bundan dolayı kararlı durum boşluk oranı sadece deformasyon esnasında ölçülebilir çünkü deformasyon durduğu anda zeminin boşluk oranı değişir. Eğer deformasyon hızı değişirse kararlı durum boşluk oranı yine değişir. Şayet numune kararlı durum boşluk oranında hazırlanırsa, büyük ölçekli kayma deformasyonlarına kadar kararlı duruma ulaşamayacaktır. Numunenin yapısı kararlı durumda uygulanan kayma gerilmeleri ile oluşturulmuştur ve başlangıçtaki numuneden farklıdır.

Watson'ın (1938) kumlarla; Roscoe, Schofield ve Wroth'un (1958) çelik kürelerle yaptığı deneyler kararlı durum boşluk oranının efektif gerilme artışı ile azaldığını göstermiştir. Killer için bu ilişki net olarak oluşturulamadıysa da benzerlik yaklaşımı ile killerde de aynı durumun oluşabileceği düşünülebilir.

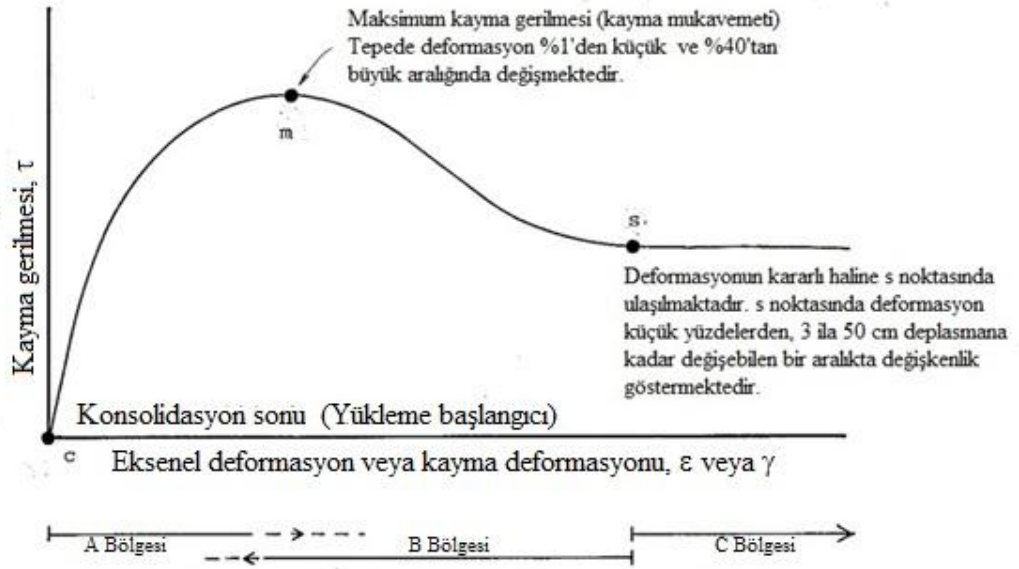
Deformasyonun kararlı hali yaklaşımının işe yarar olmasının sebebi büyük kayma deformasyonuna maruz kalan zeminin kararlı olmaya eğilim göstermesidir. Bu bilgiden faydalanarak zeminlerin kararlı durum altında olması halinde hacimsel değişime uğrayacağı veya efektif gerilmenin trendi tahmin edilebilir. Kararlı durum çizgisi her ne kadar durum diyagramı hakkında bilgi verse de zeminin kararlı durumdan sonraki hali oldukça değişkendir (Schofield ve Wroth, 1965).

Yine yapı etkisinin bileşenlerinden biri olan sıcaklık etkisinin zeminlerin gerilme-deformasyon davranışına etkisi üzerinde literatürde fazla çalışma bulunmamaktadır. Agar ve arkadaşları (1986) başlangıç aşamasında ısıtılan numunelerde çok küçük bir hacim azalması gözlemlemişlerdir. Bunun sebebinin orijinal tane yapısının bozulmasından kaynaklanıyor olabileceğini ifade etmişlerdir. Başlangıçta gözlenen hacim düşüşünün ardından numunenin hacminin minerallerin termal genişleme teorisine uygun olarak aynı hızda arttığını gözlemlemişlerdir. Numunenin soğutulması hacimde ısıtma ile aynı hızda azalmaya yol açmıştır. Başlangıçta gözlemlenen hacim kaybı geri gelmemiştir. Vesic ve Clough (1968) 600 °C'ye kadar sıcaklıklar için kumun kayma davranışına etkisi olmadığını gözlemlemişlerdir. Ferris (2000) zeminlerin gerilme-deformasyon davranışına sıcaklığın etkisini 27 °C, 65 °C ve 100 °C olarak üç değişik sıcaklıkta kum ile yaptığı üç eksenli kompresyon deneyleri ile incelemiştir.

2.1.1.4. Yükleme Metodu

Poulos'a (1971) göre yükleme metodu zeminlerin akmasında etkili en önemli faktörlerden biridir. Yükleme yöntemini seçmek için, zemin numunelerinin normal gerilmesi ve deformasyon gerilmesi değerlerinin uygulanacak deneyin her aşamasında bilinmesi gerektiğini belirtmektedir. Yükleme esnasında izin verilebilecek boşluk oranının önemli olduğunu da ayrıca ifade etmiştir. Öztoprak (2003) bir yüklemeden dolayı zeminde meydana gelebilecek gerilme artışının dolayısıyla toplam gerilmenin hesaplanmasının önemini belirtmektedir. Bu faktör için gerilme yönü ve asal gerilme yerinin önemli olduğunu belirtmiştir.

Poulos (1971) gerilme-deformasyon eğrilerinin her kısmının bu faktörlerden değişik oranda etkilendiğini ifade etmektedir. Şekil 2.3.'de Poulos (1971) tarafından zeminlerin gerilme-deformasyon eğrisinin gelişimini özetlediği grafik görülmektedir. Gerilme-deformasyon eğrilerini üç bölgeye ayırmaktadır. Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı laboratuvar deneyleri yükleme kontrollü (LC) veya deformasyon kontrollü (DC) olarak bilinen iki tip yükleme modu ile incelenmektedir. Yükleme kontrollü deneyler küçük yük artımları ile veya sabit dikey deplasman hızlarında gerçekleştirilir. Deformasyon kontrollü yükleme modunda, numuneler sabit hızda dikey deplasman altında kaymaya maruz bırakılır. Asimetrik durumlarda yükleme modunun gerilme-deformasyon davranışını etkileyebileceği; sadece yükleme modunun değiştirildiği deneylerde özellikle zeminlerin akma eğrilerinin tepe noktasından sonra gözlemlenen davranışını etkileyeceği araştırmacılar (Lundgren ve ark., 1968; Casagrande, 1971; Lindenberg ve Koning, 1981; Hird ve Hassona 1990; DeGregorio, 1990; Yamamuro ve Lade, 1998; Prisco ve ark., 2000; Chu ve Leong, 2001) tarafından belirtilmiştir. Mesela deplasman kontrollü deneylerde deformasyon yumuşaması gözlemlenirken, yükleme kontrollü deneylerde kararsızlık gözlemlenir. Burada bahsedilen kararsızlık büyük deformasyonlarda zeminin verilen yük veya gerilmeyi tutamadığı davranış olarak tanımlanmaktadır. Prisco ve arkadaşlarının (2000) da belirttiği gibi zemin davranışını tanımlayan modeller yükleme kontrollü deneylerde gözlemlenen kararsızlık davranışını tanımlamakta yeterli değildir. Modellerin çoğunda yükleme modunun etkisi dikkate alınmamaktadır. Yükleme tipinin uygulanan deneylerde zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı üzerine etkisi drene olmayan koşullar için yapılmış deneyler (Casagrande, 1971; Hird ve Hassona, 1990) da mevcuttur. Bu deneyler kararlı durum doğrusunun yükleme kontrollü deneyler ile deformasyon kontrollü deneyler için farklı olduğunu göstermiştir. Lakin bazı araştırmacılar (Poulos ve ark., 1985; DeGregorio, 1990; Been ve ark., 1991) kararlı durum doğrusunun deneylerin yükleme kontrollü veya deformasyon kontrollü yapılmasından etkilenmediğini belirtmişlerdir. Bazı araştırmacılar (DeGregorio, 1990; Hird ve Hassona, 1990; Chu ve Leong, 2001) değişik yükleme modlarının kumların gerilme-deformasyon davranışını etkilediğini, değişik akma sonrası davranış oluştuğunu; deformasyon kontrollü deneylerde deformasyon yumuşaması gözlemlenirken yükleme kontrollü deneylerde kararsızlık durumunun gözlemlendiğini belirtmişlerdir.

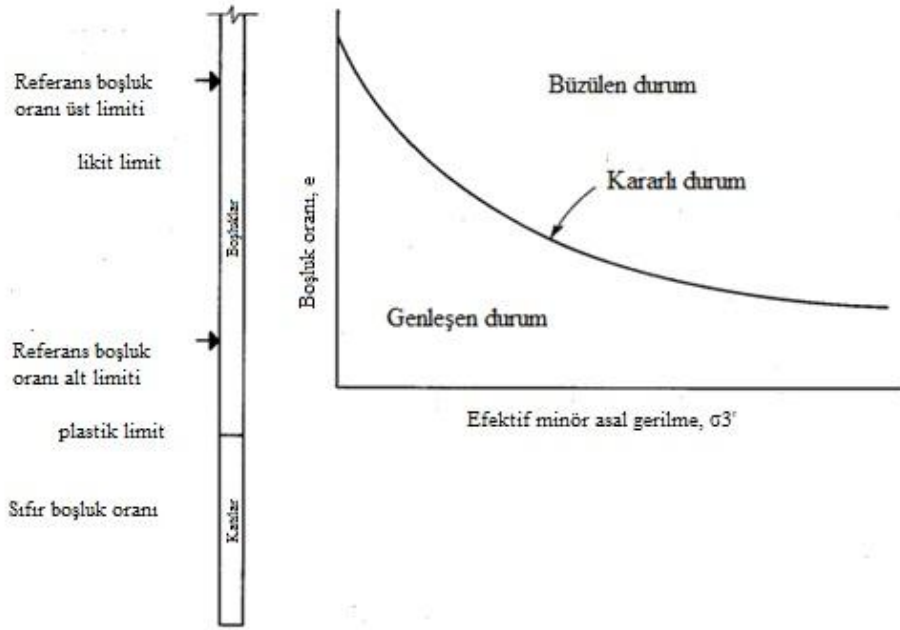


Şekil 2.3. Gerilme-deformasyon eğrisinin gelişimi (Poulos, 1971).

A Bölgesi: Şekil büyük oranda zemin tipi, başlangıç yapısı, başlangıç durumu ve yükleme metodundan etkilenmektedir. Başlangıç yapısı (Şayet varsa sınırlar) ve durum bu bölgede diğer bölgelere göre daha fazla etki etmektedir.

B Bölgesi: Başlangıç yapısı ve durum deformasyonun kararlı durumuna ulaşılana kadar deformasyonlar yüzünden artmaktadır. Z_m 'den z_s 'e düşüşün büyüklüğünde etkisi olan temel faktörler başlangıç durumu, izin verilen boşluk oranı değişiminin derecesi ve tane şeklidir. Z_m/z_s oranını başlangıç yapısı ve yükleme metodu da etkilemektedir.

C Bölgesi: s noktasının ilerisindeki deformasyonlarda tanelerin ezilmesi durmuştur ve kararlı durum yapısına geçilmiştir. Başlangıç yapısı ve başlangıç durumunun etkisi yükleme işlemi tarafından değiştirilmiştir ve z_s üzerinde etkisi yoktur. Başlangıç koşullarının es üzerinde de etkisi yoktur.



Şekil 2.4. Gerilme-deformasyon eğrinin gelişimi (Poulos, 1971)

A bölgesinde gerilme-deformasyon eğrisinin başlangıç kısmı bu dört faktörden de etkilenmektedir.

- Zeminlerde sert tanelerden yumuşak tanelere geçildiğinde; rijitlik, $d\tau/d\varepsilon$ eğimi azalmaktadır.
- Boşluk oranı arttıkça ve efektif gerilme azaldığında başlangıç durumu, durum diyagramında sol üst köşeye doğru gittikçe rijitlik azalmaktadır.
- Rijitlik yapıya 14ore değişmektedir (Kompaksiyon tipine 14ore vs.)
- Yükleme metodu stiffnessı etkiler. Mesela Connforth (1964) maksimum kayma gerilmesinin düzlemsel deformasyonunun üç eksenli basınca 14ore düşük olduğunu belirtmiştir.

Kararlı durumda kayma gerilmesi (s noktasının ilerisi) başlangıç durumundan etkilenmemektedir. Sadece zemin tipi ve gerilmenin son değeri etkileniyor gibi görünmektedir. Kararlı duruma ulaşmak için gerekenlerin başlangıç yapısı, başlangıç durumu, yükleme metodu ve zemin tipine bağlı olduğu düşünülmektedir. Bahsedilenler altta yer alan tabloda görülmektedir:

Tablo 2.1.Faktörlerin etkisi üzerine tahminler (Poulos, 1971).

Faktör	Faktörlerin Etkisi Üzerine Tahminler				
	Deformasyonun başlangıç modülü	Tepe Noktası		Kararlı Durum	
		Kayma gerilmesi	Tepenin ‘Genişliği’ ve tepede deformasyon	Kayma gerilmesi	Deformasyon
Zemin tipi	Yüksek	Yüksek	Yüksek	Yüksek	Yüksek
Başlangıç durumu	Yüksek	Yüksek-orta	Yüksek-orta	Yok	Düşük
Başlangıç yapısı	Yüksek	Yüksek-orta	Yüksek-orta	Yok	Düşük
Yükleme metodu	Yüksek	Yüksek	Yüksek-orta	Yok	Düşük

Tablo 2.1.’de yer alan faktörler incelendiğinde zemin taneleri zayıf, köşeli, yassı olduğu zaman ve zemin yüksek efektif gerilmelerde test edildiğinde tane kırılması meydana gelmektedir. Drene deneylerde tane kırılmasından kaynaklanan hacim azalmasını takip eden kayma gerilmesi değişimi gözlenecektir. Sabit hacim deneylerinde efektif ve normal gerilmelerde azalma gözlenecektir. Poulos (1971) yaptığı tablo zemin tipi için dikkate alınan tüm faktörlerin (deformasyonun başlangıç modülü, tepe noktası ve kararlı durum) yüksek oranda etkilendiğini belirtmiştir. Başlangıç durumu için deformasyonun başlangıç modülünün yüksek etkisi olduğunu, tepe noktasının orta düzeyde etkilendiğini ve kararlı durum üzerinde etkisi olmadığını belirtmiştir. Başlangıç yapısının deformasyonun başlangıç modülünden yüksek oranda etkilendiğini, tepe noktasının orta düzeyde etkilendiğini ve kararlı durumun etkisinin gözlenmediğini belirtmiştir. Yükleme metodunun deformasyonun başlangıç modülünden yüksek oranda etkilendiğini, kayma gerilmesinin tepe noktasının yüksek oranda etkilendiğini, tepenin genişliğiyle tepe gerilmesinin yüksek oranda etkilendiğini, kararlı durumun ise etkisinin dikkate alınmayacak derecede önemsiz olduğunu belirtmiştir. Tablo incelendiği zaman gerilme-deformasyonun değişik faktörlerden farklı oranlarda etkilenen değişik kısımlardan meydana geldiği sonucuna varılabilir.

2.1.2 Kumların Mekanik Davranışı

Tanelerin karmaşık yapısı zeminlerin özelliklerinin belirlenmesinde önemli faktörlerden biridir. Kumların pek çok mekanik özelliğinin tanelerin birbirleri ile ilişkilerine bağlı olduğunu gösteren araştırmalar mevcuttur. Rowe (1962,1973) ve Horne (1965) tarafından taneli zeminlerin gerilme-deformasyon ilişkisini belirlemek için taneli malzemelerin mekanik özelliklerinin belirleyiciliği araştırılmıştır. Yaptıkları araştırmalarda tanelerin tamamen küresel olduğunu kabul etmişlerdir. Ama gerçek zeminlerde tane şekilleri ve dağılımları büyük farklılıklar göstermektedir. Taneli malzemenin gerilme altındaki davranışını belirleyen faktörlerin çoğu boyut, şekil, derecelendirilme, tanelerin dağılımı gibi taneler özellikleri tarafından belirlenmektedir. Bundan dolayı tanelerin özelliklerinin belirlenmesi kumun gerilme-deformasyon davranışlarını açıklamak için önemlidir. Kumların mekanik özelliklerini belirleyen araştırmalar günümüze değin yeniden yapılandırılmış kumlarla ilgilidir. Doğal kumlar çeşitli sebeplerden dolayı (numunelerin elde edilmesindeki güçlük, karmaşık doğal yapıları vs.) pek araştırılmamıştır. Yeniden yapılandırılmış kumların mekanik davranışlarının birkaç malzeme özelliğine dayandığı söylenegelmiştir. Poulos'un (1971) zeminlerin mekanik özelliklerini belirlediğini düşündüğü faktörler (tip, yapı vs.) daha sonraları kumlar için özel olarak incelenmiştir. Mesela Been ve arkadaşları (1991) mineraloji, tane büyüklüğü dağılımını, tane şekli gibi özelliklerin kumun mekanik davranışına etkilerini incelemişlerdir. Bu özellikleri esas malzeme özellikleri olarak tanımlamışlardır. Yapının etkisini ilk defa Mitchell (1976) kumlarla yaptığı deneylerle incelemiştir ve daha sonra kumlar ile yapılan araştırmalar yapının aynı zamanda kumlar içinde belirleyici bir faktör olduğunu göstermiştir. Hutchinson ve Townsend (1961) tarafından yapılan öncü çalışmalarda derecelendirme ve sıkılık, Kolbuszewski ve Frederick (1963) tarafından yapılan araştırmalarda şekil ve boyut, Kirkpatrick (1965) tarafından yapılan araştırmalarda derecelendirme ve boyut ve Koerner (1970) tarafından yapılan araştırmalarda şekil ve derecelendirmenin etkileri incelenmiştir. Yapılan tüm çalışmalar kumların gerilme-deformasyon özelliklerinin yalnızca sıkılık veya rölatif sıkılık ile açıklanamayacağını tane şekli, aranje olma ve gerilme geçmişine önem verilmesi gerektiği düşünülmektedir (Yasin ve Safiullah, 2003).

2.1.2.1. Kum Tipinin Mekanik Davranışa Etkisi

Mühendislikte kullanılan kumların tane boyutu çok değişkendir. Temiz kumlar için tane boyutu 0.06-2 mm arasındadır. Genel olarak, bazı kum taneleri gözle görülebilir durumdadır. Lakin siltler ve killer sadece optik veya elektron mikroskobu ile görülebilir. Kum tanesinin dağılımı tane boyutu dağılımı eğrileri ile gösterilir. Tane boyutu dağılımı eğrisi düz ise ve kum numunesi değişik boyutlarda tane büyüklükleri içeriyorsa; iyi derecelendirilmiş olarak nitelenir. Şayet eğri dikse ve bir boyut numuneyi domine ediyorsa, numune kötü derecelenmiş olarak adlandırılır. Üç eksenli deneyde, numune özellikleri aranan malzemeye benzeyecek derecede büyük olmalıdır. Tipik olarak numune en büyük tanenin 5 katı büyüklüğe sahip olmalıdır. Son yıllarda, iyi içeriğin (≤ 0.074 mm) kumların mekanik davranışları üzerinde etkileri olduğunu gösteren araştırmalar mevcuttur (Wang, 2005).

2.1.2.2. Kum Tane Şeklinin Mekanik Davranışa Etkisi

Tane şekli genellikle köşelilik ve yuvarlaklık olarak tanımlanır. Uzatılmış ve yassı taneler numunenin anizotropik özelliklerini istenilen yönde oluşturmaya olanak sağlar. Wang (2005) kumların gerilme-deformasyon özelliklerinin yüzey yapısından etkilendiğini belirtmiştir. Kumların şekli genel kabul gördüğü üzere gerilme-deformasyon davranışlarında belirleyici role sahip faktörlerden biridir. Araştırmacılar kumun gerilme-deformasyon davranışlarını taneli olma özelliğinden faydalanarak açıklamaya çalışmışlardır (Rowe 1962,1973;Horne 1965). Ama bu teoriler kumu tamamen küresel tanelere sahip kabul etmektedir. Kumların şekillerinin değişiminin etkileri üzerine (Yasin ve Safiullah, 2003) yapılan araştırmalar Poulos'un (1971) önerisini doğrulamıştır. Yasin ve Safiullah (2003) küresel, uzatılmış, ince dilimli kumlarla yaptıkları deneyler sonucunda küresel taneli kumların, uzatılmış ve ince dilimli kumların kayma sırasında daha çok deforme olduğunu; küresel tanelerin daha büyük akma noktasına sahip olduğunu ifade etmişlerdir. Çalışmalarında en fazla küresel özellik sergileyen Dhaka kumunun gerilme-deformasyon eğiliminin diğer kumlardan farklı olarak devamlı yükseliş eğiliminde olduğunu gözlemlemişlerdir.

Poulos'un (1971) da belirttiği gibi malzemelerin gerilme-deformasyon davranışlarını etkileyen özelliklerden biri olduğunu düşündüğü tane şeklinin gerilme-deformasyon davranışlarındaki etkisini Mattutis ve arkadaşları (2003) simülasyon deneyleri ile

araştırmışlardır. Tane şekli olarak genellikle tanelerin yuvarlak olarak varsayıldığını fakat diğer tane şekillerinin de (köşeli, uzatılmış vs.) taneli malzemelerin gerilme-deformasyon ve dayanım özelliklerinde etkisi olduğunu göstermişlerdir.

2.1.2.3. Kum Mineralojisinin Mekanik Davranışa Etkisi

Kumlar ağırlıklı olarak kaya kırıntıları veya kaya formlu minerallerin mineral taneleridir. En bol bulunan mineral kuvarstır. Kalkerli (veya karbonatlı) çökeltiler genellikle okyanuslar ile dünyanın tropik ve sıcak bölgelerinde bulunur. Büyük taneler, kabuk parçaları olarak veya çözelti halinde bulunurlar.

Feldispatlar silikat mineralleridirler ve kolaylıkla kırılırlar. Bazı araştırmacılar tarafından (Koerner, 1970; Lee, 1966) kritik durum friksiyon açısının feldispat kumlarında kuvars kumlara nazaran daha büyük olduğunu gözlemlemişlerdir. Bolton (1986) da kritik durum açısının ve kırılmanın mika, kalsit, kireçtaşı, kalker ve diğer malzemelerin varlığı ile alakası olduğunu bulmuştur.

Valdes ve arkadaşları (2008) kum mineralojisinin kumların mekanik davranışları üzerindeki etkisini incelemek için yuvarlak, kuvars Ottawa kumu ile köşeli kalkerli basit kayma deneyi ile karşılaştırmıştır. Yaptıkları deneyler ile zayıf tanelerin kaymaya etki ettiğini ve bunun düşük gerilmelerde tane şekli tarafından belirlendiğini göstermişlerdir. Kalker içeriğinin kayma davranışı üzerine etkisini inceledikleri araştırmada kumların düşük ve yüksek gerilmeler altında tane şeklinin ve mineralojisinin etkilerini belirlemeye çalışmışlardır.

2.1.2.4. Kumun Yapısının Mekanik Davranışa Etkisi

Kumların mekanik davranışlarında matris yapının önemli bir kontrol faktörü olduğu iyi bilinmektedir. Literatürde kumların yapısı hakkında özgün bir tanım yoktur. Yapı terimi ilk olarak (Mitchell, 1976) killer için ve daha sonra da Been ve arkadaşları tarafından (1991) kum tanelerinin belli bir oranda bir araya gelmesi olarak tanımlanmıştır. Bu tanım tane temasları, yönelimleri ve dağılımları, temaslardaki çimentolaşmayı içermektedir. Been ve arkadaşları bu tanımları fabrike olarak ifade etmiş ve anizotropi terimini değişik doğrultulardaki tanelerin değişik temasları ve taneler arasında değişik kuvvetlerin olmasını ifade etmek için fabrike anizotropi olarak kullanmıştır. Lakin Verdugo (1992), Been ve arkadaşlarının (1991)tane çimentolaşma

terimini dışarıda bırakmıştır. Zemin kütlesinin mikro yapısını sadece değişik tanelerin yönelimlerini dikkate alarak tanımlamıştır. Onun tarafından tanımlanan zeminin yapısı tane boyutu, tane boyutu dağılımı, zemin kütlesindeki boşlukları, tanelerin parçacıklar arası kuvvetleri ve sınırlarını dikkate almıştır. Doğal kumları inceleyen araştırmacılar (Cuccovillo ve Coop, 1997, 1999) yapı terimini ekleme-birleştirme ve yeniden yapılandırılmış kumları belirtmek için kullanmışlardır. Yapının kumların özelliklerinden biri olarak kabul edilmesi gerektiğini ve esas özelliklerden biri olması gerektiğini savunmuşlardır.

Cuccovillo ve Coop (1999) kalkerli izotropik olarak sıkıştırınca, yeniden yapılandırılmış kumların ulaşamayacağı duruma ulaşmışlardır. Lakin bağlama zayıfladığı zaman numunelerin akma noktaları, yeniden yapılandırılmış kumların belirlenmiş normal konsolidasyon doğrusuna yaklaşmıştır. Farklı numune hazırlama metotlarının kullanılmasının gerilme-deformasyon eğrilerinde farklılıklara yol açabileceğini gösteren yeterli derecede deneysel kanıt vardır (Oda, 1972; Mitchell, 1993.). Şekil aynı başlangıç koşulları için (çevresel basıncı ve boşluk oranları) hem drene hem de drene olmayan üç eksenli deneylerin farklı hazırlama teknikleri ile hazırlanmış hallerini göstermektedir. Gözlenen farklılıklar kumların üretimine bağlanabilir. Lakin kum tanelerinin aranje edilmesini belirleyen pratik bir metodun olmamasından dolayı değişik deney teknikleri ile elde edilen sonuçlar hakkında pek çok tartışmaya yol açmıştır (Been ve Jefferies, 1995).

2.1.3. Kumların Gerilme-Deformasyon Davranışı

Mühendislik problemlerinde kullanılan malzemelerin dayanım ve deformasyon davranışını net olarak bilmek önemlidir. Bu özelliklerin araştırılması malzemelerin dayanımı alanını meydana getirir. Wroth'un da belirttiği gibi gerilme-deformasyon ilişkisini işlevsel teoriler ile açıklayabilmek ve işe yarar tahminler yapabilmek için bazı varsayımlar ve önermeler yapmak şarttır.

Basit ve en yaygın varsayım taneli malzemenin tamamen elastik olmasıdır ki doğrusal gerilme-deformasyon özellikleri olsun. Bu varsayım pek çok mühendislik malzemesi için belirli bir seviyeye kadar doğrudur. Bundan dolayı elastisite teorisi pek çok malzeme için yaygın olarak kullanılmıştır.

Sünek malzemelerde, elastik limitin ötesinde büyük plastik deformasyona uğrayan yumuşak çelikte mesela, bu elastik varsayım elastik-plastik yaklaşımlarla desteklenmelidir veya rijit-plastik davranış ile değiştirilmelidir.

Wroth araştırmasında belirgin bir tepesi veya akma gerilmesi olan gerilme-deformasyon eğrilerin sıkı kumlarda veya aşırı konsolide killerde, tepe noktası olmayan gerilme-deformasyon eğrilerinin de gevşek kum veya normal konsolide killerde gözlemlendiğini belirtmiştir.

Eğri tahmin varsayımlarından hiçbirisi taneli malzemelerin gerilme-deformasyon davranışlarını açıklamakta yeterli olmamaktadır.

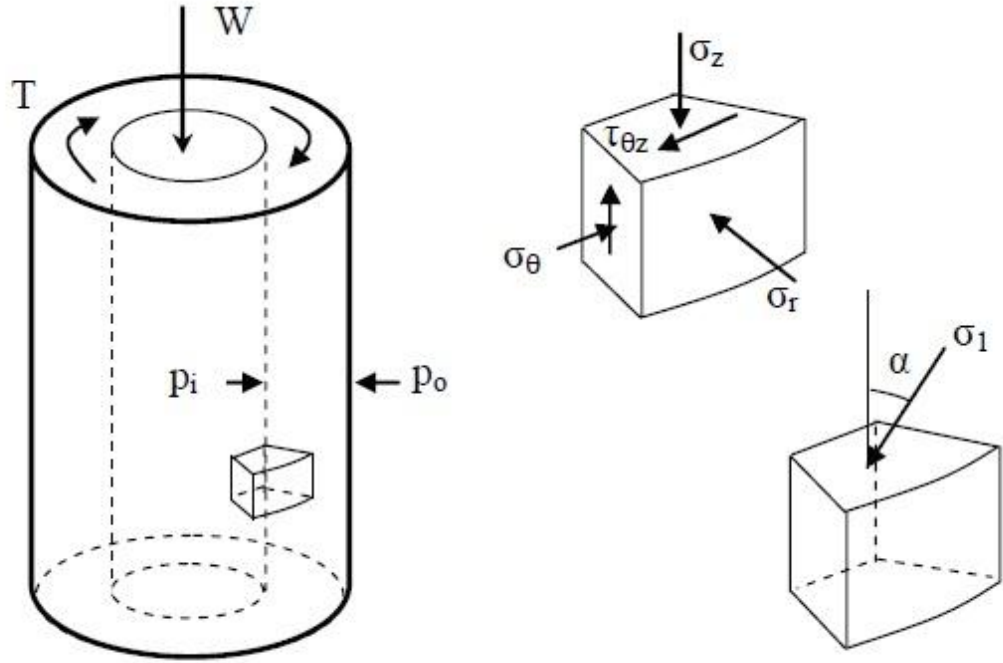
Kumların gerilme-deformasyon ve dayanım özelliklerini araştıran pek çok araştırmacı mevcuttur. Mesela Lee ve Seed (1967) drene olmuş kumların gerilme-deformasyon ve dayanım davranışlarını incelemek için Sacramento nehir kumunu üç eksenli deney serileri ile incelemişlerdir. Yaptıkları deneyler ile kumların kesme dayanımının üç bileşen tarafından belirlenmesi teorisini (Rowe) doğrulamışlardır. Lee ve Seed kumun gerilme-deformasyon ilişkisinin yoğunluktan ve uygulanan basınçtan etkilendiğini de belirtmişlerdir. Ama deney aletlerinin yetersizliklerinden dolayı gerilme-deformasyon davranışlarını yalnızca sınırlı gerilme aralıklarında inceleyebilmişlerdir. Wroth da kumların gerilme-deformasyon davranışlarını matematiksel ifadelerle açıklamaya çalışmıştır.

Gerilme geçmişinin dayanım, genişim ve gerilme-deformasyon ilişkisinin kumların gerilme eğilimindeki önemli rolünü vurgulayan pek çok araştırma yapılmıştır. Özellikle, Tatsuoka ve Ishihara (1974) gerilme trendi ve genişme performansının ilişkisini incelemişlerdir. Lade ve Duncan (1976) gerilme eğilimini etkileyen davranışları incelemiştir. Vaid ve Sasitharan (1992) değişik yönlerde yükleme durumunda tepe friksiyonu açısı ve genişme arasındaki ilişkileri değerlendirmiştir.

2.1.4. Kumların Gerilme-Deformasyon Davranışını Belirleyen Faktörler Üzerine Yapılan Çalışmalar

2.1.4.1. Gerilme Yönü ve Rotasyon Etkisi İle İlgili Çalışmalar

Asal gerilme doğrultularının rotasyonu pek çok geoteknik mühendisliği probleminde genel özelliklerdendir ve zeminlerin davranışında büyük öneme sahiptir. Laboratuvar ortamında eksenel burkulma altındaki numuneler ile bu durum daha net gözlenebilir. Gerilmelerin dağılımı asalgerilmenin rotasyonu şekil 2.5.' de gösterilmektedir. Broms ve Casbarian (1965) kaolin kili ile yaptıkları deneylerle asal eksenel gerilmenin rotasyonunun kayma burkulması ve boşluk basıncı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Yaptıkları deneylerde asal gerilme rotasyonunun boşluk suyu katsayısının artmasına ve deviyatör gerilmenin de azalmasına neden olduğunu gözlemlemişlerdir. Saada ve Zamini (1973) efektif gerilme yollarının, boşluk basıncı katsayısının ve efektif friksiyon açısının asal gerilmelerin anlaşılması için önemli olduklarını gözlemlemişlerdir. Saada ve Townsende (1980) silindir numunelerde eksenel burkulma altında gerilmelerde gözlemlenen uniform olmayan davranışları tanımlamışlardır. Saada (1988) eksenel burkulma altındaki numunelerin avantaj ve limitlerini belirlemiştir. Kaolin kilinde asal gerilme rotasyon etkisi Hong ve Lade (1988) tarafından da incelenmiştir. Lin ve Penumadu (2005) efektif friksiyon açılarını, drene olmayan kayma burkulmalarını, gerilme-deformasyon ilişkilerini, boşluk suyu basıncını ile gerilme yollarını asal gerilme rotasyon açılarının bir fonksiyonu olarak ifade etmişlerdir.

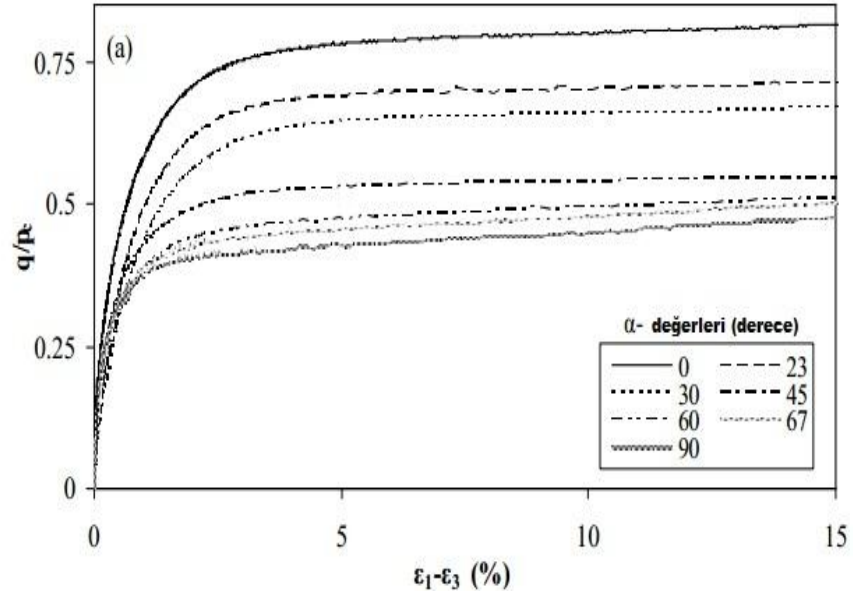


Şekil 2.5. Kuvvetler, basınçlar ve gerilmeler altında silindir numunenin elemanları (Kumruzzaman ve Yin, 2010).

200 kPa çevresel basınç için Şekil 2.6.'da ve 400 kPa çevresel basınç için Şekil 2.7.'de deviyatör gerilme ve deformasyon grafikleri görülmektedir. Asal gerilme 0 ila 90 derece arasında değişen açılarda uygulanarak rotasyon açısının zeminlerin gerilme-deformasyon davranışında etkisi incelenmiştir.

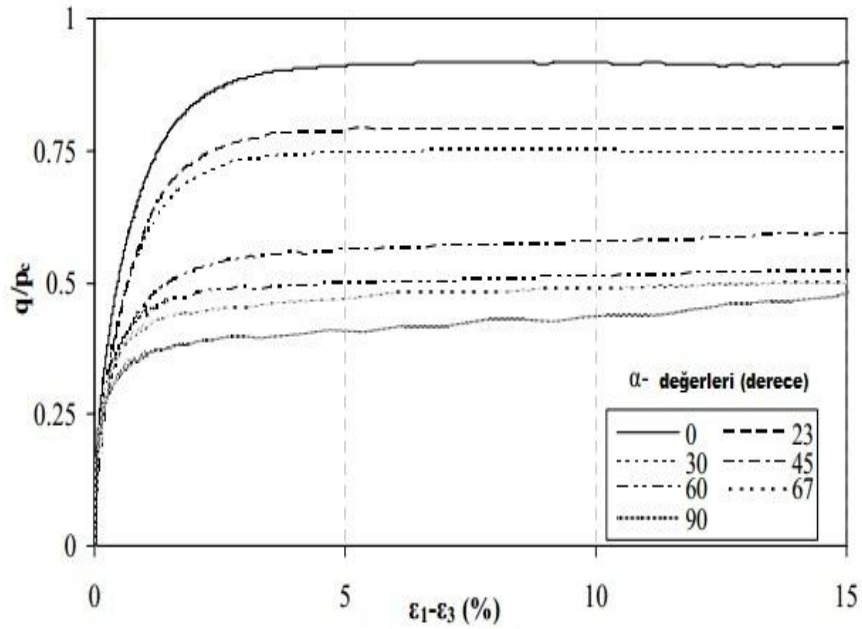
Kumruzzaman ve Yin'in (2010) deneylerinden elde edilenler şu şekilde özetlenebilir:

- Normalize edilmiş deviyatör gerilme (q/p_c) ile kayma deformasyonu ($\epsilon_1 - \epsilon_3$) konsolidasyon basıncındaki artış ile birlikte artmaktadır. İki konsolidasyon basıncı içinde $\alpha=0$ için daha yüksek deviyatör gerilmeler gözlemlenmiştir. Ağeğleri 0 dereceden 90 dereceye artarken deviyatör gerilme azalmaktadır ve minimum deviyatör gerilme $\alpha=90$ derecede gözlemlenmiştir.
- Efektif gerilme yolları kayma gerilmesi bileşenlerinin azalması ile birlikte asal gerilme bileşenlerinin arttığını göstermektedir.



Şekil 2.6. Gerilme rotasyon etkisi 200 kPa çevresel basınç için (Kumruzzaman ve Yin, 2010).

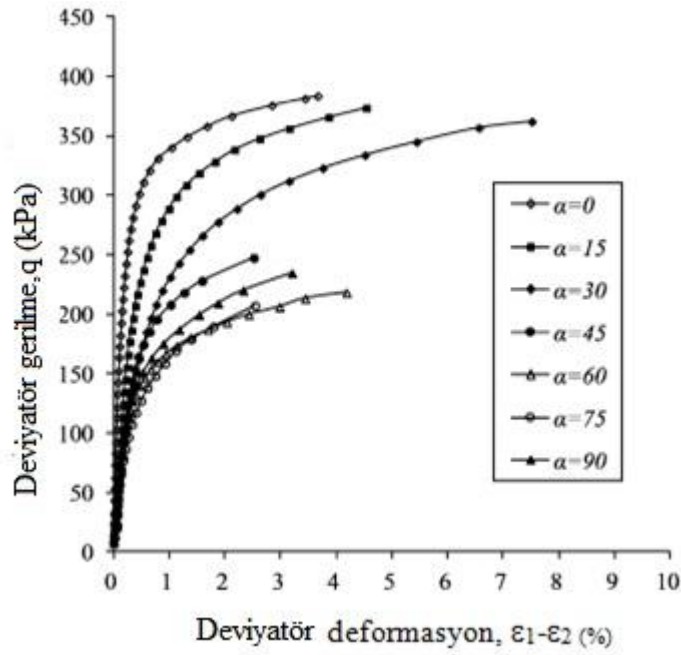
Değişik rotasyon açıları için gerçekleştirdiği üçeksenli basınç deneylerine ait gerilme deformasyon deneyleri ile yaptığı incelemelerden rotasyon açısının zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını etkileyen önemli faktörlerden biri olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil 2.7. Gerilme rotasyon etkisi 400 kPa çevresel basınç için (Kumruzzaman ve Yin, 2010).

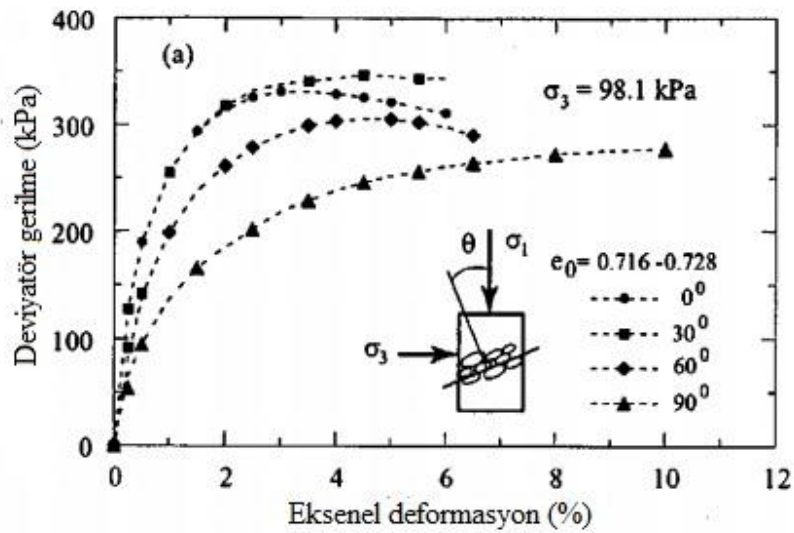
Gerilme yönünün değişimi ve rotasyonunun zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı üzerinde etkisi olduğunu düşünen araştırmacılar mevcuttur. Kumruzzamman ve Yin (2010) drene olmayan granit numuneleri üzerinde sıkıştırılmış silindir deneyi ile yaptıkları çalışmalarda bu faktörü incelemişlerdir. Deneylerinde yedi değişik açıda gerilme uygulamışlardır ve gerilmeleri dikey ve yatay olacak şekilde değiştirmişlerdir. Deneylerde iki değişik çevresel basınç uygulamışlardır. Deviyatör gerilmenin ve boşluk basıncının; açı arttıkça düştüğünü gözlemlemişlerdir. Gerilme yönü açısının malzemenin dayanım özellikleri üzerinde etkili olduğunu da ifade etmişlerdir.

Başka bir araştırmada Cai (2013) değişik gerilme yollarının zeminlerin gerilme deformasyon davranışına etkisini Portaway ve Leighton Buzzard kuvars kumları ile yaptığı hollow silindir deneyleri ile incelemiştir. Monoton yükleme ile Portaway kumu ile yaptığı deneylerde büyük asal gerilme etkisi 0, 15, 30, 45, 60, 75 ve 90 derecelik α açıları (büyük asal gerilme etkisi ile dikey yükleme arasındaki açı) ile sabitlenerek incelenmiştir. Tüm gerilme-deformasyon eğrileri sonlandırılmaktadır çünkü kayma gerilme kontrollü yükleme modunda gerçekleştirilmiştir. Bundan dolayı tepe gerilmeye ulaşıldıktan sonra deviyatör gerilme hızla düşmekte, eksenel deformasyon hızla artmakta ve numune kararsız hale gelmektedir. Bundan dolayı tepe noktasının ardından deneylerde gerilme-deformasyon davranışı kaydedilememiştir. Başka bir deyişle gerilme kontrollü deneyde tepe gerilmeden sonra ölçülen gerilme ve deformasyonlar deformasyon yumuşaması davranışının incelenmesine olanak vermemektedir.(Chu ve Wanatowski, 2009; Chu ve ark., 2012). Şekilden de görülebileceği gibi tüm deneylerde benzer akma öncesi davranışlar görülmektedir. Lakin deneylerde değişik tepe gerilmeleri ölçülmüştür. En yüksek tepe gerilme büyük asal gerilme doğrultusu dikey olduğu zaman ($\alpha=50^\circ$) için gözlemlenmiştir. En düşük tepe gerilme $\alpha=60^\circ-75^\circ$ için gözlemlenmiştir ve bu sonuçlar üç eksenli deney sonuçları ile örtüşmektedir.



Şekil 2.8. Rotasyon etkisi (Cai, 2013).

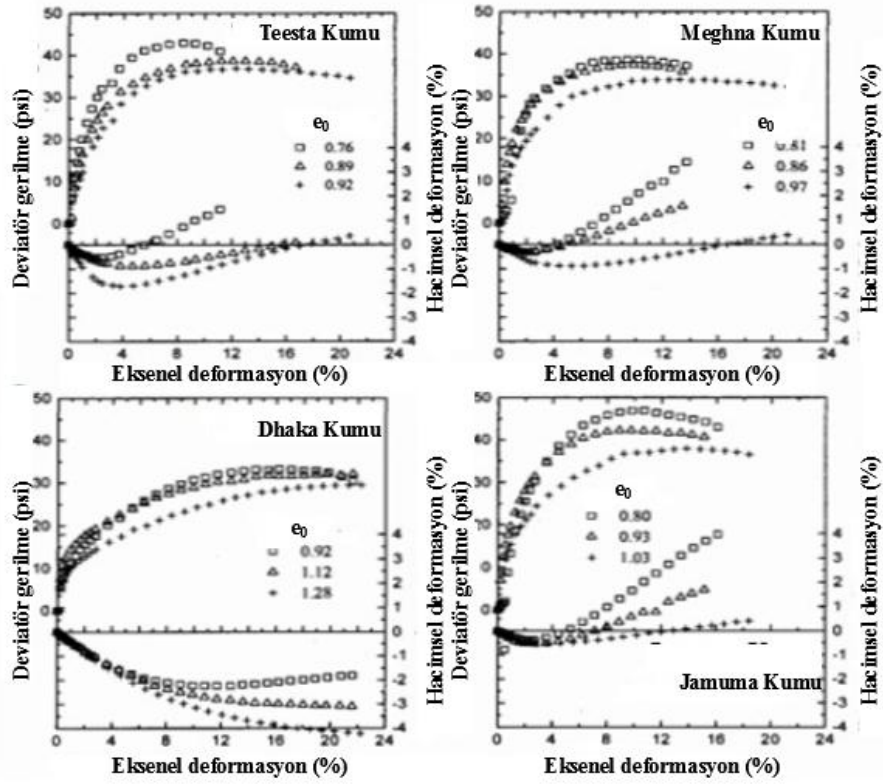
Oda (1972) tarafından değişik başlangıç üretim şekilleri için sabit boşluk oranı ve çevresel basınçta elde edilen kuvars kumu ile elde ettiği gerilme-deformasyon eğrileri Şekil 2.9.'da görülmektedir. Deneylerinde en büyük başlangıç stiffnessının, tepe mukavemetinin ve hacimsel genişlemenin uygulanan asal gerilmenin düzleme dik olduğu durumlarda gözlemlenmiştir.



Şekil 2.9. Rotasyon etkisi (Oda, 1972).

2.1.4.2. Tane Şeklinin Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi İle İlgili Çalışmalar

Poulos'un (1971) da belirttiği gibi malzemelerin gerilme-deformasyon davranışlarını etkileyen özelliklerden biri olduğunu düşündüğü tane şeklinin gerilme-deformasyon davranışlarındaki etkisini Mattutis ve arkadaşları (2003) simülasyon deneyleri ile araştırmışlardır. Tane şekli olarak genellikle tanelerin yuvarlak olarak varsayıldığını fakat diğer tane şekillerinin de (köşeli, uzatılmış vb.) taneli malzemelerin gerilme-deformasyon ve dayanım özelliklerinde etkisi olduğunu göstermişlerdir. Tanelerin doğası taneli zeminlerin farklı yapısının önemli değişkenlerinden biridir. Kumların kayma deformasyonu esnasında hacimsel genişlemesi gibi bazı önemli mühendislik özelliklerinin tanelerin doğasından ve birbirleri ile birleşimden etkilendiği düşünülmektedir. Taneli malzemelerin gerilme-deformasyon davranışlarını tanımlamak ve taneli malzeme teorileri ile ifade etmek için Rowe (1962,1973) ve Horne (1965) tarafından deneyler yapılmıştır. Bu teoriler tanelerin elastik bozunumuna dayanmaktadır ve tanelerin birbirleri ile orantılı kaymalar yapan eşit küreler olduklarını kabul etmektedirler. Gerçekte taneli malzemeler uniform kürelerden meydana gelmemekte, farklı şekillerde tanelerden meydana gelmektedirler ve dağılımları değişiklik göstermektedir. Taneli malzemelerden oluşan zemin tabakasının gerilme altındaki davranışını boyut ve şekil, gradasyon, mineralojik bileşim, yüzey özellikleri gibi pek çok faktör belirlemektedir. Bundan dolayı taneli malzemelerin fiziksel özellikleri ve birbirleri ile etkileşimlerinin incelenmesi taneli malzemelerin gerilme-deformasyon davranışlarının anlaşılmasında büyük öneme sahiptir. Hutchinson ve Townsend (1961) tarafından gradasyon ve yoğunluk etkisi üzerine konu ile ilgili öncü araştırmalar yapılmıştır. Kolbuszewski ve Frederick (1963) şekil ve boyut etkisini, Kirkpatrick (1965) boyut ve gradasyon etkisini araştırmışlardır. Koerner (1970) de şekil ve gradasyon etkisi üzerine çalışmalar yapmıştır.



Şekil 2.10. Tane şeklinin etkisi (Yasin ve Safiullah, 2003).

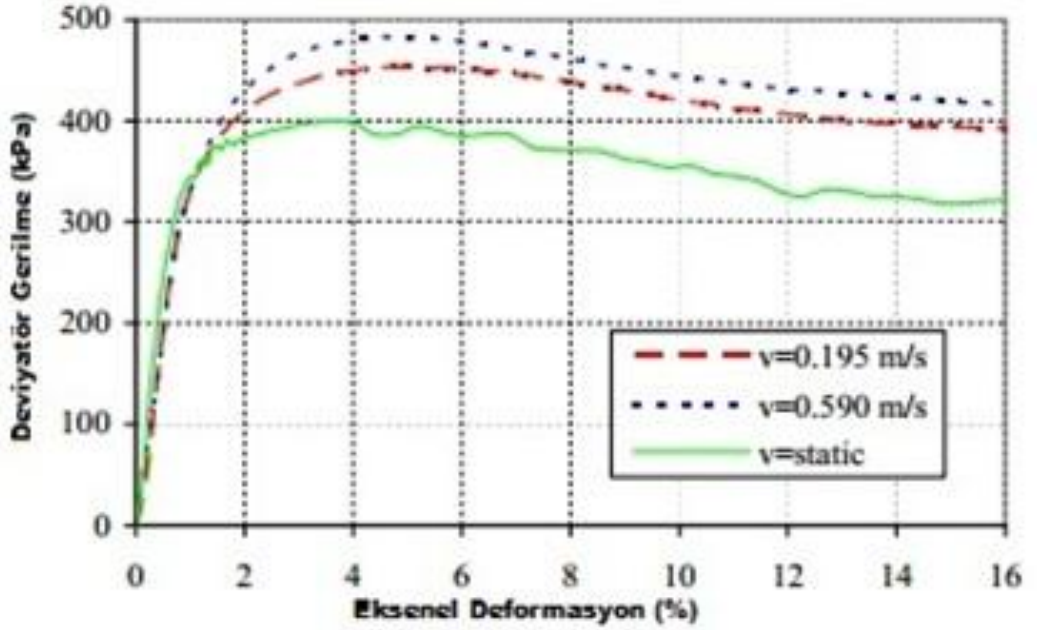
Yasin ve Safiullah (2003) kumun dayanım ve hacim değişimi davranışında tane özelliklerinin etkisini Rangpur Nehri'nden elde ettikleri Teesta, Jamuna ve Dhaka kumları ile araştırmışlardır. Numunelerin şekil ve boyut özelliklerinin etkilerini üçeksenli basınç deneyleri ile incelemişlerdir. Deneyleri ile elde ettikleri veriler Şekil 2.10.'da görülmektedir. Elde ettikleri hemen hemen bütün gerilme-deformasyon eğrileri tepe noktasına sahiptir. Hacimsel değişim ve gerilme-deformasyon eğrileri kumların sıkılaştıkça genişlemeye daha eğilimli hale geldiğini göstermektedir. Teesta, Meghna ve Jamuna kumlarının hacimleri önce azalmakta sonra artmaktadır. Lakin Dhaka kumunun hacmi azalmaktadır. Yaptıkları deney sonucunda küresel taneli kumların, yassı ve uzatılmış tane içeren kumlara oranla daha fazla deforme olduğunu belirtmişlerdir. Ayrıca yassı ve uzatılmış taneli kumların akma noktalarının sıkılıktan farklı etkilendiğini belirtmişlerdir.

Araştırmalarından elde ettikleri küresellik, uzanım ve kat kat olma gibi tane şekli özelliklerinin etkilerini özetlersek:

- a) Deney yapılan kum numunelerinde rölatif sıkılıkta ki artışla beraber içsel sürtünme açısı da doğrusal olarak artmaktadır. Lakin herhangi bir rölatif sıkılık değeri için içsel sürtünme açısı uzanım ve kat kat olma özellikleri ile doğru orantılı olarak veya küresellikteki artışla ters orantılı olarak artmaktadır.
- b) Kat kat veya köşeli tanelerden oluşan numunelerin rölatif sıkılık artışı ile beraber içsel sürtünme açısı artmakta fakat küresel taneli numunelerde tam tersi gözlemlenmektedir.
- c) Küresel taneli kumlar, köşeli ve kat kat taneli kumlara göre kayma sırasında daha fazla hacim değişimi göstererek deformasyona uğramaktadır.
- d) Küresel taneli kumlar daha büyük maksimum ve daha küçük minimum sıkılığa sahiplerdir; uzanımlı ve kat kat kumlar daha büyük maksimum sıkılık, daha küçük minimum sıkılıkta akmaktadırlar.

2.1.4.3. Yükleme Hızının Kumların Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi İle İlgili Çalışmalar

Huy ve Tol (2006) kumların yükleme hızının kumun mekanik davranışları üzerindeki etkilerini üç eksenli deney ile incelemişlerdir. Kuru kumlarda yükleme hızını değiştirerek yaptıkları deneylerde kayma mukavemetinin büyüklüğünün; numunelerin rölatif sıkılıklarının artmasıyla birlikte yükleme hızının etkisinin de arttığını belirtmişlerdir. Bu görüşleri Casagrande ve Shannon (1948), Seed ve Lundgren (1954), Whitman ve Healy (1962) tarafından önceden yapılan öneriler ile örtüşmektedir. Gerilme-deformasyonun yükleme hızından etkilenmediğini lakin deviyatör gerilmenin tepe noktasının değiştiğini bulmuşlardır. Huy ve Tol (2006) kum numunelerinin gerilme-deformasyon davranışını $v=0.195$ m/s, $v=0.590$ m/s ve statik yükleme hızları için üç değişik yükleme hızında incelemişlerdir. Şekil 2.11.'de farklı yükleme hızlarının kumların gerilme-deformasyon davranışına etkisi görülmektedir.



Şekil 2.11. Farklı yükleme hızlarının deformasyon davranışına etkisi (Huy ve Tol, 2006).

Sıkı kum numuneleri ile yapılan üç eksenli basınç deneyleri ile elde ettikleri sonuçları özetlersek:

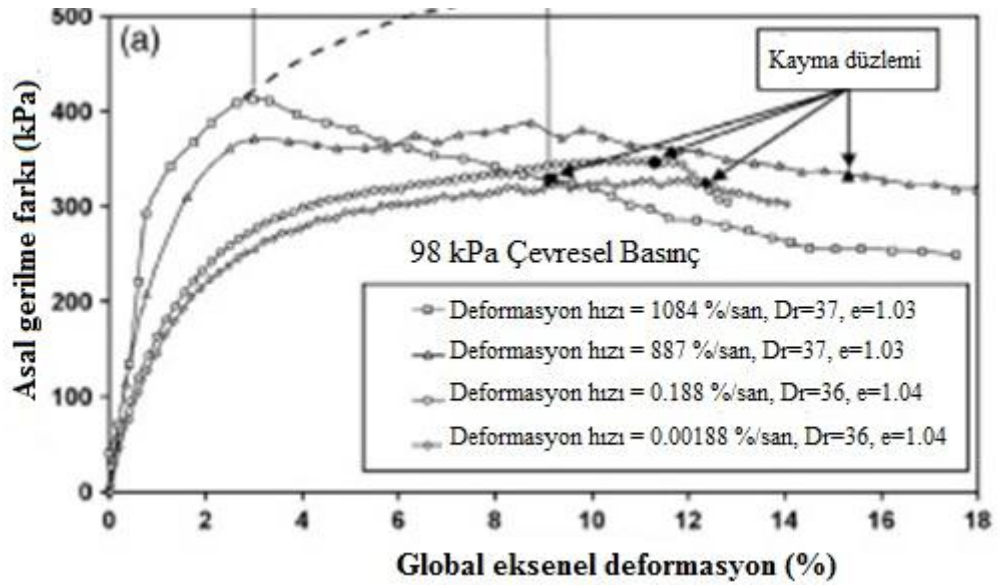
- Kuru kumlarda içsel sürtünme açısı arttıkça yükleme hızı artmaktadır. Artış başlangıç rölatif sıkılık değerine bağlıdır. 60%-80% aralığında rölatif sıkılık değerlerinde içsel sürtünme açısı 0.5 ila 2 derece arasında artmaktadır ve bundan dolayı mukavemet 5-10% artmaktadır.
- Doymuş kum numunelerinde yükleme hızının etkisi oldukça düşüktür (mukavemette %5 lik bir artma). Bunun sebebi deney esnasında meydana gelen kavitasyon olabilir. Kavitasyon nedeniyle doymuş kum numunelerinin deneylerinde ölçüm mümkün olmamaktadır. Deney sonuçlarına göre kavitasyon nedeniyle yükleme hızının kumların gerilme-deformasyon davranışına etkisi yoktur.
- Kumda kayma nedeniyle oluşan hacim değişiminin büyüklüğü yükleme hızından bağımsızdır.

2.1.4.4. *Deformasyon Hızının Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi İle İlgili Çalışmalar*

Zeminlerde yüksek deformasyon hızının davranışlara olan etkisi üzerine yapılan pek çok öncül araştırma vardır. Cassagrande ve Shannon (1948) kayma mukavemetinde deformasyon hızının etkisini ilk inceleyen araştırmacılarıdır. 30 ila 90 kPa büyüklükte çevresel basınç ve 115%/s deformasyon hızında üç eksenli kum deneyleri yapmışlardır. Kuru kumun kayma mukavemetinin deformasyon hızı arttıkça %10'a kadar yükseldiğini belirtmişlerdir. Seed ve Lundgren (1954) drene ve drene olmayan sıkı kumları deneylerle 200 kPa çevresel basınçta 1,000%/s da incelemişlerdir. Değişik çevresel basınçlar ile mukavemet arasında yüksek korelasyon olduğunu gözlemlemişlerdir. Parkin (1961) kumu tek boyutlu basınca maruz bırakarak elde ettiği verilere dayanan plastisite tabanlı bir teori geliştirmiştir. Whitman ve Healy (1962) konu hakkında deneyler yapmışlardır. Lee ve arkadaşları (1969) kuru, sıkı ve gevşek kum numuneleri 100-1470 kPa çevresel basınçta ve 250%/s burkulma hızında incelemişlerdir. Yüksek çevresel basınçlarda sıkı kumların kayma mukavemetinin %20 arttığını gözlemlemişlerdir. Lakin gevşek kumlarda %7 azalma gözlemlemişlerdir. Araştırmacılar kayma mukavemetindeki farklılığın yüksek deformasyon için tanelerin parçalanmasına gereken enerjiden kaynaklandığını ifade etmişlerdir. Yamamuro ve Lade (1993) kuru kum numuneleri ile 34.0 MPa çevresel basınçta 0,0129%/s burkulma hızında üç eksenli deneyler yapmışlardır. Drene deneylerde yükleme koşullarına bağlı olarak %2 artış ve drene olmayan deneylerde %7'lik bir artış gözlemlenmiştir. Tatsuoka ve arkadaşları (1999) ile Matsushita ve arkadaşları tarafından zemin malzemelerinin zamana bağlı davranışları incelenmiştir. Sıkı Toyoura kumunu 0.00000417%/s ve 0.0021%/s burkulma hızlarında incelemişlerdir. Düşük burkulma hızlarında büyük bir etkisinin olmadığını gözlemlemişlerdir. Fakat kayma esnasında hızı değiştirdiklerinde daha büyük bir etki gözlemlemişlerdir. Benzer etkiler Liggio (2001) tarafından da gözlemlenmiştir. Yamamuro ve arkadaşları (2011) drene edilmiş mercan kumu ile yürüttükleri üç eksenli sıkıştırma deneylerinde deformasyon hızının kumun mekanik davranışları üzerindeki etkisini incelemişlerdir. İki değişik çevresel basınç altında ve iki değişik sıklıkta numuneler ile deney yaparak etkiyi test etmişlerdir. Deney sonucunda artan deformasyon hızı ile birlikte, elastoplastik rijitliğin arttığını, akma dayanımının kademe kademe arttığını, eksenel deformasyonun tepe noktasında dikkate değer bir

şekilde düştüğünü ve hacimsel deformasyonların daha büyükolduğunu gözlemlemişlerdir. Deneylerinde;

- a) Tüm sıkılıklar ve çevresel basınçlarda eksenel deformasyonun tepe noktası artmaktadır. Büyük eksenel deformasyonlarda numunelerin hacimsel genişimi tepe noktasına bağlı olarak artmaktadır.
- b) Genleşim hızı, hacim değişimi ilişkisi incelendiğinde düşük deformasyon hızlarında hem çevresel basıncın hem de sıkılığın maksimum değerlerde olmakta fakat sıkı kumlar için tam tersi gözlemlenmektedir. Yüksek sıkılıktaki numunelerin genişimi deformasyon hızı ile birlikte artmaktayken gevşek numunelerde genleşim hızı deformasyon hızı arttıkça düşüş göstermektedir.
- c) Gevşek kumlarda genellikle gerilme-deformasyon eğrileri daha büyük deformasyonlarda tepe noktaya ulaşmaktadır. Bu durum daha düşük deformasyon hızlarında gözlemlenmektedir. Yüksek deformasyon hızlarında gerilmenin tepe noktası çok düşük eksenel deformasyon büyüklüklerinde gözlemlenmektedir. Daha az sıkı olan numunelerde gerilmenin tepe noktası daha düşük eksenel deformasyonlarda meydana gelmektedir. Göçme daha büyük eksenel deformasyonlarda meydana gelmektedir.
- d) Stiffness %1 eksenel deformasyona kadar hesaplanmıştır.



Şekil 2.12. Deformasyon hızının etkisi (Yamamuro, 2011).

Yamamuro ve arkadaşları (2011) 98 kPa çevresel basınç altında, %36-37 gibi birbirine çok yakın rölatif sıkılıklarda numuneleri 1084 %/san ila 0.00188 %/san arasında değişen değişik deformasyon hızlarında incelemiştir. Numuneleri incelerken deformasyon hızının etkisini izole edebilmek amacıyla ve diğer faktörlerin etkisinin devre dışı kalmasını sağlamak için boşluk oranları 1.03 ila 1.04 arasında birbirine çok yakın değerlerde olan numuneleri kullanmışlardır. Şekil 2.12.'de Yamamuro tarafından yapılan deneye ait deformasyon hızı etkisi grafiği yer almaktadır. Grafiğe göre deformasyon hızı arttıkça gözledikleri etkiler:

- Maksimum gerilme farkında aksenal gerilme genellikle düşmektedir.
- Hacimsel genleşim dikkate değer bir şekilde artmaktadır.
- %1 aksenal deformasyonda sekant modülü (elastoplastik) dikkate değer bir şekilde artmaktadır.
- Maksimum asal gerilme oranları artmaktadır (statik değerlere göre yaklaşık %30)

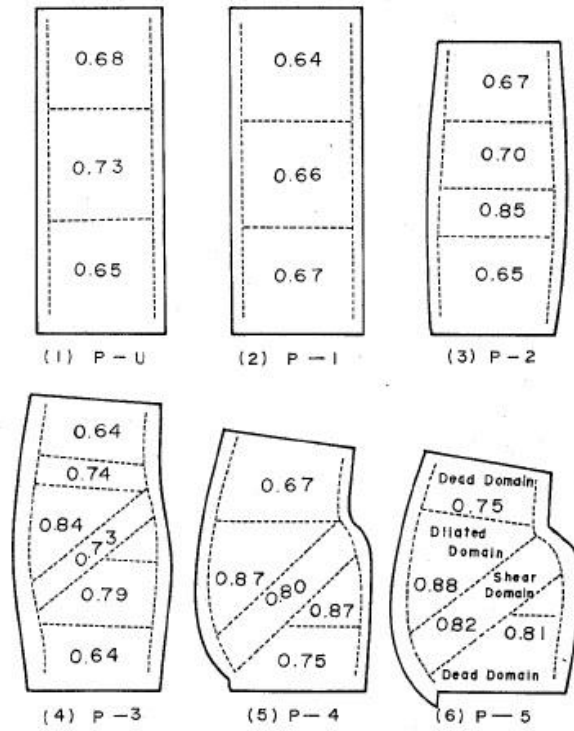
- e) Gevşek numunelerde göçme daha düşük çevresel basınçlarda ve daha yüksek genişim oranlarında gözlemlenmektedir, lakin daha sıkı numunelerde yüksek çevresel basınçlarda gözlemlenmektedir.
- f) Düşük çevresel basınçlarda ve sıklıklarda; gerilme-deformasyon eğrileri daha önce tepe noktasına ulaşmaktadır ve bu durum tipik gevşek kum davranışıdır.
- g) Kayma bandı etkisinin açısı Coulomb teorisi ile düşük deformasyonlarda örtüşmektedir fakat yüksek deformasyon hızlarında 10 derece kadar düşmektedir.

2.1.4.5. Boşluk Oranının Kumların Gerilme-Deformasyon Davranışlarına Etkisi İle İlgili Çalışmalar

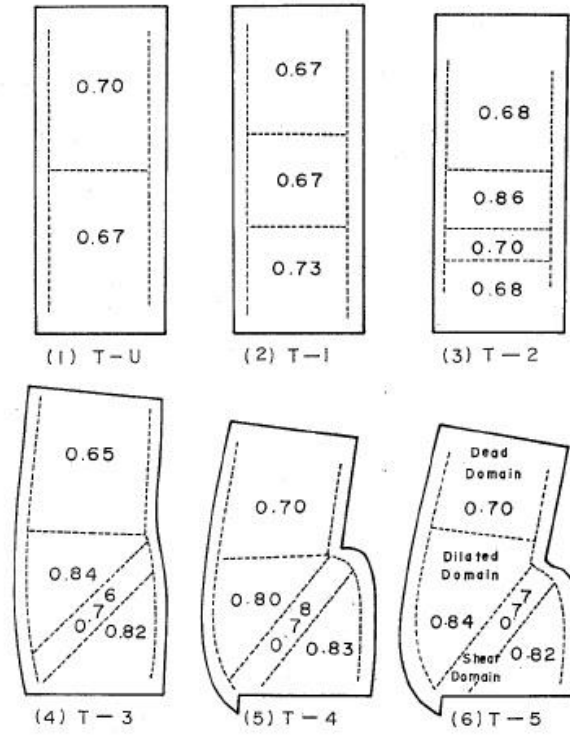
Daha önceki araştırmalar (Newland ve Alleley, 1957; Roscoe,1958; Rowe, 1962; Horne,1969; Matsuoka,1971) tarafından da ifade edildiği şekilde kum gibi taneli malzemelerin elastik olmayan deformasyonlarının taneler arası ilişkilere dayandığını düşünen Oda (1972) özellikle boşluk oranının etkisi üzerine çalışmalar yapmıştır. Kumların mekanik davranışlarının tip ile alakalı olduğunu daha önceki çalışmaların da gösterdiğini belirten Oda (1972) kumların mekanik davranışlarının taneler arası kayma, tanelerin yeniden yapılandırılması, genişleme ve kritik boşluk oranına bağlı olduğunu ifade etmiştir. Değişik boşluk oranlarında 3 kum numunesini üç eksenli basınç deneyleri ile incelemiştir. Kumun mekanik davranışında gözlenen değişkenliğin malzemenin anizotropik ve heterojen yapısına bağlı olduğunu, belirtmiştir. Ayrıca kumların gerilme deformasyon eğrilerinin üç fazda dağıldığını gözlemlemiştir. Oda drene üç eksenli basınç deneyleri ile kum numuneleri sabit çevresel basınç (1 kgf/cm^2) ve sabit deformasyon hızında ($0.3 \% / \text{dak}$) incelemiştir. Üç seri halinde yaptığı deney sonuçları tablo 2.3.'de gösterilmektedir. Şekil 2.14.'de görüldüğü gibi numune içinde boşluk oranı dağılımı uniform değildir. Gerilme tepeye ulaşmadan deforme olan P ve T serilerine ait numunelerin orta kısmı 0.80 ila 0.87 ve L serisine ait numunelerde 0.90 ila 0.91 arasında değişen büyük boşluk oranlarındadır. Boşluk oranı %15 ila %30 arasında bulunan numunelerin diğerlerinden farklılıklar gösterdiğini ve numunenin rölatif sıklık oranının kritik rölatif sıklık durumundan küçük olması durumunda taneli

malzemenin stabilitesinde düşüş olduğunu gözlemlemiştir. Taneli malzemelerin elastik olmayan deformasyonlarının sebeplerini araştırmıştır. Taneli malzemelerde deformasyonları belirleyen temel faktörlerin taneler arasındaki kayma ilişkileri olduğunu belirtmiştir. Zeminlerin davranışını bu faktörlere bağlayarak belirtebilmenin şu zorluklara sahip olduğunu ifade etmiştir:

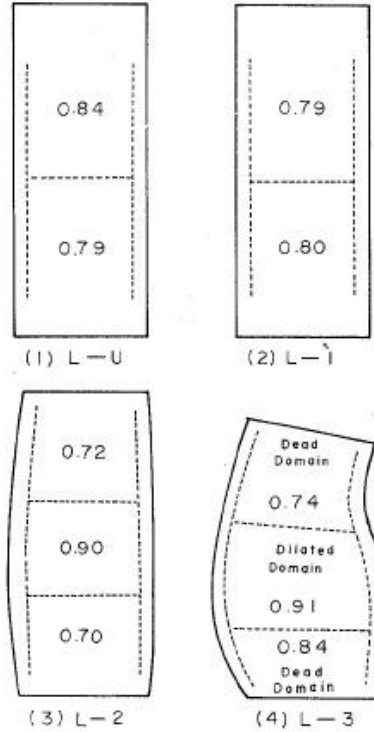
- Deformasyon esnasında taneler arasında gerçekleşen kayma ve dönmenin mekanik etkileri
- Kayma bölgesi veya kayma alanı oluşmasına sebep olan mekanizma
- Yeniden birleşmelerin mekanizması
- Taneli malzemelerin davranışlarını etkileyen faktörlerden kritik boşluk oranı ve genleşme gibi faktörlerin belirlenmesi



Şekil 2.13. P-Serisine ait boşluk oranları ve dağılımları (Oda, 1972).



Şekil 2.14. T-Serisine ait boşluk oranları ve numuneler dağılımları (Oda, 1972).



Şekil 2.15. L-Serisine ait boşluk oranları ve numuneler dağılımları (Oda, 1972).

Şekil 2.15. ve Şekil 2.16.'da P-T ve L serilerine ait boşluk oranları ve bu boşluk oranlarının numunelere göre dağılımı görülmektedir. Boşluk oranları ve numunelere dağılıma göre numunelerin deformasyonu üç alana ayrılabilir.

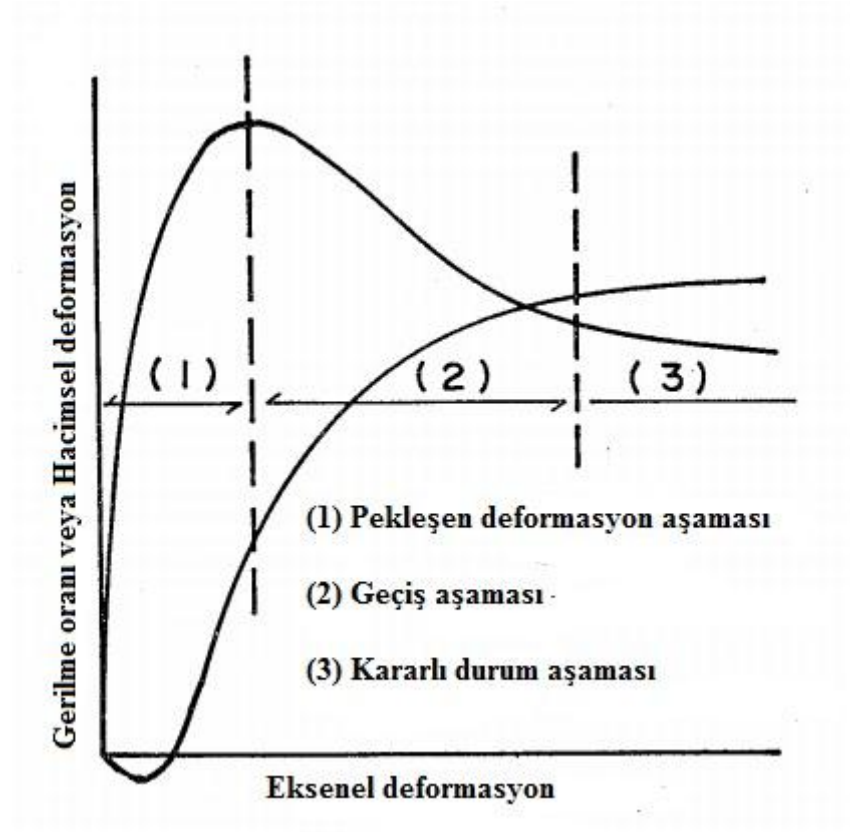
- a) Ölü alan: Bu alan deformasyon esnasında çok küçük yeniden birleşimlerin olduğu alandır.
- b) Genişleyen alan: Bu alanda çok büyük boşluk oranları vardır ve deformasyonlar tepe noktaya sahiptirler. Lakin eksenel gerilme arttıkça bölge de genişler.
- c) Kayma alanı: Bu alanda da boşluk oranları oldukça büyüktür lakin genişleme alanine nazaran daha küçüktür.

Tablo 2.3.'de P-T ve L serilerine ait numuneler ile gerçekleştirilen üç eksenli basınç deneyi sonuçları yer almaktadır. Tabloda serilerin son eksenel gerilme, son eksenel gerilme oranı, maksimum gerilme kuvveti oranı, deformasyon modülü ve kayma düzlemi genel trendini belirleyen açığa ait değerler verilmiştir.

Tablo 2.3. Üç eksenli deney sonuçları (Oda, 1972).

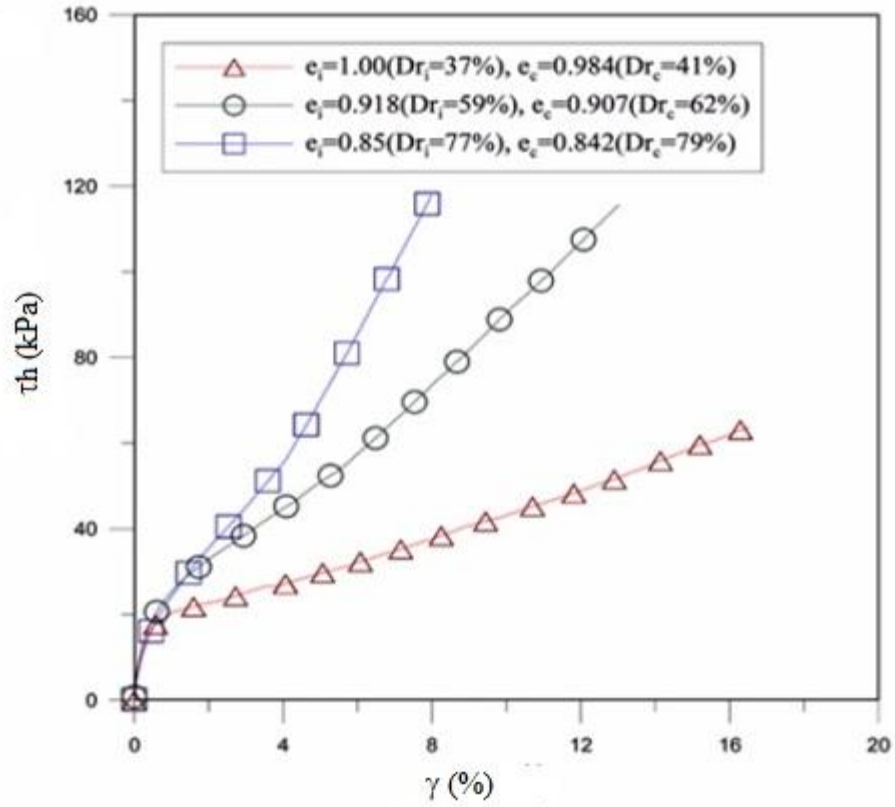
Deney serileri	Numune adı	Son eksenel gerilme (%)	Son eksenel gerilme oranı (%)	Maksimum gerilme oranı	Deformasyon modülü	Kayma düzlemi genel trendi τ' (derece)
P-Serisi	P-U	Deforme olmadı	1	-	-	-
	P-1	0.72	2.81	-	-	-
	P-2	10.88	3.87	3.96	340	-
	P-3	13.65	3.55	4.03	240	40
	P-4	23.81	3.10	4.01	210	42
	P-5	31.26	2.76	3.95	250	43
T-Serisi	T-U	Deforme olmadı	1.00	-	-	-
	T-1	0.64	3.26	-	-	-
	T-2	3.97	4.34	4.34	310	-
	T-3	9.28	3.67	4.44	280	55
	T-4	20.00	2.91	4.43	440	58
	T-5	22.54	2.93	4.18	260	60
L-Serisi	L-U	Deforme olmadı	1.00	-	-	-
	L-1	2.38	2.97	-	-	-
	L-2	11.90	3.49	3.51	140	-
	L-3	24.00	2.81	3.41	140	-

Bu sonuçlardan yola çıkarak Oda (1972) zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının üç fazdan oluşan bir trende sahip olduğunu ifade etmiştir. Sertleşen deformasyon aşaması, geçiş aşaması ve kararlı durum aşaması olarak üç ana faz tanımlamıştır. Şekil 2.16’da Oda’nın deformasyon aşamaları grafiği görülmektedir.



Şekil 2.16. Deformasyon aşamaları (Oda, 1972).

Kim (2008) Nak-Dong nehir kumu ile yaptığı deneylerde çevresel basıncı sabit tutarak boşluk oranının kumların mekanik davranışları üzerindeki etkisini belirlemeye çalışmıştır.



Şekil 2.17. Statik drene olmayan gevşek Nak-Dong Kumunun sabit çevresel basınçta davranışı (Kim, 2008).

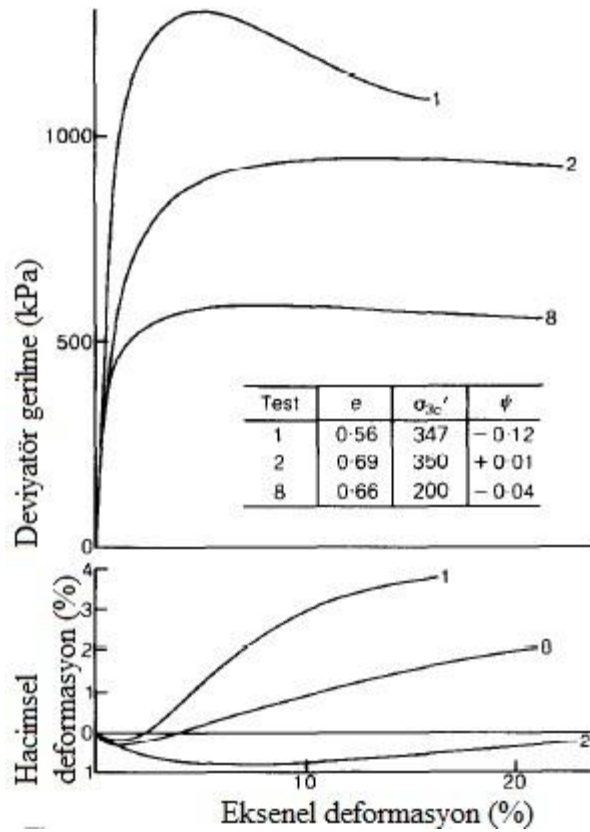
Boşluk oranının etkisini izole edebilmek için sabit çevresel basınç altında fakat değişik boşluk oranlarında yapılan deneylerden elde ettiği veriler Şekil 2.17’ de yer almaktadır. Nak-dong nehir kumunun 100 kPa çevresel basınçta ve değişik boşluk oranlarında davranışı gösterilmektedir. Artan boşluk oranının kayma gerilmesi ve boşluk basıncı üzerinde büyük etkisi olduğunu belirtmiştir. Statik drene olmayan kum ile yaptığı gerilme-deformasyon deneylerinde boşluk oranının etkileri görülmektedir. Boşluk oranı ile gerilme-deformasyon arasında büyük bir korelasyon gözlenmektedir

2.1.4.6. Boşluk Oranı ve Efektif Gerilmenin Kumların Mekanik Davranışlarına Etkisi İle İlgili Çalışmalar

Been ve Jefferies (1985) Kogyuk kumu ile yaptıkları deneylerde kumun esas özelliklerinin kumun mekanik özelliklerini belirlemede yeterli olmadığını; benzer bilgilerin daha önceki araştırmacılarla da belirtildiğini (Lee, 1965; Lade, 1972) ifade etmişlerdir. Özellikle belirleyici faktör olarak çevresel basıncın seçilmesi durumunda

yüksek çevresel basınçta sıkı kumun aynı gevşek kum gibi davrandığını gözlemlemişlerdir. Bundan dolayı kumların özelliklerinin yalnızca rölatif sıkılık ile açıklanamayacağını gerilme seviyesi faktörünün de belirlenmesi gerektiğini ifade etmişlerdir.

Üç eksenli deney sonuçlarında aynı kumun çeşitli silt muhtevaları için, çok değişik boşluk oranlarında ve efektif gerilmede, benzer davranış gözlemlenmiştir. Kararlı durum parametresi olarak isimlendirdikleri yeni bir parametrenin kumların mekanik davranışı üzerindeki etkilerini incelemişlerdir. Şekil 2.18'de incelemeleri görülmektedir.



Şekil 2.18.350/2 Kogyuk kumunun tipik üç eksenli deney sonuçları (Been ve Jeffries, 1985).

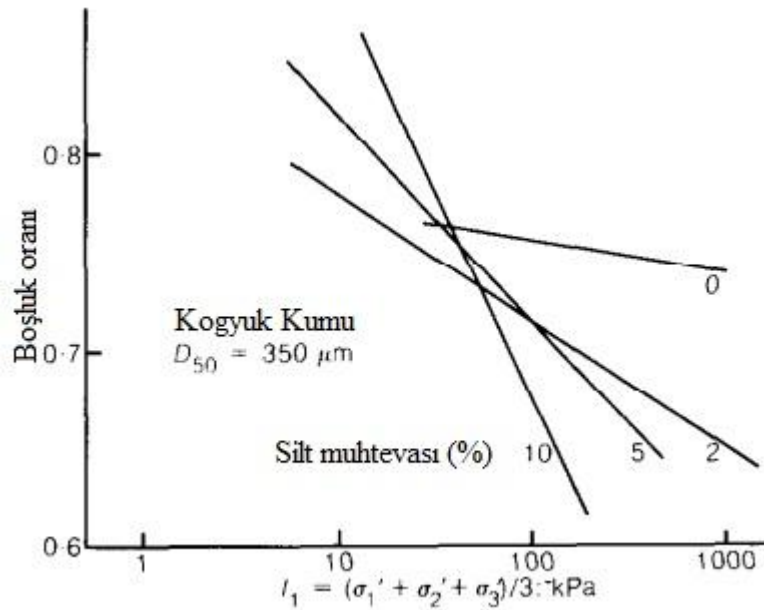
Durum parametresini aynı efektif gerilmede ve başlangıç durumundaki kum ile kararlı durumundaki kumun boşluk oranları arasındaki fark olarak tanımlamışlardır. Bu parametre ile geniş bir gerilme ve sıkılık aralığında kumların mekanik davranışlarının çoğunun tanımlanabileceğini belirtmişlerdir. Sıkılık veya çevresel basıncın kumların

davranışlarında etkisiz olduğunu iddia etmemişler aksine bu özelliklerin bileşiminin taneli malzemelerin fiziksel özellikleri ile alakalı olduğunu vurgulamışlardır.

Özetle iki temel faktörün kumların mekanik davranışlarında etkisi olduğunu iddia etmişlerdir:

- a)Boşluk oranı ve gerilmeyi birleştiren bir durum parametresi
- b)Kum tanelerinin yeniden yapılandırmasındaki birleşim özelliklerini tanımlayan parametre

Buldukları durum parametresinin sadece rölatif sıkılık dikkate alınarak yapılacak davranış tanımlarından daha iyi olmasının nedenini kumun doğasına uygun olarak hem gerilme seviyesi hem de muhtevaya bağlaması olarak açıklamışlardır. Been ve Jefferies' e (1985) göre durum parametresi gerilme seviyesi, sıkılık, tane boyutu ve uniformluğu bir araya getirmektedir. Ama tek başına boşluk oranının gerilme ile ilişkiyi açıklayamayacağını belirtmişlerdir.



Şekil 2.19. Muhteva inceliğinin kararlı durum doğrusuna etkisi (Been ve Jefferies, 1985).

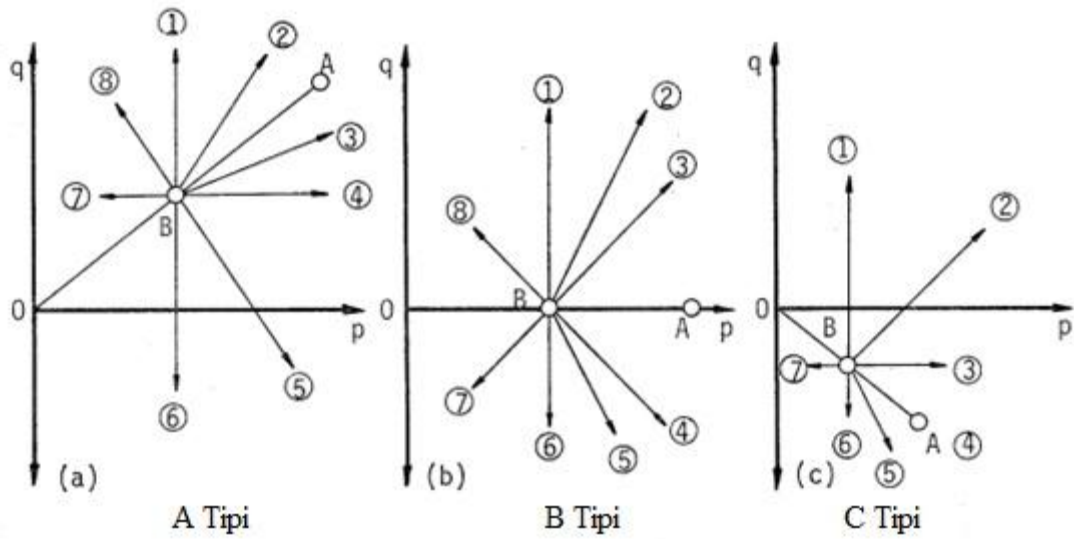
Been ve Jefferies (1985) kararlı durum doğrusunun pozisyonun değişik içeriklerden oluşan numunelerde değiştiğini gözlemlemişlerdir. Kogyuk 350 kumunun kararlı durum şartları Şekil.2.19’da gösterilmiştir. Bu grafik kararlı durum doğrusunun içeriğe karşı duyarlı olduğunu göstermektedir. Kararlı durum deformasyon kuvveti temiz kumlarda siltli kumlara göre daha düşüktür. Muhtevanın kararlı durum doğrusuna etkisi de görülmektedir. Yüksek pozitif başlangıç durumları olan numunelerde yüksek boşluk basıncı ile birlikte büyük kayma deformasyon düşüşü gözlemlenmektedir. Negatif başlangıç durumundaki numunelerde, genleşme meydana geldiği ve gerilme yolu Mohr-Coulomb çizgisine ulaştığı anda kayma gerilmesinde tepe oluşmamaktadır. Örnek durumdan bağımsız olarak gerilme yolları Mohr-Coulomb eğrisine benzer bir trend sergilemektedirler. Bu gerilme oranında Ishihara, Tatsuoka ve Yasuda (1975) tarafından belirtildiği gibi numunenin durumunun yüksek deformasyonlarda davranışın sıkılaştıran (sıvılaşma) veya genleşen olacağını belirlemektedir. Negatif ilk duruma sahip numuneler daima faz değişiminde negatif duruma sahip olacaklardır ve pozitif ilk duruma sahip numuneler de daima pozitif duruma sahip olacaklardır. Lakin başlangıç durumları pozitif fakat küçük değerlere sahip olan numuneler faz değişimi sırasında negatif değer alabilir.

2.1.4.7. Düşük ve Yüksek Gerilmelerde Kumların Akma Davranışları İle İlgili Çalışmalar

Zemin davranışını tahmin etmede ve zemin analizlerinde elasto-plastik modellerin kullanılmasında zorluklar vardır. Bu gibi modeller akma fonksiyonu, plastik potansiyel ve sertleşme modülü ile ifade edilir. Bunlardan akma fonksiyonu akma eğrisinin şeklini ve elastik deformasyonun limitlerini veya zeminlerin plastik deformasyon durumlarını tanımlar. Bundan dolayı yükleme, yükleme kaldırılması ve yeniden yüklemeden kaynaklanan kompleks gerilme geçmişine maruz kalmış zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını tahmin edebilmek için zeminlerin gerilme geçmişi ve gerilme seviyeleri ilişkileri ile ilgili akma özelliklerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu durumu incelemek için kumların akmasını inceleyen çok sayıda statik yükleme deneyleri yapılmıştır (Yasufuku ve ark., 1991).

Düşük (1.5 MPa) ve yüksek gerilme (25 MPa) seviyelerinde kumun akma eğrilerinin anizotropik özelliklerini Yasufuku ve arkadaşları (1991) belirli gerilme seviyelerinde ve belirli yükleme doğrultularında gerçekleştirdikleri üç eksenli basınç deneyleri ile incelemişlerdir. Çalışmalarında Aiu kumunun anizotropik akma özelliklerini ilk olarak üçeksenli basınç deneylerinde belirli gerilme yolları ve gerilme seviyelerini dikkate alarak incelemişlerdir. Daha sonra deneysel bulgularına dayanarak anizotropik konsolide Aiu kumu için bir akma fonksiyonu tanımlamışlardır. Ayrıca toplam normalize enerji ile normal enerjinin anizotropik özelliklerini anizotropik konsolide kumun akma eğrileri ile karşılaştırmışlardır.

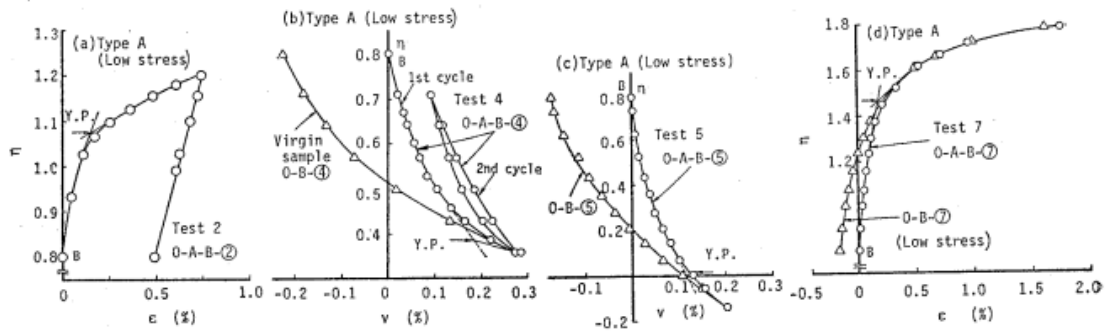
Özellikle akma gerilmesi ile gerilme-deformasyon eğrisi arasında bir ilişki bulmaya çalışmışlardır. Akmanın belirgin bir tanımının olmadığını ve bundan dolayı akmayı gerilme-deformasyon eğrisinde gözlemlenen dikkate değer değişim olarak tanımlamışlardır. Bu değişimin plastik deformasyonun başladığı an olduğunu belirtmişlerdir.



Şekil 2.20. Gerilme yollarının A noktasına göre belirlenmesi (Yasufuku, 1991).

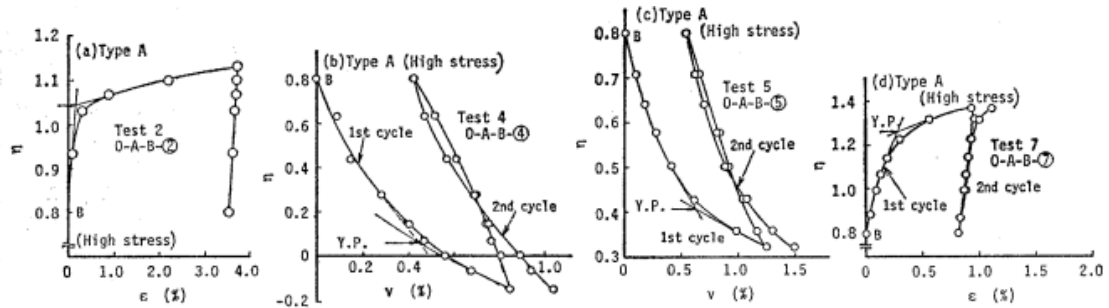
Şekil 2.20.'de anizotropik konsolide Aiu kumu ile akma özelliklerini incelemek için uygulanan gerilme seviyesi ve gerilme yollarının grafiği görülmektedir. Seri I deneyleri düşük ve yüksek gerilmelerde teste tabi tutulan anizotropik konsolide kumlar ilk olarak A noktasına kadar anizotropik olarak konsolide edilmekte daha sonra B noktasına kadar gerilme oranı 0.8 değeri sabit tutularak yükleme kaldırılmaktadır. Orijin B'den sekiz gerilme yolu takip edilmektedir. Her gerilme yolunda gerilmeler küçük boyutlarda

azaltılmakta veya arttırılmaktadır. Daha sonra A noktasına bağlı olarak akma noktası belirlenmektedir. Seri II deneylerinde A tipi deneyler ile karşılaştırma yapmak için B ve C tipi deneyler uygulanarak değişik akma eğrilerinin etkileri incelenmiştir. B tipi deneylerde bütün numuneler A noktasına kadar konsolide edilmiş ve B noktasına kadar izotropik olarak yükleme kaldırılmıştır. C tipi deneylerde numuneler ilk olara anizotropik olarak konsolide edilmiş ve daha sonra B noktasına kadar aynı gerilme oranında yükleme kaldırılmıştır. Daha sonra sekiz gerilme yolu için drene üçeksenli basınç deneyleri uygulanmıştır.



Şekil 2.21. A Tipi deneylerin düşük gerilme seviyelerinde akma eğrileri (Yasufuku, 1991).

Düşük gerilme seviyeleri ve yüksek gerilme seviyeleri için zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı farklılıklar göstermektedir. Her iki durum içinde farklı tiplerde akma eğrileri gözlenmektedir.



Şekil 2.22. A Tipi deneylerin yüksek gerilme seviyelerinde akma eğrileri (Yasufuku, 1991).

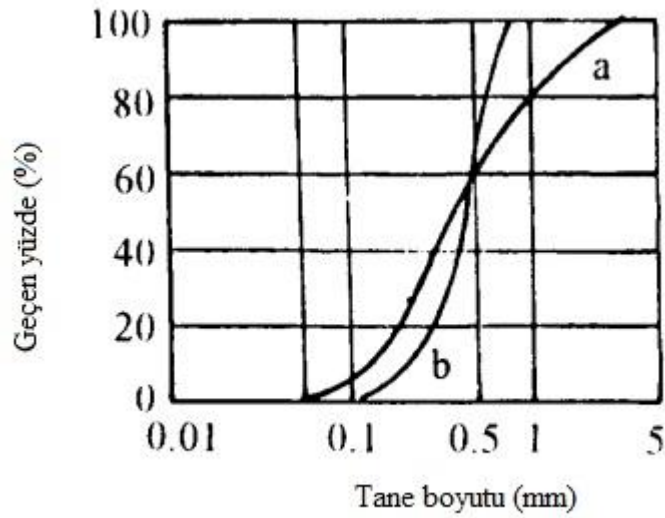
Yasufuku ve arkadaşları (1991) tarafından elde edilenler şu şekilde özetlenebilir:

- 1) Yüksek ve düşük gerilme seviyelerinde akma eğrilerinin şekiller birbirlerine benzemektedirler. Anizotropik konsolide kumun eğrilerinin şekilleri konsolidasyonda gerilme yoluna simetrik olmayan elipslerden tahmin edilebilir. Bu şekiller gerilme yolu geçmişine belirgin olarak bağlıdır.

- 2) Özellikle yüksek gerilme oranlarında gözlemlenen plastik deformasyon vektörlerinin doğrultuları ilişkili akma eğrilerine perpendicular değildir. Bu vektörlerin doğrultuları gerilme yolu ile ilişkilidir.
- 3) Akma eğrilerinin tanjantı ve karşılık gelen gerilme oranları, gerilme oranı ve içsel değişkenlere bağlı olarak tanımlanabilir.

2.1.4.8. Tane Boyutu ve Nem Oranı Etkisi İle İlgili Çalışmalar

Liu (1995) üç eksenli dinamik deneyler ile kumların mekanik özelliklerini belirleyerek tane boyutu, yoğunluk, nem oranının dayanım kapasitesi üzerindeki etkilerinin kumun gerilme-deformasyon davranışına etkisini incelemişlerdir.



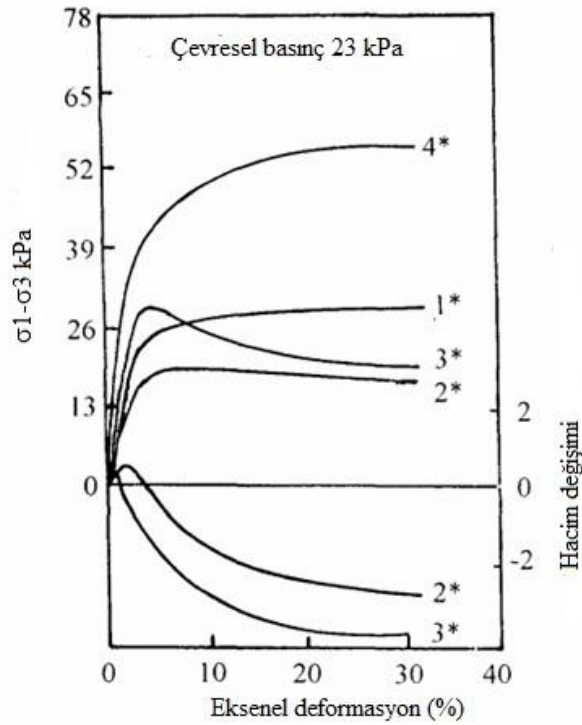
Şekil 2.23. Tane boyutu dağılımı eğrileri (Liu, 1995).

Liu (1995) tarafından üçeksenli basınç deneyleri ile incelenen değişik tane boyutlarına sahip kum numunelerinin tane boyutu dağılımı eğrileri Şekil 2.23'de görülmektedir. Deneylerinde kullandığı kum numuneleri iki değişik tane boyutu dağılımı eğrisine sahiptirler. Bu farktan yararlanarak tane boyutunun zeminlerin gerilme-deformasyon davranışına olan etkilerini izole ederek incelemeye çalışmıştır.

Tablo 2.4. Tane boyutu ve nem oranı etkisi (Liu, 1995).

Numune	Tane boyutu	Kuru birim hacim ağırlığı (g/cm ³)	Boşluk oranı	Nem oranı (%)
1	B	1.43	1.000	0
2	A	1.43	0.853	0
3	A	1.56	0.699	0
4	A	1.43	0.853	4
5	A	1.43	0.853	20

Deneylerinde kum numuneleri birim ağırlık kontrol edilerek hazırlanmış. Eksenel yükleme göçme gözlenene kadar devam ettirilmiştir. Şekil 2.23.'de iki değişik kum numunesine ait özellikler görülmektedir. Tablo 1'de deneylerde kullanılan kum parametreleri görülmektedir.

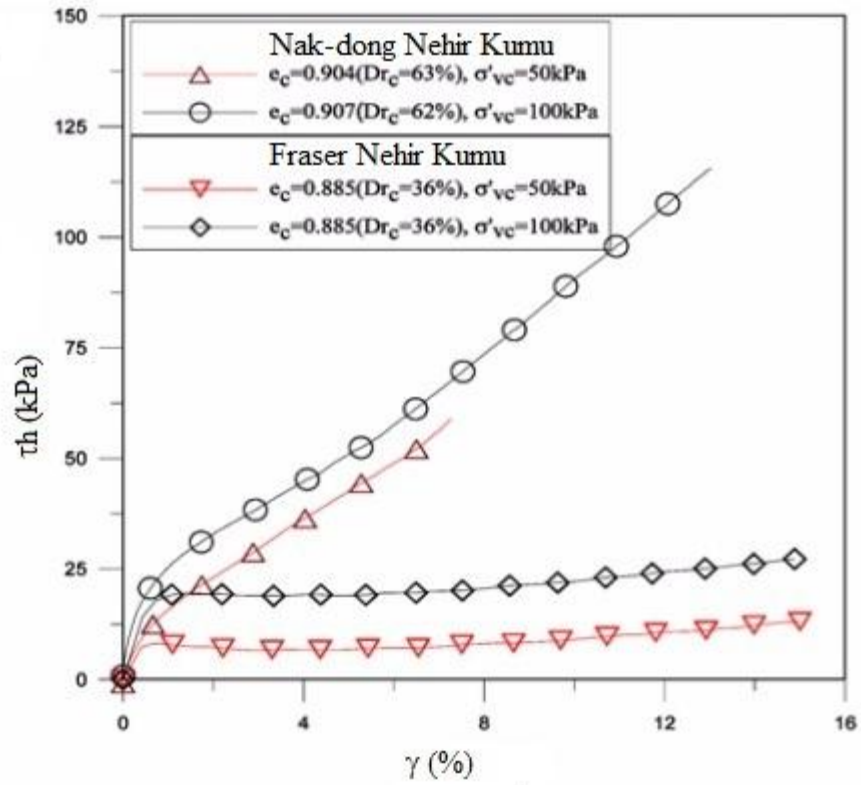
**Şekil 2.24.** Nem oranı ve birim hacim ağırlıkları farklı kumların gerilme-deformasyon eğrileri (Liu, 1995).

Deneylerinden elde ettikleri bulgular şu şekilde özetlenebilir:

- a) Şekil 2.23.'de görüldüğü gibi gerilme-deformasyon eğrisinde göçme gerilmesi belirlenebilir. Bu değere ulaşan numunelerde plastik akma gözlenmekte ve eksenel gerilme daha fazla artamaz. Bu durumdaki sıkı kumda eksenel gerilme düşer.
- b) Kumun kompresibilitesi düşüktür ve sıkışma sadece göçme gerilmesine ulaşılmadan hemen önce gözlemlenir. Göçmeden sonra numunenin hacmi artar. Maksimum hacim değişimi %5'tir
- c) Çevresel basıncı arttırarak veya boşluk oranını düşürerek göçme gerilmesi dikkate değer olarak arttırılabilir.
- d) Genellikle ıslak kumların statik mukavemeti kuru kumlardan daha büyüktür. Nem oranını arttırmak göçme gerilmesini arttırabilir.

2.1.4.9. Çevresel Basınç Etkisi İle İlgili Çalışmalar

Çevresel basıncın etkilerini Kim (2008) gevşek Nak-Dong Nehir Kum ve Fraser nehir kumu ile yaptığı kayma deneyleri ile incelemiştir. Sabit boşluk oranında inceleme yaparak çevresel basıncın etkisini izole etmeye çalışmıştır. Değişik çevresel basınçların kumun davranışlarına etkisini incelemiştir. Artan çevresel basıncın etkisinin çevresel gerilmeye bağlı olduğunu belirtmiştir. Sabit boşluk oranında kumun davranışını inceleyerek çevresel basıncın etkisini izole etmeye çalışmıştır. Çevresel basıncın zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını etkilediğini bugüne kadar araştırmacılar (Poulos, 1971; Wroth, 1965) mevcut olsa da ilk defa bu kadar detaylı bir şekilde ve diğer faktörlerin de etkisini bertaraf etmek amacıyla benzer büyüklüklerde rölatif sıkılık ve boşluk oranlarına sahip kum numuneleri ile ilk defa Kim çalışmıştır. Araştırmalarından elde ettiği sonuçlar çevresel basınç ile zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı arasında bariz bir korelasyon olduğunu göstermektedir. Deneyleri her ne kadar faydalı sonuçlar verse de çok az sayıda numune ile az sayıda deney yaptığı da dikkate alınması gereken noktalardan biridir.



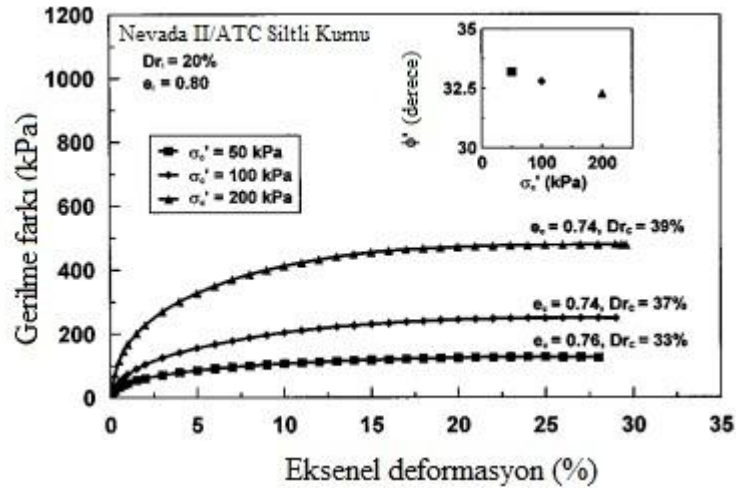
Şekil 2.25. Statik drene olmayan davranışın orta sıkı kum numuneler için sabit boşluk oranında incelenmesi (Kim, 2008)

Şekil 2.25.'de temiz orta sıkı Nak-dong nehir kumu ile Fraser nehir kumunun değişik çevresel basınçlar için davranışı görülmektedir. Şekilde görüldüğü gibi Fraser nehir kumu sıkılaşıma eğilimindeyken Nak-dong nehir kumunda tam tersi gözlemlenmektedir. Çevresel basıncın artmasının etkisinin gerilme seviyesine etkili olduğu düşünülebilir. Nak-dong nehir kumu ve Fraser nehir kumu ile yaptığı üçeksenli deneyler ile çevresel basıncın etkisini izole etmek amacıyla yaptığı deneylerde farklı büyüklüklerde çevresel basınçlar uygulayarak yaptığı deneylerin sonuçları incelendiğinde çevresel basıncın zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını belirleyen temel faktörlerden biri olduğu görülmektedir. Rölatif sıkılık farklılıklarından kaynaklanan deformasyon farklarının etkisini izole etmek için benzer büyüklüklerde rölatif sıkılık büyüklüklerine sahip kum numuneleri ile deneylerini yapmıştır. Bundan dolayı bu deneyler ile yalnızca çevresel basıncın etkileri görülmektedir. Buna benzer çalışmalar literatürde fazla bulunmamaktadır. Kim'in çalışmaları bu açıdan bir ilk teşkil etmektedir.

2.1.4.10. Silt Etkisi İle İlgili Çalışmalar

Shapiro (2003) gevşek kumda nonplastik silt etkisini drene üç eksenli deneyler ile incelemiştir. Ağırlıkça %20 nonplastik silt içeren ATC kumu ile temiz Nevada II kumunun gerilme-deformasyon davranışı arasındaki farkları araştırmıştır. İki kum içinde göçme gerilme seviyelerinin benzer olduğunu gözlemlemiştir. Lakin hacim değişimi davranışının silt içeriğinden büyük oranda etkilendiğini belirtmiştir. Siltli kum temiz kuma göre kayma esnasında daha büyük derecede sıkılaşma eğilimi göstermektedir. Karşılaştırma faktörü olarak rölatif sıkılığı kullanmıştır. Bütün deneylerde siltli ATC kumunun Nevada II kumuna göre daha fazla sıkılaşma eğilimi gösterdiği görülmüştür.

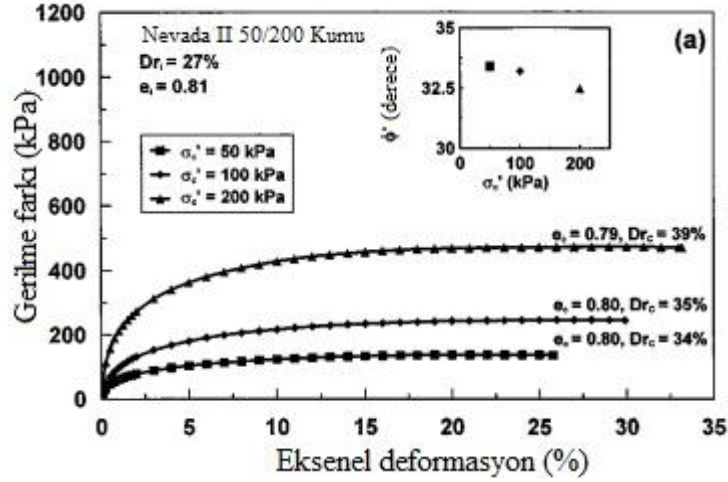
Shapiro (2003) tarafından yapılan deneylerde silt etkisini incelemek amacıyla diğer parametreleri birbirine yakın büyüklüklerde olan numunelerden seçmiştir. Şekil 2.26.'da değişik basınçlar altında farklı oranlarda silt içeren numunelerin gerilme deformasyon davranışı arasındaki farklılıklar görülmektedir.



Şekil 2.26. Siltli ATC kumu ile elde edilen gerilme-deformasyon eğrisi (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa) (Shapiro, 2003).

Shapiro (2003) tarafından siltli ATC kumu ile üç değişik basınç altında yapılan deney Şekil 2.26.'da görülmektedir. Çevresel basıncın etkisini 50 kPa, 100 kPa ve 200 kPa ile test etmiştir. Numunelerini seçerken yalnızca silt etkisinin gerilme-deformasyon

davranışı üzerindeki etkisini test etmek amacıyla birbirlerine eşit büyüklüklerde boşluk oranlarına sahip silt numuneleri kullanmıştır.



Şekil 2.27. Temiz Nevada II kumu ile elde edilen gerilme-deformasyon eğrisi (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa) (Shapiro, 2003).

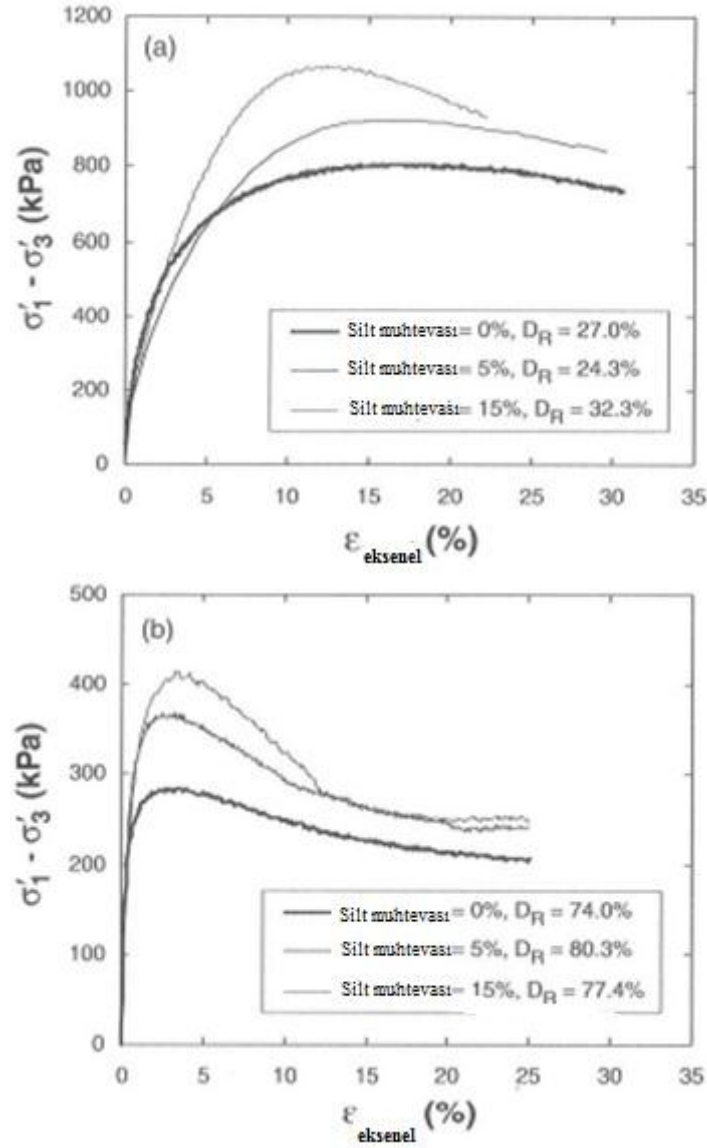
Shapiro (2003) tarafından temiz Nevada kumu ile üç değişik basınç altında yapılan deney Şekil 2.27’de görülmektedir. Çevresel basıncın etkisini 50 kPa, 100 kPa ve 200 kPa ile test etmiştir. Rölatif sıkılıklarını değiştirerek yaptığı deney incelendiği zaman küçük rölatif sıkılığa sahip numunelerin büyük rölatif sıkılığa sahip numunelere göre daha önce aktığı görülmektedir. Rölatif sıkılıkta yapılan ufak bir değişikliğin bile etkisinin kayda değer olduğunu belirtmiştir. Her bir numune ayrıca değişik büyüklüklerde basınca maruz bırakılarak test edilmiştir. Yine deneyden görülebileceği gibi, düşük basınçlar altında numune daha erken akmaktadır. Aynı anda hem basıncı hem de rölatif sıkılığı arttırarak yaptığı deneylerden basınç artarken rölatif sıkılık artışının akma noktasının yerini değiştirdiği ifade edilebilir. İkisinde birden gerçekleştirilecek olan artış, akma noktasının da büyük aksenal deformasyonlarda gerçekleşmesine neden olmaktadır.

Zeminler yüklemenin erken aşamalarından itibaren non-lineer davranırlar. Taneli zeminler belirli miktarda içerik ihtiva ettikleri zaman stiffness ve mukavemet özellikleri içerik muhtevası ile değişiklik gösterir. Zemin davranışının gerçeğe uygun analizinde non-lineer gerilme-deformasyon davranışının tanımlanması gerekmektedir. Zeminlerin yüklemenin en erken safhalarında non-lineer davranış sergilediği genel kabul görmektedir. Göçme öncesi bu non-lineer davranışı tanımlamak için (Kondner, 1969,

Duncan ve Chang, 1970; Tatsuoka ve arkadaşları, 1993; Fahey ve Carter,1993) pek çok gerilme-deformasyon modeli geliştirilmiştir. Takip eden modeller (Duncan ve Chand,1970; Hardin ve ve Drnevich,1972; Fahey ve Carter,1993) zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını daha iyi tanımlamak için bu hiperbolik gerilme-deformasyon ilişkisini modifiye etmişlerdir.

Hiperbolik zemin modellerinin pratik amaçları vardır. Lakin hiperbolik zemin modelleri tamamen doğru sonuçlar elde edilmesini sağlamaz çünkü bu modellerde akma yüzeyi, akma kuralı veya sertleşme kuralı dikkate alınmamaktadır. Bunlar dışında gözlenen elastik modül degradasyonu seviyeleri hiperbolik modellerden elde edilenlerden farklılık göstermektedir. Hiperbolik modellerde elastik modül degradasyonu doğruları linneerdir ama gerçek zeminlerde non-lineerdir.

Taneli zeminlerde plastik olmayan içerik varlığı taneler arası ilişkilerden dolayı daha yüksek genişime sebep olmaktadır. Bu belli bir yüzdeye kadar geçerlidir. Artan genişimin gözlemlendiği oran %20'ye kadardır (Lee ve arkadaşları, 2004). Bu arada fazla içerik içeren zeminlerde davranış içerik tarafından domine edilmektedir. Zemin parametreleri temel veya durum değişkenleri olarak ifade edilmektedir.

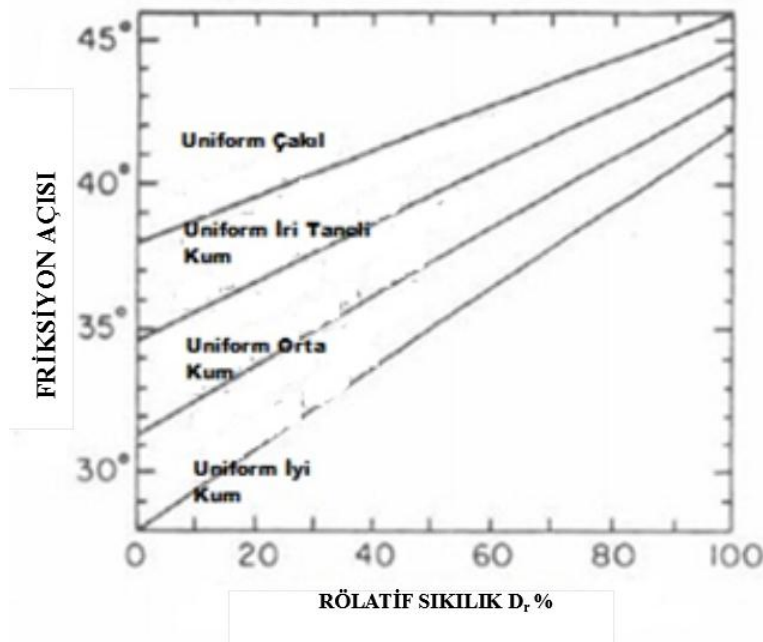


Şekil 2.28. Silt etkisi a) $\sigma'_3 = 400$ kPa gevşek durumda ve b) $\sigma'_3 = 100$ kPa sıkı durumda (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa) (Lee ve arkadaşları, 2004).

Lee ve arkadaşları (2004) siltli kumlar ile yaptıkları üç eksenli deneyler ile zeminlerin temel değişkenlerini inceledikleri deneylere ait gerilme-deformasyon eğrileri Şekil 2.28'de görülmektedir. Ağırlıkça %0-5-10-20 oranında silti ihtiva eden Ottawa kumunu test etmişlerdir. Bu deneylerde silt muhtevası arttıkça; kayma mukavemetinin genişlemiş ile arttığını; G_0 başlangıç kayma modülü ile gösterilen başlangıç stiffnessının azaldığını gözlemlemişlerdir. Yükleme ilk aşamasından itibaren zeminler non-lineer davranış sergilerler. Rölatif sıkılık silt muhtevasının bir göstergesi olarak incelenmiştir. Göçme oranının silt içeriği ve rölatif sıkılığa bağlı olarak değiştiğini gözlemlemiştir.

2.1.4.11. Rölatif Sıkılık ve  evresel Basıncın Gerilme Deformasyon Davranışlarına Etkisi ile İlgili  alışmalar

Rölatif sıkılık ve çevresel basıncın etkisini Bolton (1986) araştırmıştır. Bu iki faktörün zeminlerin gerilme-deformasyon davranışlarını etkilediğini düşünen Bolton I_R normal genleşim katsayısı gibi bir terim önermiştir. Friksiyon açısı yine Bolton'ın ampirik olarak önerdiği bir ifadedir.

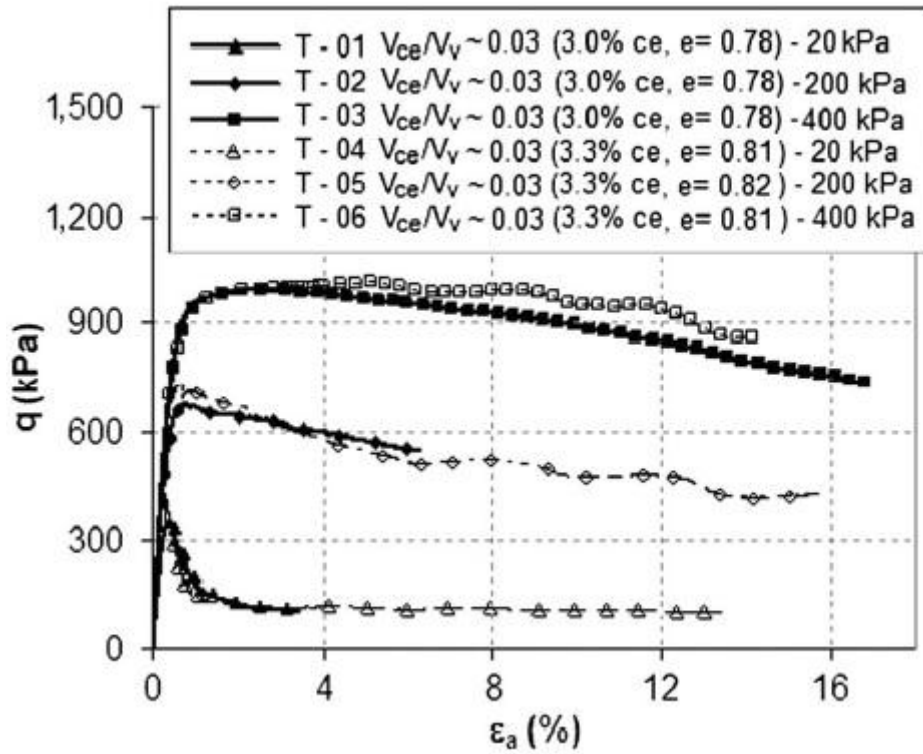


Şekil 2.29. Rölatif Sıkılık ve  evresel Basıncın Etkisi (Bolton, 1986).

Uniform  akıl, uniform iri taneli çakıl, uniform orta sıkılıkta kum ve uniform iyi derecelendirilmiş zemin numuneleri ile yaptığı deneylere ait friksiyon açısı ve rölatif sıkılık grafikleri  ekil 2.29'da görülmektedir. İncelemelerinin neticesinde zeminlerin rölatif sıkılıklarının gerilme-deformasyon davranışını belirleyen temel faktörlerden biri olduğunu gözlemlemiştir. Boşluk oranının etkisini de dikkate alarak yaptığı deneyler incelendiği zaman iri taneli zeminleri küçük taneli zeminlere kıyasla daha büyük friksiyon açılarına sahip oldukları görülmektedir. Yine grafik incelendiği zaman iyi derecelendirilmiş kumların orta sıkılıkta kum ve uniform iri taneli zeminlere göre daha küçük rölatif sıkılık değerlerine sahip oldukları net bir şekilde görülmektedir.

2.1.4.12. Zeminlerde Çimento Kaynaklı Boşlukların Gerilme-Deformasyon Davranışlarına Etkisi

Consoli (2012) kumlardaki çimento boşluk oranının kumların gerilme-deformasyon davranışlarına etkisini üç eksenli deneylerde incelemiştir. İki aşamalı deneylerinde ilk olarak zeminlerin geoteknik özellikleri belirledikten sonra değişik çevresel basınçlar, boşluk oranları ve çimento miktarlarına göre üç eksenli deneyler ile nonplastik uniform iyi derecelendirilmiş Osorio kumunu analiz etmiştir. Çimento etkisini incelemek için Portland çimentosu kullanmıştır.



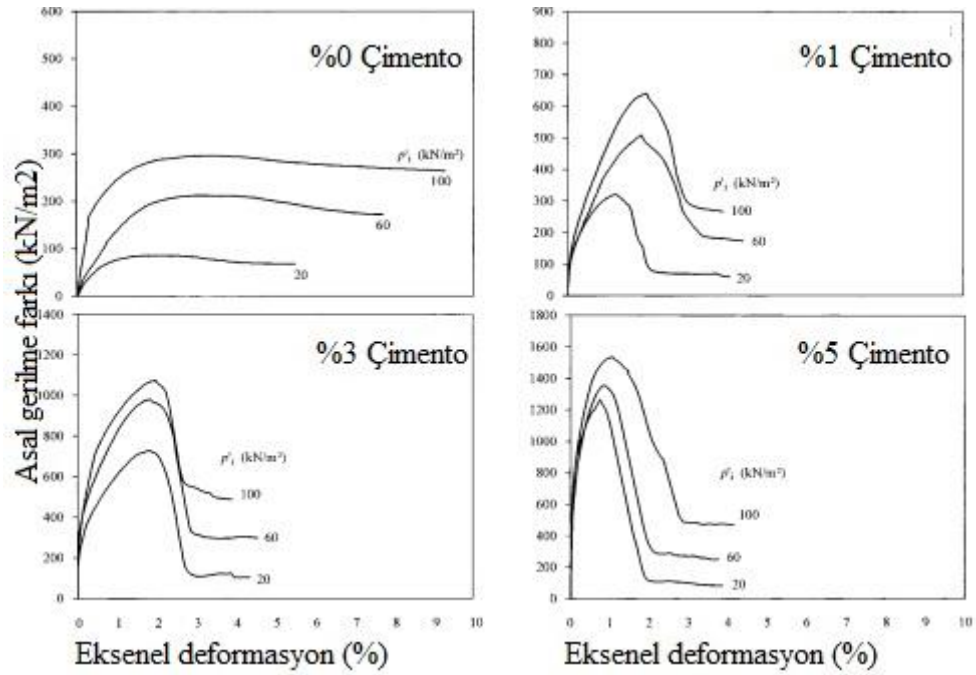
Şekil 2.30. Çimento boşluk oranının 20 kPa, 200 kPa, 400 kPa çevresel basınçlarda kumların gerilme-deformasyon davranışlarına etkisi (Consoli, 2012).

Kum numunelerin $V_{ce}/V_v = 0.03$ için iki değişik boşluk oranında ve çimento muhtevasında 20, 200 ve 400 kPa çevresel basınçta deviyatör gerilme ve eksenel deformasyon eğrileri Şekil 2.30'da görülmektedir. Diğer çimentolu kumlarda gözlemlendiği gibi (Cuccovillo ve Coop, 1999) yumuşayan deformasyon davranışı düşük çevresel basınçlarda çimento sınırları tarafından belirlenmektedir. Deformasyon

lokalizasyonu bütün numuneler için gözlemlenmektedir. Hacimsel deformasyonlar düşük gerilme seviyelerinde büyük oranda genleşme eğilimindedirler ve 20 kPa çevresel basınç için gerilme-deformasyon eğrisinin eğiminde gözlemlenen değişimin %1 eksenel deformasyonda oluşması büyük olasılıkla tamamen oluşan kayma bandından kaynaklanmaktadır. Buna karşın değişik çimento muhtevasında ve boşluk oranlarında fakat aynı $V_{ce}=V_v$ oranlarında tepe mukavemetler bütün çevresel basınçlarda birbirlerine benzemektedirler. Herhangi bir çimento boşluk oranı için elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri ve hacimsel tepkiler tepe noktasına kadar benzerlik göstermektedirler. Aynı çimento boşluk oranındaki zeminlerin aynı çevresel basınçta gerilme-deformasyon eğrilerinin benzer olduğunu ve akma noktasına kadar zeminlerin davranışlarını belirlemede bu özellikten yararlanılabileceğini belirtmiştir. Akma noktasının ardından incelediği tüm numunelerde gerilme-genleşim eğrisinde doğrusal bir trend gözlemlenmiştir. Elde edilen bulguları özetlemek gerekirse:

- (1) Belirli bir çimento-boşluk oranı ($V_{ce}=V_v$) ve çevresel basınç için çimentolu zemin numunelerinin tepe mukavemeti ve deviyatör gerilme-eksenel deformasyon davranışları tepe noktasına kadar benzerlik göstermektedir ve bundan dolayı $V_{ce}=V_v$ parametresinin tepe noktasına kadar gerilme-deformasyon davranışını belirlediği düşünülebilir. Tepe noktasından sonra zemin deformasyonu kararlı duruma doğru yumuşamaktadır ve davranış tamamen açısaldır.
- (2) Belirli bir çimento-boşluk oranı ($V_{ce}=V_v$) ve çevresel basınç için gerilme-genleşim davranışı değişik boşluk oranlarına sahip ve çimento muhtevalarına sahip numunelerde küçük deformasyonlarda sadece küçük farklar göstermektedir. Çevresel basınç veya çimento boşluk oranı küçüldükçe daha büyük gerilme oranı ve maksimum genleşim hızı gözlenmektedir.
- (3) Tepe noktasından sonra bütün numuneler için tüm çimento boşluk oranları ve çevresel basınçlarda yapılan deneylerden elde edilen veriler dikkate alındığında gerilme-oranı düştükçe deformasyon lokalizasyonunun meydana geldiği ve gerilme-oranının düştüğü görülmektedir.

Başka bir araştırmada Schnaid (2001) Porth Alegre kumuyla yaptığı üç eksenli deneylerle çimentolamanın etkisini incelemiştir. Portland çimentosu katkılı kum ile temiz kumu karşılaştırmıştır. Şekilde elde ettiği deviyatör gerilme ve eksenel deformasyon eğrileri görülmektedir. Şekil çimento eklenmesinin etkilerini göstermektedir. Genel olarak çimentolanmış zemin başlangıçta stiff davranış sergilemekte, belirli akma noktasına kadar doğrusal bir yükseliş göstermekte ve sonrasında deformasyon artışı takip eden göçme gözlenmektedir. Çimento muhtevası arttıkça hem tepe mukavemeti hem de başlangıçta stiff davranış sergileyen numunelerin göçmede gevrek davranış sergilediği gözlemlenmektedir. Bu gevrek davranış çimento muhtevası ile artmaktadır. Göçmede eksenel deformasyon artan çimento muhtevası ile artmaktadır. Hacimsel davranış olarak çimentolanmış numuneler başlangıç kompresyonunu takip eden güçlü bir genişleme göstermektedir. Genleşim hızı zemin kararlı duruma ulaştığında genleşim hızı düşmektedir.



Şekil 2.31. Çimentolama etkisi (Schnaid, 2001).

Elde ettiği bulguları özetlersek:

- 1) Basınç mukavemeti üç eksenli basınç deneylerinde çimentolanma derecesini gösteren parametrelerden biridir.

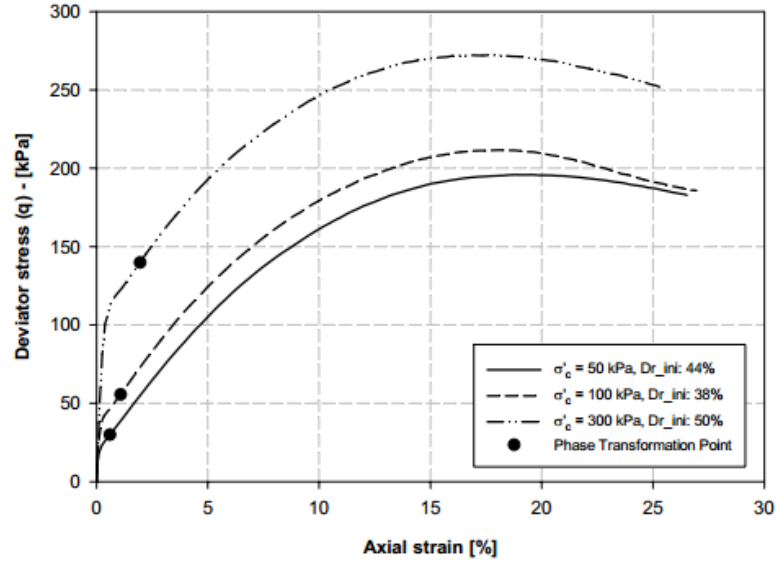
- 2) Konvansiyonel üç eksenli deneylerde ölçülen kayma mukavemeti basınç mukavemetinin bir fonksiyonudur.
- 3) İncelenen gerilme aralıklarında, çimentolanmış zeminin sekant deformasyon modülü başlangıç ortalama efektif gerilme değerinden etkilenmemektedir.

2.1.4.13. Mineralojinin Gerilme-Deformasyon Davranışlarına Etkisi

Arango (2006) kumların mineralojik yapısının zemin davranışları üzerine etkisini araştırmak için iki farklı tipte kum ile üç eksenli basınç deneyleri yapmıştır. Mineralojik özelliklerde farklılığın zeminlerin gerilme-deformasyon davranışına etkisini incelemek amacıyla kalkerli Cabo Rojo kumu ile silika kumunu karşılaştırmıştır. Zeminlerde kırılmanın mekanik davranışlara etki ettiği genellikle kabul edilmektedir. Datta ve arkadaşları (1982) kırılmanın kayma mukavemeti açısını azalttığını gözlemlemiştir. Kalkerli kumlar ile yaptıkları araştırmalarda (Hull ve arkadaşları, 1988; Sweet, 1988) kalkerli kumların zeminlerin kaymasında genişleme yol açma eğilimini arttırdığını ve daha küçük rijit tepkiye sebep olduğunu gözlemlemişlerdir. Datta ve arkadaşları (1982) kırılmaya etki eden faktörleri şu şekilde kategorize etmişlerdir:

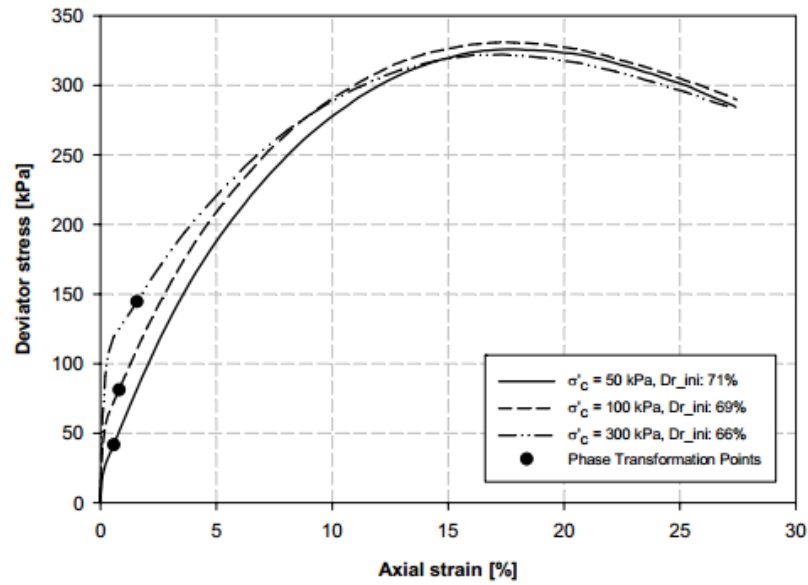
- (a) İçsel boşluk oranı büyük taneler içermek
- (b) İnce duvarlı kabuk yapıların miktarı
- (c) Tanelerin köşeliliği
- (d) Tanelerin kabalığı

Cabo Rojo kumunu ortadan çok sıkıya kadar üç farklı rölatif sıkılık değeri için incelemişlerdir. Sonuçlar Şekil 2.32, Şekil 2.33 ve Şekil 2.34’de görülmektedir.



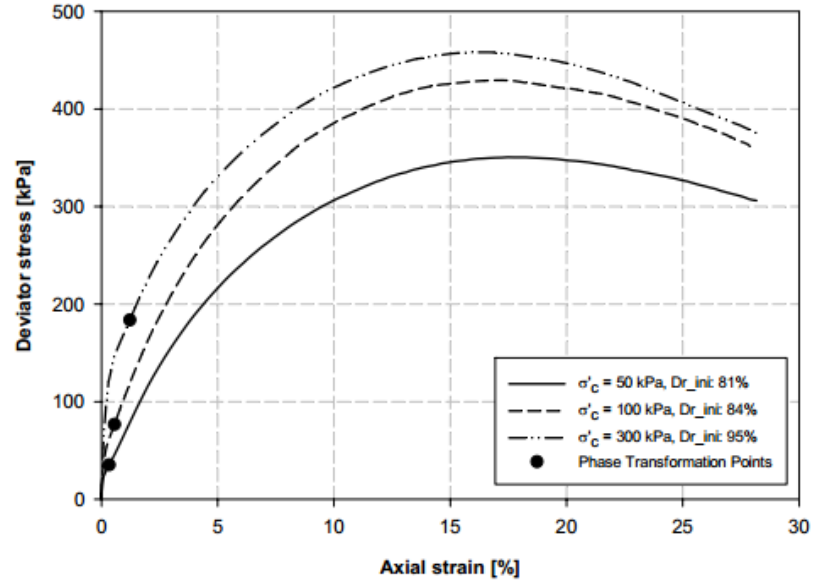
Şekil 2.32. Gevşek kumlarda mineraloji etkisi (Arango, 2006).

Gevşek kumlar ile yaptığı üçeksenli basınç deneylerine ait deviyatör gerilme-eksenel deformasyon eğrileri Şekil 2.32’de görülmektedir. Üç değişik çevresel basınç değeri için değişik rölatif sıkılıklarda yapılan deneylerden çevresel basınç ve rölatif sıkılığın etkileri net bir şekilde belirlenebilmektedir.



Şekil 2.33. Orta sıkılıkta kumlarda mineraloji etkisi (Arango, 2006).

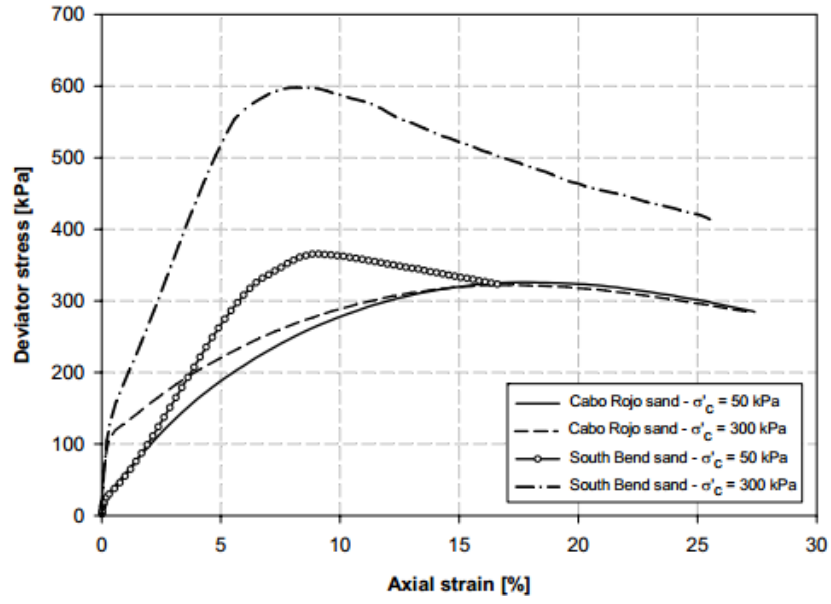
Sıkı kumlar ile yaptığı üçeksenli basınç deneylerine ait deviyatör gerilme-eksenel deformasyon eğrileri Şekil 2.33’de görülmektedir. Yine bu eğrilerden rölatif sıkılığın büyük bir etkiye sahip olduğu görülmektedir.



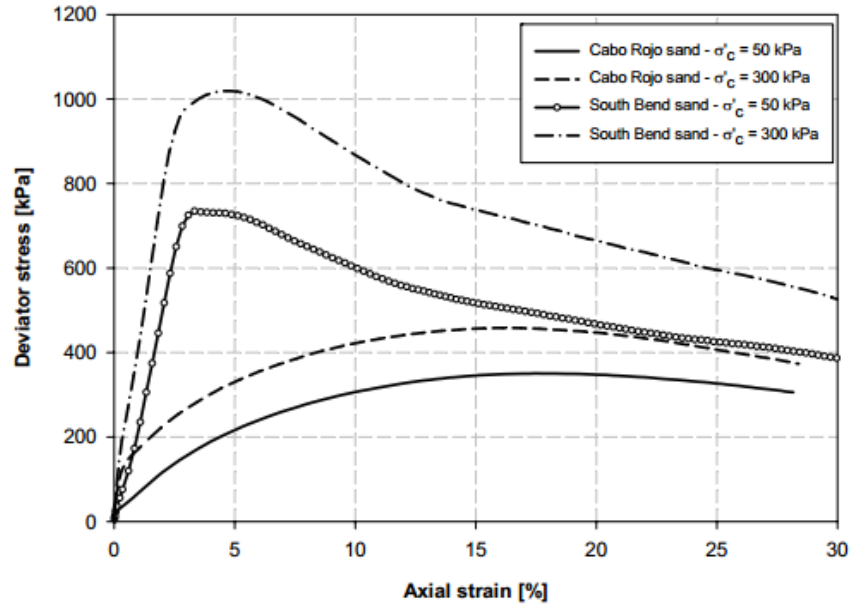
Şekil 2.34. Sıkı kumlarda mineraloji etkisi (Arango, 2006).

Şekillerde deviyatör gerilme – eksenel deformasyon grafikleri görülmektedir. Dr_{ini} başlangıç rölatif sıklığını belirtmektedir. Kalkerli cojo kumunun tepe mukavemetinin artan çevresel basınçla birlikte arttığı görülmektedir. Lakin %69 başlangıç rölatif sıklığında hazırlanan numunelerin tepe mukavemeti çevresel basınçtan fazla etkilenmemektedir. Maksimum deviyatör gerilme olarak kabul edilen tepe mukavemet %16 ile %20 arasında değişen maksimum eksenel deformasyon aralığındadır. Deneylerde %10 eksenel deformasyon değeri genel kabul edildiği şekli ile göçme noktası olarak kabul edilmiştir.

Gerilme-deformasyon eğrileri faz değişim noktalarına gelmeden önce çok dik eğimlere sahiptir. Faz değişim noktaları deneyin çok erken aşamalarında, genellikle %0.6 ile %1.96 arasında eksenel deformasyon değerlerinde meydana gelmektedir. Deformasyon sertleşmesi tepe deviyatör gerilme değerine ulaşana kadar devam etmektedir. Tepeden sonra numunelerde deformasyon yumuşaması gözlenmektedir. Deneyler %25 eksenel deformasyona kadar devam ettirilmiştir. Yüksek seviyelere kadar deformasyon devam edilerek elde edilen verilerin gerekliliğini sorgulanabilir olsa da diğer araştırmacılar da deneylerine bu oranlara kadar devam etmişlerdir (Ishihara, 1996; Poulos, 1971).



Şekil 2.35. Kalkerli kum ve normal kumun gerilme-deformasyon davranışı karşılaştırması (Arango, 2006).



Şekil 2.36. Kalkerli kum ve normal kumun gerilme-deformasyon davranışının değişik çevresel basınçlarda karşılaştırılması (Arango, 2006)

Cabo Rojo kumu ve South Bend kumunun gerilme-deformasyon eğrilerinden elde edilen orta ve maksimum rölatif sıkılık değerlerinde elde edilen veriler Şekil 2.35 ve fig Şekil 2.36 da görülmektedir. Deneyler 50 kPa ve 300 kPa çevresel basınçlarda uygulanmıştır.

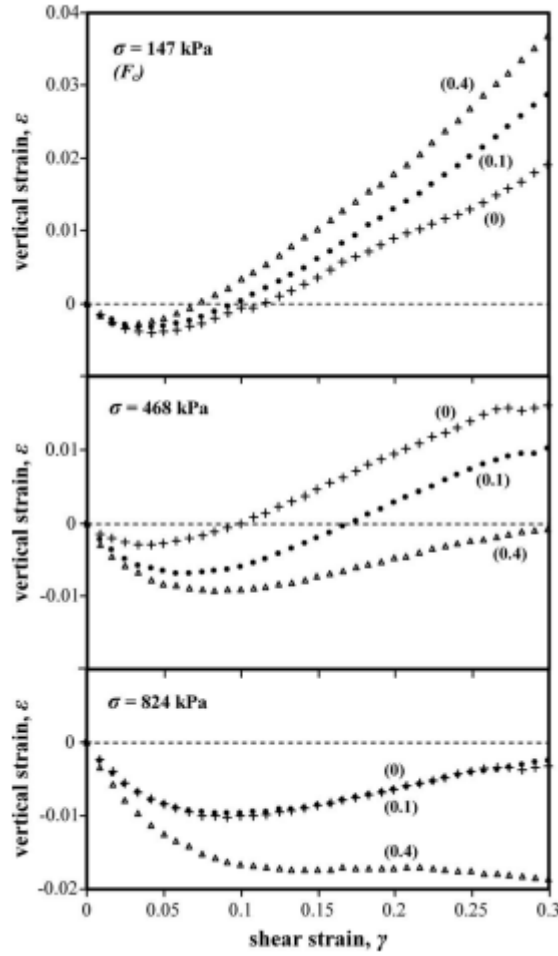
Bu eğriler incelendiği zaman kalkerli kum ile silika kumunun gerilme-deformasyon davranışının farklı olduğu anlaşılmaktadır. Kalkerli Cabo Rojo kumu sünek davranış sergilemekte; tepe mukavemete çok büyük deformasyon değerlerinde ulaşılmaktadır. Buna karşın South Bend silika kumu belirli bir tepe mukavemete sahiptir ve tepe mukavemete ulaşmasının ardından yumuşayan deformasyon davranışı sergilemektedir. İki kum karşılaştırıldığında ilk olarak genişim davranışında farklılık göze çarpmaktadır. Cabo Rojo kumunun tepe mukavemeti 196 kPa ve 448 kPa deviyatör gerilmeler için 16.3% ve 19.6% eksenel deformasyon değerlerinde gözlenmektedir. South Bend kumunda ise 365 kPa ve 1019 kPa deviyatör gerilmeler için 3.3% ile %9.1 eksenel deformasyon değerlerinde oluşmaktadır. Aynı sonuçlar %10 limitli deneylerde de gözlenmiştir. %10 limitli deneylerde de cjo kumu daha küçük değerlere sahiptir. Bu sonuçlar kalkerli kumların silika kumlarına göre yumuşayan gerilme-deformasyon davranışı sergilemeye daha eğilimli olduğunu göstermektedir.

Cabo Rojo kumunun gerilme-deformasyon eğrileri numunenin mukavemetinde çevresel basınç artışının etkisi olduğunu da göstermektedir. Bu numuneler faz değişim bölgelerinde çok dik eğimlere sahiplerdir. Bu noktanın ardından sertleşen deformasyon gözlenmektedir. Göçme için deviyatör gerilme ve %10 eksenel deformasyon kriter olarak seçilmiştir. Cabo Rojo kumun South Bend silika kumundan farklı gerilme-deformasyon davranışı sergilediğini gözlemlemiştir. Cabo Rojo kumu, tepe mukavemetin büyük deformasyonlarda olduğu sünek özellik sergilerken; silika kumu belirgin tepe noktasına sahiptir ve tepenin ardından yumuşayan deformasyon gözlenmektedir.

Arango (2006) tarafından elde edilen bulguları özetlersek:

- a)** Mineraloji ve taneler arası porozite farklılıkları davranış farklarına yol açmaktadır.
- b)** Tane kırılması mineralojij farklılıklardan etkilenmektedir.
- c)** Gerilme-deformasyon davranışları incelendiğinde Cabo Rojo kumunun davranışı sünek özellik sergilemektedir ve maksimum mukavemetçok büyük deformasyonlarda oluşmaktadır. Stiffness davranışları da farklılık göstermektedir. Çevresel basıncın da davranış üzerinde etkisi vardır.

Valdes ve arkadaşları (2008) mineral bileşiminin deformasyon davranışına etkisini incelemek için sert kuvars tanelerinden meydana gelen Ottawa kumu ile zayıf kalker tanelerinden meydana gelen kumu kesme deneyi ile karşılaştırmışlardır. Bütün numuneler $F_c=0,0.1$ ve 0.4 hacimsel oranlarında hazırlanmıştır ve F_c zayıf kalker tanelerinin hacminin tüm tanelerin hacmine oranını ifade etmektedir.



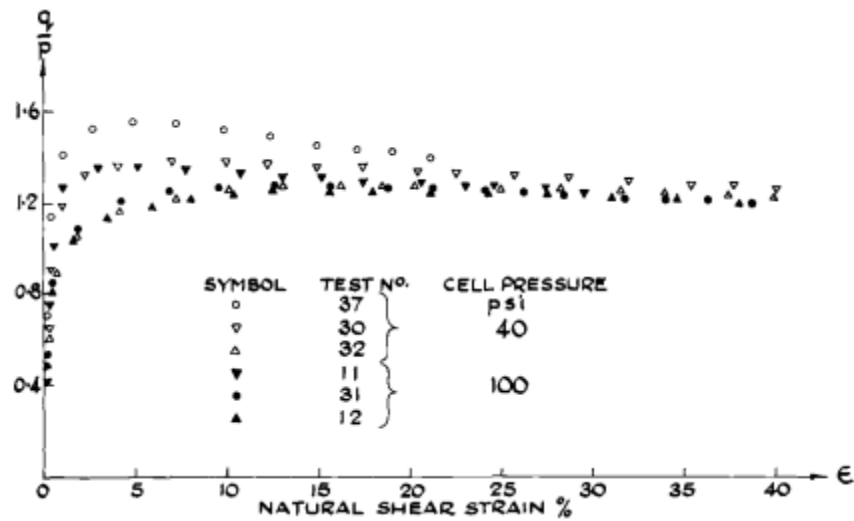
Şekil 2.37. Değişik F_c oranları için deformasyon davranışı (Valdes ve ark., 2008).

Şekil 2.37’de değişik F_c oranlarında hazırlanmış numuneler arasındaki davranış farkı karşılaştırılmaktadır. Karışık mineralojiye sahip uniform kum tanelerinin basit kayma deneyine tepkisinin dikey gerilme ve zayıf tane muhtevasına bağlı olduğunu gözlemlemişlerdir. Düşük gerilmelerde, yükleme etkisi tüm numunelerin genişmesini baskılamaktadır. Minimum tane kırılımı meydana gelmektedir ve tane şekli genişme

davranışını etkilemektedir. Zayıf tane muhtevası arttıkça genişleme artmaktadır. Dikey gerilme arttıkça sert taneli numunelerin zayıf taneleri arasındaki boşlukta daha fazla tane kırılımı meydana gelmektedir. Heterojen numuneler zayıf tane muhtevasına bağlı tane kırılımını baskılamaktadır ve tane şekil etkilerini etkisiz hale getirmektedir.

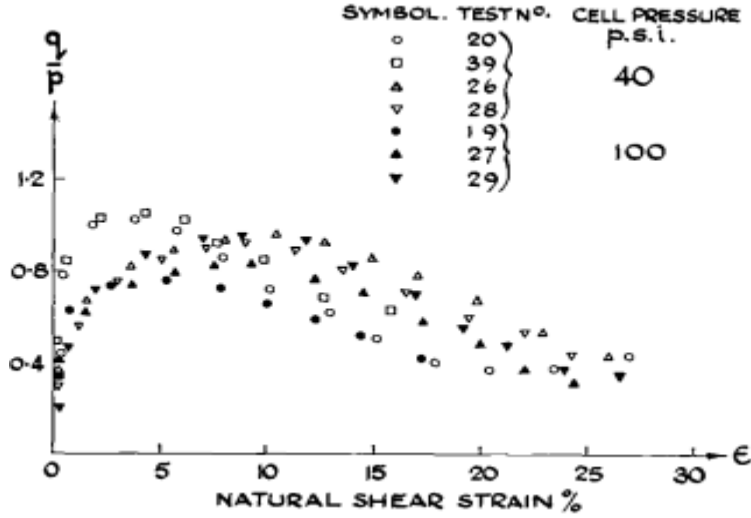
2.1.4.14. Deney Tipinin Gerilme-Deformasyon Davranışlarına Etkisi

Roscoe ve Schofield (1964) üçeksenli basınç deneyi ile kesme deneyleri ile elde edilen gerilme-deformasyon eğrilerini karşılaştırmışlardır. Kesin olmayan sonuçların büyük oranda araştırmacılar tarafından farklı “göçme” konseptleri seçilmesine bağlı olduğunu belirtmekle birlikte sorunun belki de deformasyonun zemin numunelerinde uniform olarak dağılmamasından kaynaklanabileceğini ifade etmişlerdir. Yuvarlatılmış Leighton Buzzard kumu ile yaptıkları üç eksenli basınç ve extension deney serileri ile numunelerin lokal veya tam deformasyonunu ölçmeyi denemişlerdir. Deplasmanlara dayanan metodlar (Konvansiyonel metodlar) genellikle Mohr-Coulomb kriterini seçmekte ama gerilmeler en büyük deformasyonun yoğunlaştığı numune kısmında seçilmemektedir. Üç eksenli numunelerin deformasyonlarının uniform olmamasından dolayı üç eksenli deneylerden elde edilen verilerin Mohr-Coulomb veya herhangi başka bir göçme kriterinin doğruluğunu kontrol etmek için kullanılamayacağını ifade etmektedirler.



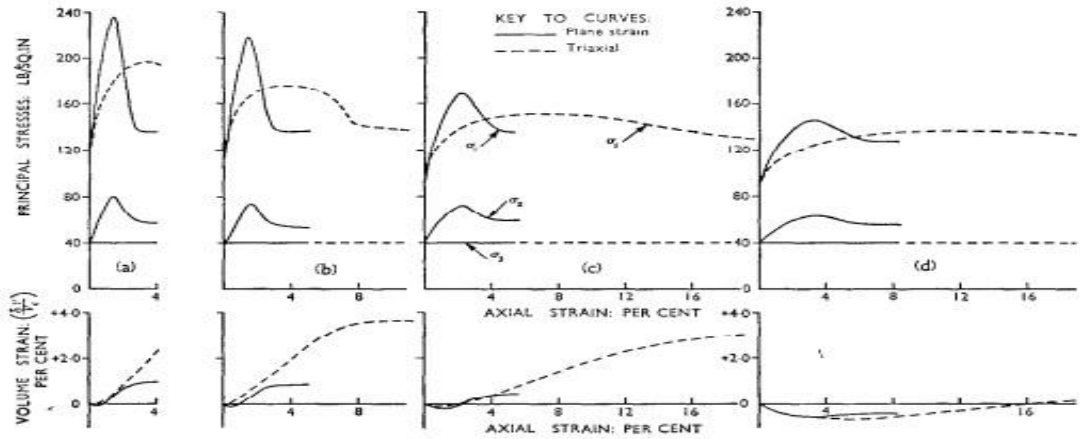
Şekil 2.38.Üç eksenli basınç deneyi ile elde edilen gerilme oranı ve kayma deformasyonu eğrisi (Roscoe ve Schofield, 1964).

Elde ettikleri bulgulardan drene üç eksenli basınç deneyi ile elde edilen deformasyon dağılımının Şekil 2.38’de görülen drene kesme deneyleri ile elde edilenlerden oldukça farklı olduklarını ifade etmişlerdir. Bundan dolayı iki deney tipi ile elde edilen verilerin herhangi bir zemin göçme kriterinin doğruluğunu araştırmak için kullanılamayacağını belirtmişlerdir.



Şekil 2.39.Üç eksenli extension deneyi ile elde edilen gerilme oranı ve kayma deformasyonu eğrisi (Roscoe ve Schofield, 1964).

Conforth (1964) Brasted kumu ile uyguladıkları plane strain ve üç eksenli basınç deneylerine ait sonuçları karşılaştırmıştır. Plane strain deneylerinde ölçülen ortalama son mukavemet 32.3° ve üç eksenli basınç deneylerinde 33° ’dir. Deneyde yaptığı ölçümlerin doğruluğuna bağlı olduğunun dikkate alınması gerekmektedir birlikte Brasted kumunun son mukavemeti iki deney tipinde de ortalama asal gerilmeden bağımsız olarak aynıdır. Bütün numunelerin gerilme-deformasyon eğrilerinde tepe noktası vardır ve kayma esnasında tepe noktasından son noktaya kadar genişlemektedirler. En gevşek plane strain ve üç eksenli numunelerin maksimum mukavemeti ortalama mukavemet 32.7° ’den biraz fazladır. Plane strain ve üç eksenli basınç deneyleri ile değişik numuneler için elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri Şekil 2.40’da görülmektedir. İki değişik deney tipi için elde edilen incelendiği zaman sonuçlar arasında büyük farklılıklar olduğu görülmektedir.



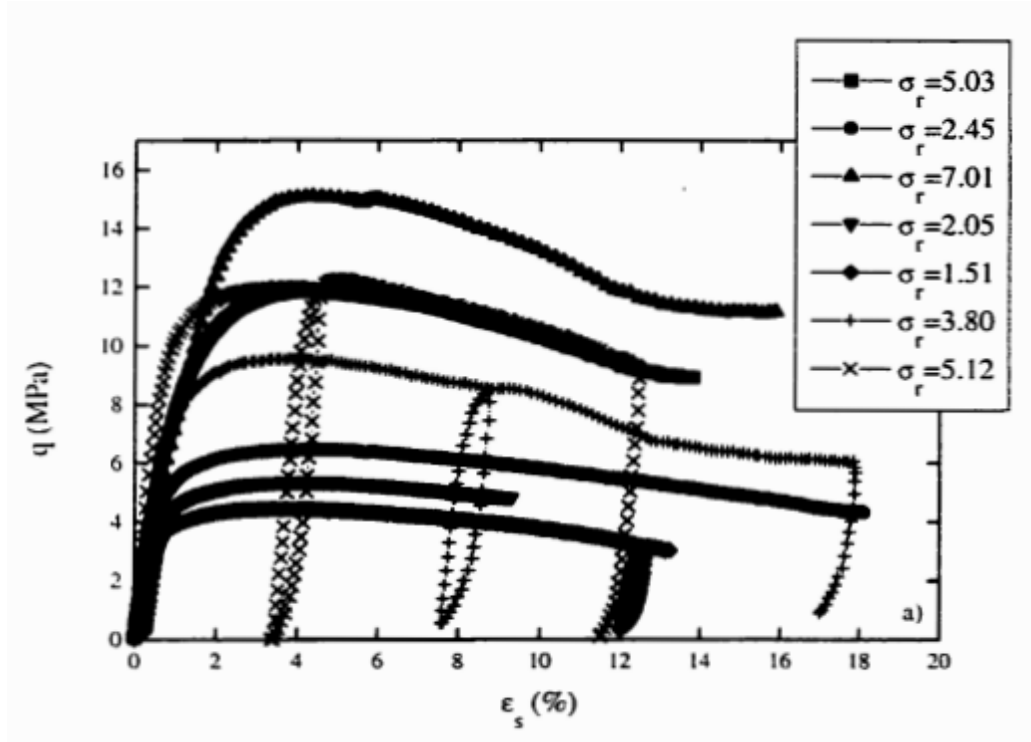
Şekil 2.40.Değişik sıklıklarda kumun plane strain ve üç eksenli deney sonuçlarının karşılaştırılması a) Sıkı kum b) Orta-sıkı kum c) Gevşek-orta kum d) Gevşek kum (Cornforth, 1964).

Bundan dolayı gerilme-deformasyon davranışına etki eden faktörleri belirme çalışmalarında farklı deneyler ile elde edilen sonuçların kullanılmasının mümkün olmadığını düşündürmektedir. Bunu daha önce farklı deney tipleri ile elde edilen araştırma sonuçlarının büyük farklılıklar gösterdiğini ifade eden araştırmacılar da desteklemektedir (Oda, 1978; Yamamuro,1982)

2.1.4.15. Sıcaklığın Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi

Ferris (2000) zeminlerin gerilme-deformasyon davranışına sıcaklığın etkisini 27 °C, 65 °C ve 100 °C olarak üç değişik sıcaklıkta kum ile yaptığı üç eksenli kompresyon deneyleri ile incelemiştir.

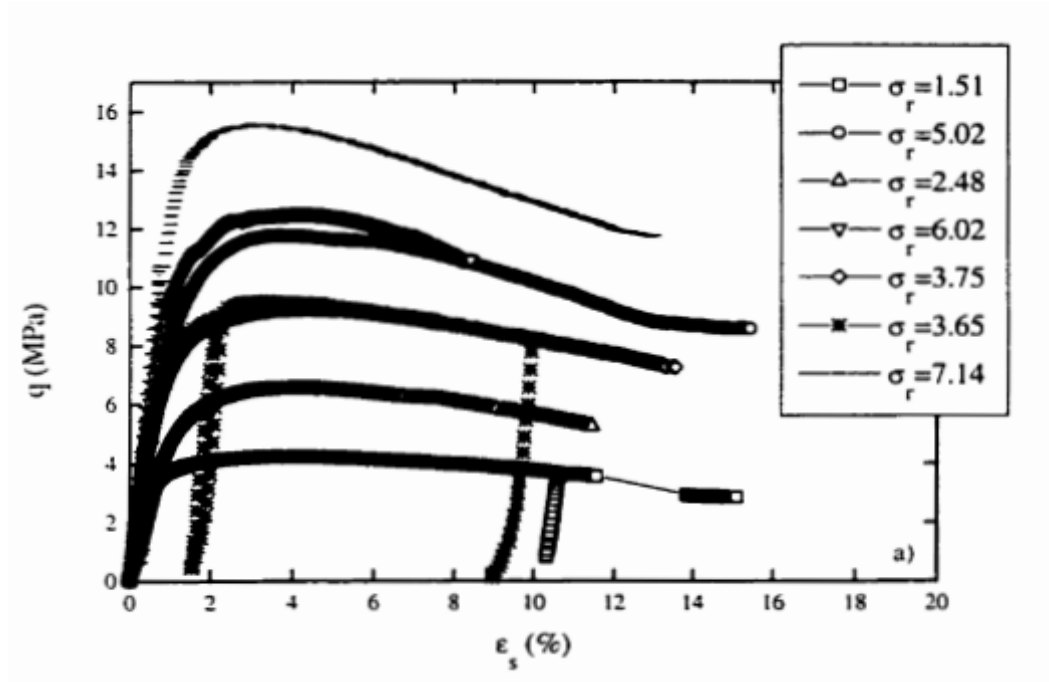
Frac kumu ile 27 °C’de yedi üç eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Yedi deney ait üç eksenli basınç deneylerine ait sonuçlar şekilde görülmektedir. Deneylerden üç tanesi ($\sigma_1 = 1.51, 3.8, 5.12$) yükleme yük kaldırma deneyleridir. Şekilde sıkı kumların kayma esnasında tipik davranışı görülmektedir. Deviyatör gerilme tepe değere kadar artmakta, daha sonra belirli bir kayma gerilmesi kayma deformasyonu değerine ulaşana kadar sabit devam etmektedir. Başlangıçta basınç altında olan numune geçiş bölgesine ulaşmakta ve kayma deformasyonunda artış ile birlikte genişlemektedir.



Şekil 2.41. Frac kumunun 27 °C’de gerilme-deformasyon davranışı (Ferris, 2008).

- 1) Numunelerin gerilme-deformasyon eğrileri incelendiği zaman geçiş bölgesinde kayma deformasyonu radyal gerilmenin artması ile artmaktadır.
- 2) Tepe deviyatör gerilmenin olduğu kayma deformasyonunda kayma deformasyonu artan radyal gerilme ile artmaktadır.
- 3) Genleşim (Kayma esnasında genişleme) artan radyal gerilme ile azalmaktadır.
- 4) Hacim deformasyon hızları sabittir.

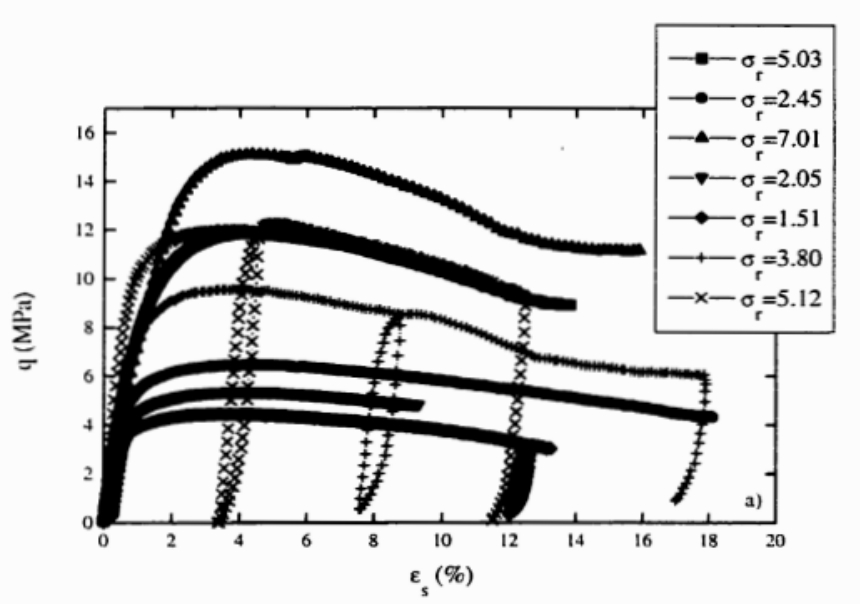
Frac kumu ile 65 °C’de 7 üç eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Deneylerden iki tanesi ($\sigma_r = 1.51, 3.65$) yükleme yük kaldırma deneyleridir. Şekil 2.41’de sonuçlar görülmektedir. Başlangıçta basınç uygulanan numune daha sonra geçiş bölgesine girmekte ve sonrasında kayma deformasyonundaki artış işe birlikte genişlemektedir.



Şekil 2.42. Frac kumunun 65°C’de gerilme-deformasyon davranışı (Ferris, 2008).

- 1) Tepe deviyatör gerilme artan radyal gerilme ile birlikte artmaktadır.
- 2) Geçiş bölgesinde artan radyal gerilme ile birlikte kayma deformasyonu artmaktadır.
- 3) Tepe deviyatör gerilmenin olduğu kayma deformasyonu artan radyal gerilme ile birlikte artmaktadır.
- 4) Genleşim artan radyal gerilme ile birlikte azalmaktadır.

Frac kumu ile 100 °C’de altı üç eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Deneylerden iki tanesi ($\sigma_r = 1.56, 3.91$) yükleme yük kaldırma deneyleridir. Başlangıçta basınç uygulanan numune daha sonra geçiş bölgesine girmekte ve sonrasında kayma deformasyonundaki artış işe birlikte genişlemektedir.



Şekil 2.43. Frac kumunun 100°C’de gerilme-deformasyon davranışı (Ferris, 2008).

- 1) Tepe deviyatör gerilme artan radyal gerilme ile birlikte artmaktadır.
- 2) Geçiş bölgesinde artan radyal gerilme ile birlikte kayma deformasyonu artmaktadır.
- 3) Tepe deviyatör gerilmenin olduğu kayma deformasyonu artan radyal gerilme ile birlikte artmaktadır.
- 4) Genleşim artan radyal gerilme ile birlikte azalmaktadır.

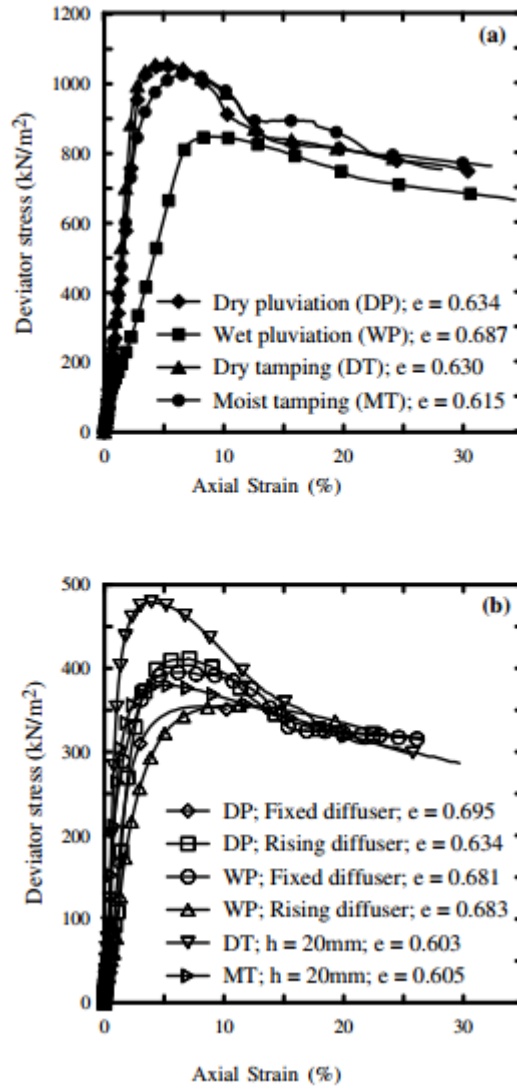
Ferris (2000) deneylerinin sonucunda 27°C’den 100°C’ye kadar değişen aralıkta sıcaklığın gerilme-deformasyon davranışına etkisi olmadığını gözlemlemiştir.

2.1.1.16. Numune Hazırlama Yönteminin Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi

Kum numunelerinin hazırlanması için uygun metodun seçilmesi bütün metodların fabrik ve sıkılığı etkilediği için önemli bir konudur ve bunun için tek belirli bir yöntem mevcut değildir. Laboratuvar deneylerinde kullanmak amacıyla yüksek kalitede kohezif numunelerin hazırlanması için geliştirilen teknikler olmasına karşın dağıtılmamış kohezyonsuz numunelerin elde edilmesine yönelik prosedürler oldukça sınırlıdır (Yoshimi ve ark., 1994). Bundan dolayı araştırmacıların çoğu kumlu zemin numuneleri elde etmek için kuru-ıslak plüvyasyon, slurry depozit, vibrasyonlar veya tabakaları nem-tamping ile kompakte ederek hazırlamaktadır (Ladd, 1978; Amini ve Qi, 2000). Laboratuvar deneylerinde gerilme-deformasyon davranışını anlayabilmek için en önemli

kriter yeniden yapılandırılmış zemin numunelere ait tanelerin yapısal bütünlüğünün korunmasıdır. Nem-tamping metodu ile hazırlanan numunelerde yüksek boşluk oranlarından dolayı genellikle yumuşayan davranış gözlemlenmektedir (Vaid ve ark., 1999). Bazı araştırmacılar MT yöntemi ile hazırlanan numunelerin üç eksenli deneyler için uygun olmadığını belirtmişlerdir (Vaid ve ark., 1999, Frost ve Park, 2003, DeGregorio, 1990, Vaid ve Sivathayalan, 2000). Lade (1974) her tabakanın düşük kompakte olduğu düşük kompaksiyon metodunu önermiştir. Hava plüvyasyon tekniği en düşük degradasyona sahip yeniden yapılandırılmış kum numunelerinin hazırlanması için önerilmiştir (Cresswell ve ark., 1999). Bu metodla değişik aralıklarda boşluk oranları düşüş yüksekliği ve akış hızı ayarlanarak elde edilebilmektedir (Vaid ve Negussey, 1988). Hava plüvyasyon numunelerinde deformasyonlar nemli numunelere kıyasla daha küçük mesafelerde yumuşamaktadır (DeGregorio, 1990, Vaid ve Sivathayalan, 2000). Amini ve Chakravarty (2004) kuru plüvyasyon tekniği ile homojen kuru kum numuneleri hazırlamışlardır. Lakin zemin %20'den fazla silt içerdiği zaman hava plüvyasyonu zemin segregasyonuna yol açmaktadır. Islak plüvyasyon ile hazırlanan numuneler başlangıçta doymuşlardır (Chaney ve Mulilis, 1978, Vaid ve Negussey, 1988). Islak plüvyasyon ile doğal alüvyal birikintilere benzer fabrik elde edilebilmektedir (Ghionna ve Porcino, 2006, Oda ve ark., 1978). Vaid ve ark. (1999) bu numunelerin uniform olduğunu ve rölatif sıkılıklarında küçük sapmalar olduğunu göstermişlerdir. İnce içeriğe sahip kumlarda tane segregasyonu nedeniyle deneylerin başarısız olduğu (Carraro and Prezzi, 2007) gözlemlenmiştir.

Juneja (2010) Gujarat kumu ile yaptığı üç eksenli deneylerde drene ve drene olmayan koşullarda değişik hazırlama metodları ile elde edilmiş Gujarat kumunun gerilme-deformasyon davranışını incelemiştir. Şekilde elde ettiği gerilme-deformasyon eğrileri görülmektedir.

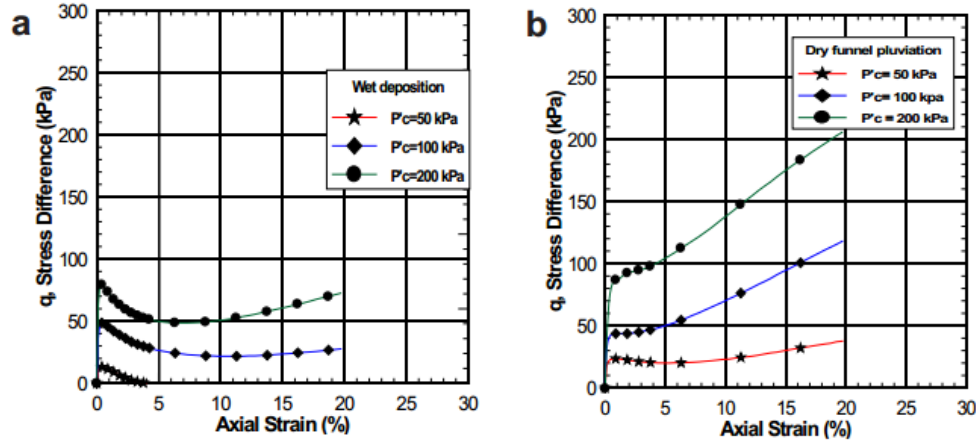


Şekil 2.44.Değişik hazırlama metodları ile hazırlanan Gujerat kumununun a) Drene b) Drene olmayan koşullarda gerilme-deformasyon (Juneja,2010).

Deneylerini özetlemek gerekirse genellikle bütün numunelerin başlangıç tepe noktasını takip eden kayma genişmesi gözlenmektedir. Bütün numunelerin gerilme-deformasyon eğrileri %30'dan büyük eksenel deformasyonlarda (ea) benzer yolları takip etmektedirler. Tamping metodu ile hazırlanan numunelerinde genellikle deformasyon yumuşaması gözlemlendiğini pluvation tekniği ile hazırlanan numunelerde ise numunenin rölatif sıkılık ve çeresel basıncına bağlı olarak yumuşayan veya sertleşen deformasyon gözlemlenebileceğini belirtmiştir.

Della (2011) numune hazırlama metodunun kumların gerilme-deformasyon davranışına etkisini incelemek için Chlef nehir kumu ile drene olmayan üç eksenli basınç deneyleri

ile incelemiştir. Deneylerini 50 ve 200 kPa için iki değişik çevresel basınç altında gerçekleştirmiştir. Numuneler kuru hunu pluviation ve ıslak deposition metodları ile hazırlanmıştır. 0.5% plastik olmayan silt içeren doğal Chlef nehri kumu ile iki farklı yöntemde hazırlanan numuneler ile elde ettiği gerilme-deformasyon eğrileri görülmektedir.

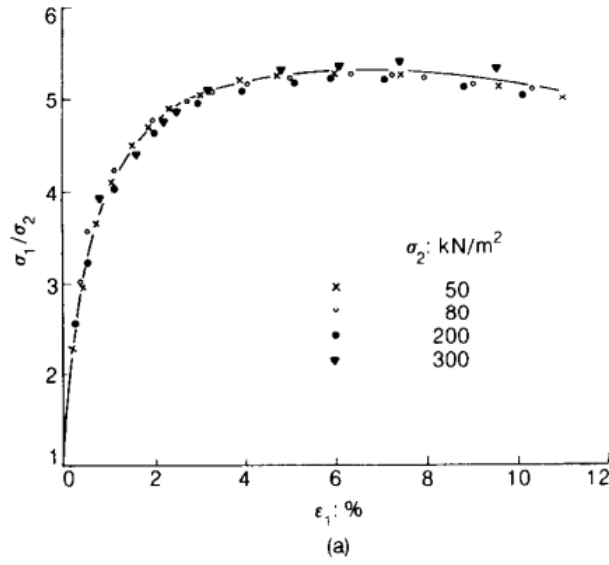


Şekil 2.45.Değişik hazırlama metodları ile hazırlanan Gujerat kumununun a) Islak b) Kuru olmayan koşullarda gerilme-deformasyon (Della,2011).

Kuru huni pluviation yöntemi ile hazırlanan numuneler ile elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri kaymaya karşı artan direnç gösterirlerken kuru deposition yöntemi ile hazırlanan numunelerde kararsızlık hızlanmaktadır, küçük dayanım gözlenmektedir ve bu durum kumlarda sıvılaşmaya neden olabilmektedir. Bu farklılıkların sebebi numune hazırlama metodlarının değişik olmasından dolayı numunelerin yapısında bulunan su moleküllerinin kayma esnasında kolay sıkışabilme etkisine yol açması olabilir. Della (2011) araştırılan durumlar için numune hazırlama metodunun zeminlerin drene olmayan davranışları üzerinde dikkate alınması gereken bir etkisi olduğunu, kuru huni pluviation metodunun numunelerde daha fazla hacimsel genişleme veya kararlı durumuna yol açtığını fakat ıslak deposition metodu ile hazırlanan numunelerin daha fazla sıkışan ve kararsız davranış sergilediklerini belirtmiştir.

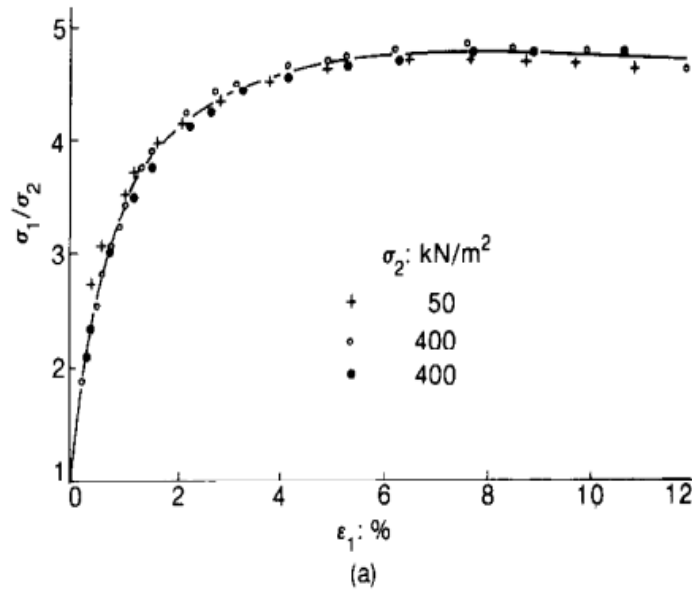
2.1.1.17. Çevresel Basıncın Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi

Hettler ve Vardoulakis (1984) kuru kumların büyük ve küçük deformasyonlar için gerilme-deformasyon davranışını orta sıklıkta Karlsruhe kumu ile yaptıkları üç eksenli basınç deneyleri ile incelemiştir. Çevresel basıncın etkisini inceledikleri deneylere ait sonuçlar şekilde görülmektedir.

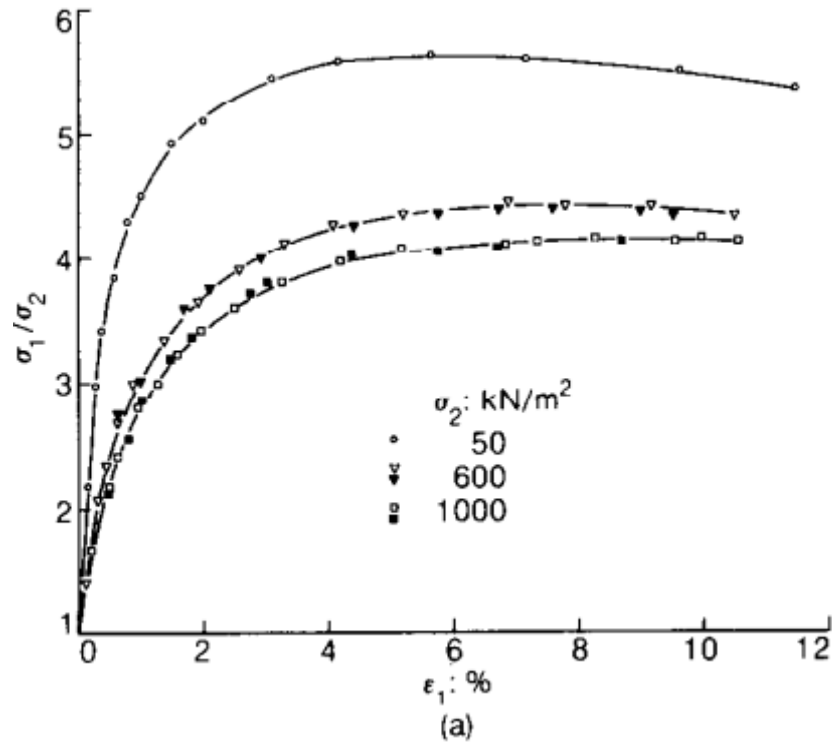


Şekil 2.46.Çevresel basınç etkisi, $\eta_0=0.361$ (Hettler ve Vardoulakis, 1984).

Hettler ve Vardoulakis (1984) porozite farklılıklarının zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı üzerindeki etkisini belirlemek için değişik porozitelerde kum numuneleri ile üçeksenli basınç deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Şekil 2.46'da $\eta_0=0.361$ porozitesine sahip kum numunesi ile elde ettiği gerilme-deformasyon eğrisi görülmektedir.



Şekil 2.47.Çevresel basınç etkisi, $\eta_0=0.368$ (Hettler ve Vardoulakis, 1984).



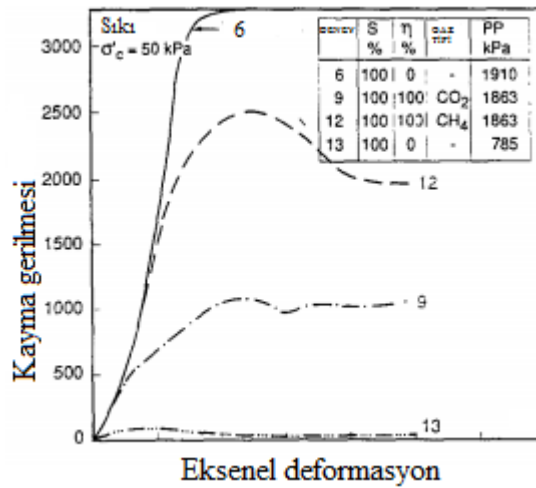
Şekil 2.48.Çevresel basınç etkisi, $\eta_0=0.353$ (Hettler ve Vardoulakis, 1984).

Aynı porozitede değişik çevresel basınçlar altında Karlsruhe kumu ile elde ettikleri gerilme-deformasyon eğrilerinden yola çıkarak $50 \text{ kN/m}^2 < \sigma_2 < 300 \text{ kN/m}^2$ aralığında değişen çevresel basınç aralığındaki birinci deney serisinde ve $50 \text{ kN/m}^2 < \sigma_2 < 400 \text{ kN/m}^2$ aralığında değişen çevresel basınç aralığındaki ikinci deney serisinde gerilme-deformasyon eğrileri ile çevresel basınç arasında bir bağlantı olmadığı fakat $\sigma_2 > 400 \text{ kN/m}^2$ çevresel basınçlar için büyük bir ilişki olduğu şeklinde yorumlamışlardır. Deney sonuçlarından yola çıkarak porozitenin de zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını etkileyen temel faktörlerden biri olduğu düşünülebilir. Bundan dolayı yapılacak olan incelemelerde porozitenin de temel değişkenlerden biri olarak ele alınması oldukça mantıklı olacaktır. Yine benzer şekilde tüm diğer faktörler aynı olsa bile porozite büyüklüklerinde yapılacak ufak değişikliklerin bile zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde büyük trend değişikliklerine yol açtığı da ifade edilebilir. Yine de tam bir sonuç elde edebilmek için değişik porozitelere sahip aynı türde kum numuneleri ile aynı çevresel basınç, rölatif sıkılık ve boşluk oranı değerlerinde destekleyici araştırmalara gereksinim duyulmaktadır.

2.1.4.18. Gaz Muhtevasının Gerilme-Deformasyon Davranışına Etkisi

Zeminlerin çoğu gaz ihtiva etmektedirler. Gaz muhtevasının sebebi katmanlar arasındaki bakteriyel faktörlerden(biyolojik gazlar) veya daha derin katmanlarda sıcaklık ve basınçtan kaynaklanan petrogenik gazlar olabilir. İki durumda da zeminler genellikle metan gazı içerirler. Biyolojik gazlar ise karbondioksit (CO_2) veya hidrojen sülfür (H_2S) içerebilir. Gazlar serbest halde veya boşluk suyunda bulunabilir. Kumlu zeminlerde zemin matriks yapısını etkilemeden emilmiş gaz kabarcıkları boşluk suyu ile yer değiştirebilir (Rad ve ark.; 1988). Çözülmüş gazların veya serbest halde bulunan gazların etkilerinin bilinmesi zeminlerin gerilme-deformasyon davranışına olan etkilerinden dolayı önemlidir.

Rad ve arkadaşları (1994) ince Baskarp nehir kumu ile drenajsız olarak yaptıkları çevrimli üç eksenli deneyler ile konsolide numuneleri incelemişlerdir. Gaz etkisinin (Metan gazı ve karbondioksit) gerilme-deformasyon davranışına olan etkisini deneylerinde kum numunelerini iki değişik rölatif sıklık ($\text{RD}=\%45$ ve $\text{RD}=\%85$) ve iki konsolidasyon basıncı ($\sigma'_c=50$ kPa ve $\sigma'_c=50$ kPa) için incelemişlerdir. Deneylerle elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri şekilde görülmektedir.



Şekil 2.49. Gaz etkisi (Rad ve ark., 1994).

Metana (CH_4) veya karbondioksitli doymuş su ihtiva eden numunelere ait deney sonuçları şekilde görülmektedir. Şekil 2.49'dan da görüleceği gibi drenajsız numunelerde (deney 6) boşluk basıncı azalımı deneyin başlarından itibaren gözlenmektedir. Boşluk basıncı azalımından kaynaklanan efektif gerilme artışı da drenajsız numunelerin daha fazla mukavemete sahip olmalarının nedenidir. Metana doymuş (deney 12) veya karbondiositli suya doymuş (deney 13) numunelerde hacimsel ve boşluk basıncı değişimleri görülmektedir. Numunelerde hacimsel deformasyonlar gaz çözünmesinden (Henry kanunu) ve gaz genişlemesinden (Boyle-Marriotte kanunu) kaynaklanmaktadır. Gazlı kum numunelerinin hacimsel genişleme ve kısmi drenajı kayma mukavemetinde gözlemlenen azalmanın olası sebeplerinden biridir. Daha fazla gaz çözündükçe hacimsel genişleme artmaktadır; daha keskin boşluk basıncı azalımı gözlenmektedir ve bundan dolayı daha küçük drenajsız kayma mukavemeti görülmektedir (deney 9 ile deney 12 karşılaştırması).

Yapılan deneylerden gaz tipinin sıkı kum numunelerinde genişleyen davranışa yol açtığı görülmektedir. Kum muhtevasında bulunan gazların çözünürlüğü arttığı zaman ve gaz açığa çıkışı arttığında drenajsız kaymada numune daha küçük mukavemete sahip olmaktadır. Gaz miktarı (çözünmüş veya serbest halde) genişleyen sıkı kumların davranışı etkilemektedir. Daha fazla gaz içeren numunelerin kayma mukavemeti daha düşük olmaktadır.

2.2. AKMA

Akma hakkında literatürde pek çok tanımlama vardır. Tam olarak kabul edilmiş net bir akma tanımı yoktur. Bunun yerine her alanda değişiklik gösteren pek çok akma tanımı vardır. Akmanın çeşitli tanımları Barnes (1998) tarafından derlenmiştir. Uzun zamandır katıların, yumuşak katıların ve yapılandırılmış sıvıların akma gerilmeleri hakkında araştırmalar yapılmaktadır. Akma önceleri katıların gerilmesi artarken, deforme olan katının sıvı-benzeri davranış sergilediği nokta olarak kabul ediliyordu. Aynı şekilde, yapılandırılmış likitlerin akma gerilmesi de uygulanan gerilme azalırken katı-benzeri davranışın ilk gözlemlendiği nokta olarak tanımlanıyordu. Bununla birlikte zamanla ve deney olanakları iyileştikçe; önce katılar ve sonra da yapılandırılmış likitler için mekanik özelliklerin dramatik olarak (belli akma gerilmesi) değiştiği ufak bir alan olmasına rağmen, bu alanın altında malzemelerin yine de yavaş fakat sürekli ve düzenli olarak deforme olmadıkları gözlenmiştir. Düşük gerilmelerde, bu kırılma davranışı Newtonyen-Plateu viskozite ile tanımlanabilmektedir. Gerilme arttırıldığı zaman akış davranışı genellikle deformasyon hızının deformasyon gerilmesine oranına bağlı olmaktadır.

Akma kavramı üzerinde özellikle durulması gerekmektedir. Çünkü akmanın tanımına bağlı olarak bu tezde araştırılan konular anlam kazanmaktadır. Akmanın tipik tanımı basınca dayanamamaktır ve kararlı durumdaki kesintiye sebep olan bu beklenmedik ve etkili değişimi vurgular. Daha kapsamlı, objektif ve itiraz kabul etmez bir şekilde akmayı tanımlamak gerekirse, malzemenin mekanik özelliklerinin genel olarak değişmesi olarak tanımlanabilir. Birçok malzeme dar bir gerilim aralığında akış davranışında radikal bir değişim geçirdikleri için (veya deformasyon), ve gerçekten aktıkları için bu tanımlama objektif bir tanımlama olarak kabul edilebilir. Tarihsel olarak malzemelerin bu davranışı gerilme-deformasyon grafikleri şeklinde gösterilmiştir. Viskozitenin uygulanan gerilime oranının logaritması şeklinde de değişik tanımları vardır. Akmanın çeşitli sözlüklere göre tanımlarına birkaç örnek vermek gerekirse:

i)Penguin Fizik Sözlüğü : “akma noktası” Gerilme-deformasyon eğrisinde deformasyonun zamana bağlı olduğu ve malzemenin akmaya başladığı nokta. “akma gerilmesi” Deformasyonun oluşması için gereken asgari gerilme. Bu değer altında

dışsal kuvvetlerle meydana gelen tüm deformasyonlar tamamen elastik olacaktır. “akma değeri” Malzemenin akması için uygulanması gereken gerilme değeri.

ii)McGraw-Hill Bilim ve Teknoloji Sözlüğü, 4. Baskı : “akma noktası” Deformasyonun, gerilmede artış olmadan arttığı minimum gerilme. “akma kuvveti” Malzemenin gerilme-deformasyon oranında sapma sergilediği gerilme.

iii)Chambers 21. Yüzyıl Sözlüğü : “akma gerilmesi” Sürekli yükleme altında büyük ölçekli değişimin aniden meydana geldiği gerilme seviyesi. Bu ani akma demirin ve tavllanmış çeliğin karakteristik özelliklerindendir. Diğer metallerde deformasyon azar azar başlar...

iv)Van Nostrand’s Bilim Ansiklopedisi, 5. Baskı : “akma gerilmesi” Yüklemede belirgin bir artış olmadan malzemenin deforme olduğu gerilme. Bazı malzemelerin iyi tanımlanmış akma noktaları vardır bazılarının iyi tanımlanmış değerleri yoktur.

Açıkcası genel kullanımda olan birkaç bilimsel yayında bile tanımda pek çok değişiklik vardır: mesela, bir tanımda lineerlikten uzaklaşmayken, bir diğerinde gerilmede artış olmadan deformasyonda artış ve sonra kırılma veya akma başlangıcı olarak tanımlanmaktadır. İkinci olarak tüm tanımlama yapan yayınlarda belirgin sapma, büyük ölçekli deformasyon, iyi tanımlanmamış akma noktası gibi karışıklık oluşturan tanımlamalar vardır. Tüm bu tanımlamalar aynı malzemenin Young Modülü ile karışıklık oluşturmaktadır. Bununla birlikte katıların akma gerilmesinin basit tanımı olarak, uygulanan gerilme arttırılırken, katının önce akışkan benzeri davranış sergilediği noktadır diyebiliriz (deformasyon sürekli).Buna karşıt bir şekilde likitlerin akma gerilmesi, uygulanan gerilme azalırken, katı gibi davranış sergilediği görülen ilk noktadır diyebiliriz (deformasyon sürekli değil) (Barnes, 1999).

2.2.1. Zeminlerde Akma

Zeminler yük uygulandığı zaman başlangıçta elastik davranış sergilerler. Fakat bu lineer elastik bölgeye kadar çok küçük burkulmalarla limitler aşılr. Etki çok karmaşık bir hal alır ve kaymanın erken dönemlerinden itibaren doğrusal olmayan davranış sergiler.

Elastik teori taneli malzemelerin akma öncesi davranışlarını tanımlamak için yetersizdir. Elastik-plastik teori; daha ideal malzemeler için (metaller) geliştirilmiştir. Zeminlere 1950'lerden beri uygulanmaya başlanmıştır. Drucker ve arkadaşları (1957) zeminlere ilk uygulayandır. Roscoe ve arkadaşları (1963) sınırlı yüzey durumu ve kritik durum yaklaşımını oluşturmuştur ve akma kanununa (Schofield ve Wroth,1968) dayalı meşhur Cam-clay modelini geliştirmiştir. Ohta ve arkadaşları (1969) Cam-clay'in farklı bir yaklaşımı ile yeni bir model elde etmiştir. Diğer taraftan, Poorooshasb ve arkadaşları (1966, 1967) kumlar için akma kanunun uygun olmadığını bulmuştur ve farklı bir akma kanunu tanımlamıştır. Bu yaygın olarak kabul edilmiştir. Birleşik olmayan akma kanununa dayalı pek çok model kum için geliştirilmiştir. Lakin zeminlerin genel gerilme/yüklemeye koşullarındaki gerilme-deformasyon ilişkilerini tahmin etmek zordur; bundan dolayı pek çok tipte elasto-plastik model geliştirilmiştir (Roscoe, 1970).

Akma özelliklerinin belirlenmesi zemin mekaniğinde ve bu modellerin uygulanmasında en önemli konudur. İlk olarak akma elastikten plastik davranışa geçerken gerilme/deformasyon eğrisindeki keskin değişimi ifade etmek için kullanılırdı. Lakin zeminlerin akması daha kademeli bir şekilde meydana gelir ve değişim birkaç faza ayrılabilir (çoklu alt-akmalar). Mroz'un (1967) ardından, çoklu kinematik alt-akma yüzeyleri pek çok araştırma ile incelenmiştir. Günümüzde çoklu kinematik-alt akma yaklaşımı kabul görmüş olmasına rağmen; zeminlerin akma araştırmaları genel ölçekli akmaya odaklanmıştır.

Elasto-plastik teori şunlardan meydana gelmektedir.

- Akma fonksiyonları
- Plastik potansiyel
- Katılaşma/Sertleşme kuralları

Bunlar ile zeminin nasıl akacağı, plastik deformasyonun nasıl gelişeceği ve yüklemeye yapıldığı zaman akma yüzeyinin nasıl davranacağı tanımlanır.Matsui ve Abe (1983) sonrasında, elasto-plastik teorinin ana esasları Tablo 2.1'deki gibi kabul edilmektedir:

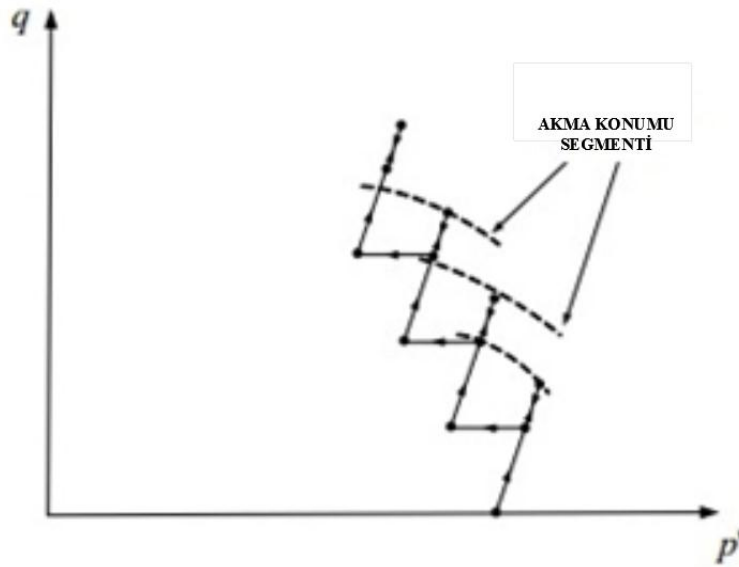
Tablo 2.5. Elasto-plastik teoriye göre yüzeyler (Nelson ve Miller, 1992).

Yüzeyler	Tanım
Akma Yüzeyi	Elastik/Plastik bölgeyi belirleyen yüzey Akma yüzeyinde, elastik-plastik malzeme yükleme yönünden bağımsız olarak tamamen elastiktir.
Yükleme Yüzeyi	Uygulanan gerilmenin artan veya azalan olmasını belirleyen yüzey Elastik-plastik malzeme akma yüzeyinin başlangıcına ulaştığı zaman plastik davranış sergilemeye başlar. Gerilme akma yüzeyine girdiği zaman yüklemenin azaldığı ve malzemenin elastik davranış gösterdiği; gerilme akma yüzeyinin dışına çıktığı zaman ise malzeme yüklenmeye ve plastik davranmaya başlar.
Plastik Potansiyel	Plastik deformasyonun yönünü belirleyen yüzey
Bozulma Yüzeyi	Bozulmanın olduğu gerilme durumunu belirleyen yüzey

Gerilme noktası akma yüzeyinin başlangıcına ulaştıncaya, elasto-plastik malzemeye ek yükleme uygulandığında, plastik deformasyonlar gelişir ve malzeme yeni plastik durumuna ulaşır. Yükleme yüzeyi; gerilme noktasının yükleme yüzeyinde kalması için

malzeme plastik durumda kaldığı sürece; ana gerilme noktasını takip ederek, gerilme aralığında hareket eder.

Katılaşma kuralı yükleme ile ilişkilendirilen akma/yükleme yüzeyinin değişimini ve gelişimini verir. Bir yaklaşım izotropik katılaşmadır; akma/yükleme fonksiyonu boyut olarak büyür ama aynı şekilde ve yerel kalır. Diğer yaklaşım ise kinematik katılaşma kuralıdır; akma/yükleme fonksiyonu gerilme noktası ile birlikte hareket eder, ama büyüklüğü ve şekli sabittir. Bu iki yaklaşımı birleştiren kurallar da vardır. Son olarak akma kanunu plastik deformasyon artışını tanımlar. Wang'ın(2005) belirttiği gibi kumların akma sınırını sahada belirlemek taneli yapı nedeniyle uygulanabilir değildir. Kumların akma sınırını belirlemek için yapılan deneyler çoğunlukla yeniden yapılandırılmış kumlara odaklanmıştır. Tatsuoka ve Ishihara (1974) tarafından oluşturulan gerilme grafikleri alttaki şekilde yer almaktadır.

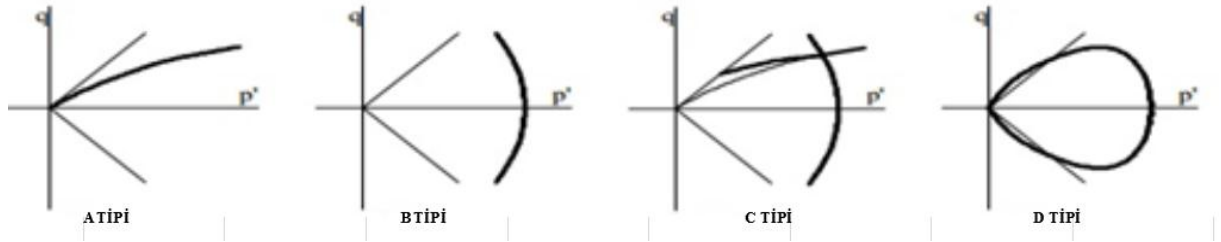


Şekil 2.50. Gerilme-deformasyon (Tatsuoka ve Ishihara, 1974).

Tatsuoka ve Ishihara (1974) pek çok kum için kritik durum noktasının gerilme deformasyon eğrisinin tepe noktasının solunda yer aldığını gözlemlemiştir. Chandler (1985) teorik olarak bu özellikten faydalanarak tane deformasyonu ve tane düzenlemesindeki hacimsel değişimler için enerji korunumlu plastisite teorisini önermiştir.

2.2.1.1. Elastik-Plastik Teorinin Uygulanması İle Elde Edilen Zemin Akma Eğrileri

Drucker ve arkadaşlarının araştırmalarından itibaren zeminler elastik-plastik yaklaşıma göre pek çok araştırmacı tarafından incelenmiştir ve zeminde akmanın dört ana tipte olduğu kabul edilmiştir.



Şekil 2.51. Akma/Yüklemeye eğri tipleri (Mitchell, 1993).

A tipi eğriler kayma deneyleri sırasında büyük dq/dp' oranlarında gözlemlenen akma özelliklerini göstermektedir. Lakin konsolidasyon esnasında q/p' oranı düşük olduğu zamandaki akmayı açıklamada yetersizdir. B Tipi akma eğrileri akma esnasındaki davranışları göstermektedir. C Tipi eğriler de “duble katılma” modeli olarak ifade edilen; konsolidasyon ve kayma deformasyonlarının bir araya gelmesi durumu içindir. D Tipi akma eğrileri de kayma ve konsolidasyon arasındaki ilişkiye dayalıdır ve genellikle şapka tipi eğri olarak adlandırılır.

Lade ve Duncan (1975) izotropik katılma kavramını ortaya atmıştır ve A Tipi modeli; yükleme yüzeyinin şeklinin Mohr-Coulomb bozulma yüzeyine benzediği durumlar için oluşturmuştur. Daha sonra 1970'lerde, pek çok C Tipi model oluşturulmuştur. Lade (1977) hacimsel akma yüzeyini ekleyerek C Tipi eğriyi formülize etmiştir. Vermeer (1978) akma kanununu da dahil ederek C Tipi eğri oluşturmuştur. Bütün bu modeller, yükleme/akma yüzeyindeki elastik davranışları gösteren klasik elastik-plastik teoriye dayanmaktadır. Monoton yüklemede zeminin davranışları görece iyi olarak simüle edilebilir. Lakin, zemin devirli yükleme altındayken elastik-plastik davranış sergilediği için; zeminin tepkisini tahmin etmek zordur. Mroz ve arkadaşları (1979,1981) ilk defa;

izotropik ve kinematik katılaşma kurallarına dayanan çok yüzeyli modeli zemine uygulamıştır. Bunun ardından zeminin davranışını daha karmaşık yükleme koşullarında modellemek için pek çok model geliştirilmiştir (Simpson ve arkadaşları., 1979; Al Tabbaa ve Wood, 1989; Stallebrass, 1991; Puzrin ve Burland, 1998).

2.2.1.2. Kumlarda Akma

Kumların akma özellikleri hakkında literatürde pek çok araştırma mevcuttur. Deneylere dayanan pek çok akma noktası yer tayini modeli yayınlanmıştır. Poorooshasb ve arkadaşları (1966, 1967), Tatsuoka ve Ishihara (1974), Nova ve Wood (1978) üç eksenli deneylerde A Tipi eğriler elde etmişlerdir. Barden ve arkadaşları (1969) ile Frydman (1973) kayma düzlemi deneylerinde A Tipi eğriler elde etmişlerdir. Vermeer (1978) B Tipi eğri elde ederken, Tatsuoka ve Molemkamp (1983) C Tipi eğrileri destekleyen verilere ulaşmışlardır. D Tipi eğri Ishihara ve Okada (1978) ile Yasufuku ve arkadaşları (1991) tarafından elde edilmiştir.

Bu verilerin çoğu izotropik konsolide kumlar için elde edilmiştir. Yasufuku ve arkadaşları (1991) akmanın yerini anizotropik konsolide kumlarda üç eksenli deney ile incelemişlerdir. Toplam deformasyon enerjisi ve normal enerjinin, herhangi bir gerilme durumu için kumların akma durumunu belirlemeyi sağlayacak faktörlerden biri olabileceğini bulmuşlardır. Akma noktasının konumunun konsolidasyon esnasında elips şeklinde olduğunu ve gerilme yoluna simetrik olmadan ilerlediğini bulmuşlardır.

Akma noktaları genellikle gerilme-deformasyon veya gerilme-enerji eğrilerinde dikkate değer değişimlerin olduğu gerilme durumunu belirlemekte kullanılmıştır. Graham ve arkadaşları (1983) killerin gerilme-deformasyon ve gerilme-enerji eğrilerinden elde edilen akma noktasının killerde de benzer olduğunu bulmuşlardır. Bahsedilen bu araştırmalar akmanın gözle görülebildiği büyük deformasyonlarda yapılmıştır. Burland ve Georgiannou (1991) ile Hird ve Pierpoint (1997) deformasyon artışı terimini önermiştir ve bunu zeminlerin rijitlik ve genel gerilme durumunu açıklamada kullanılacak bir gösterge olarak tanımlamıştır. Tanimoto ve Tanaka (1986) akma noktasının bulunması için izotropik konsolide iyi derecelendirilmiş kumlarda akustik emüsyon ölçümünü önermiştir. Önerisi geri dönülemez plastik deformasyonun akustik enerji ile bulunması esasına dayanmaktadır. Akustik emüsyon ile belirlenen akma gerilmelerinin; konvansiyonel gerilme-deformasyon ilişkileri ile elde edilen akma

gerilmesine oranla daha küçük olduğunu belirtmişlerdir. Kumun ve siltin akma öncesi davranışları için bazı deneysel kanıtlar elde edilen Porovic (1995), Jardine (1995) ve Zdravkovic (1996) tarafından yapılmıştır. Porovic (1995) tarafından kumun ve siltin akma öncesi davranışlarını inceleyen araştırmalar yapılmıştır. Zdravkovic ve Jardine (1997) deformasyon yönü veya hızının değişimini akmaya etkisi olabileceğini belirtmişlerdir.

2.3. ZEMİNLERDE AKMAYA KADAR OLAN DAVRANIŞ

Zeminlerin analizinde genellikle gerilme-deformasyon davranışları tahmin edilmeye çalışılmaktadır. Geçmiş yıllarda zeminin karmaşık özellikleri tanımlanarak yeni çözümler üretmek mümkün hale gelmiştir. Lakin mühendislikte zaman ve maliyet gibi dezavantajları yüzünden doğrusal olmayan hesaplamalar tercih edilmemektedir. Bunun dışında kaliteli gerilme-deformasyon verisi elde etmek çok zordur. Bundan dolayı zeminin, akma davranışını inceleyebilmek için gelişmiş zemin modelleri gerekmektedir. Sık kullanılan teoriler lineer elastisite teorisine dayanmaktadır. Bu yaklaşımda temel kabul, yükleme altında zeminin aslında non-lineer davranış sergilemesine rağmen, lineer elastik malzeme gibi davrandığı şeklindedir. Önceki çalışmalarda Eisenstein ve Medeiros (1983), Wroth (1971) ve Burland (1975) bunu belirtmişlerdir.

Geoteknik mühendisliğinde yapılar etrafındaki deformasyon genellikle küçük deformasyon (%0.01) ile orta seviyedeki deformasyon (%0.5) arasında gerçekleşmektedir. Bu deformasyon aralığında kayma modülünün azalımı nedeniyle zeminler doğrusal olmayan davranış göstermektedir ki bu durum herhangi bir deformasyon analizinde hesaba katılmalıdır. Ishihara'ya göre küçük deformasyonlarda kayma modülünü G_{max} belirlemektedir.

Kayma modülünün deformasyonla azalımı 1970'lerde zemin dinamiğinde gözlenmeye başlamış ve sınılaşma ile büyütmeyi değerlendirmek açısından önemli miktarda kumların rijitliği çalışması yayınlanmıştır. Sekant kayma modülünün birim şekil değiştirmenin büyüklüğüne bağlılığı rezonant (titreşimli) kolon deneyi (RCT) veya gelişmiş dinamik üç eksenli deneyi (CLTXT) ile birçok araştırmacı tarafından gösterilmiştir (Seed ve Idriss, 1970; Hardin ve Drnevich, 1972; Iwasaki ve diğ., 1978; Kokusho, 1980). Kayma modülü azalımının statik yükleme sırasında da olduğu ise 1980'lerin ortalarına rastlar. (Jardine ve diğ., 1986, Atkinson ve Sallfors, 1991; Simpson, 1992). Hardin ve Richart (1963) tarafından önerilen maksimum kayma modülü, G_o 'ın orjinal ilişkisi değişik deformasyon durumlarını da yansıtacak şekilde boyutsuz olarak

$$G = A(\gamma) \cdot F(e) \cdot p_a \cdot (p' / p_a)^{m(\gamma)} \quad (2.1)$$

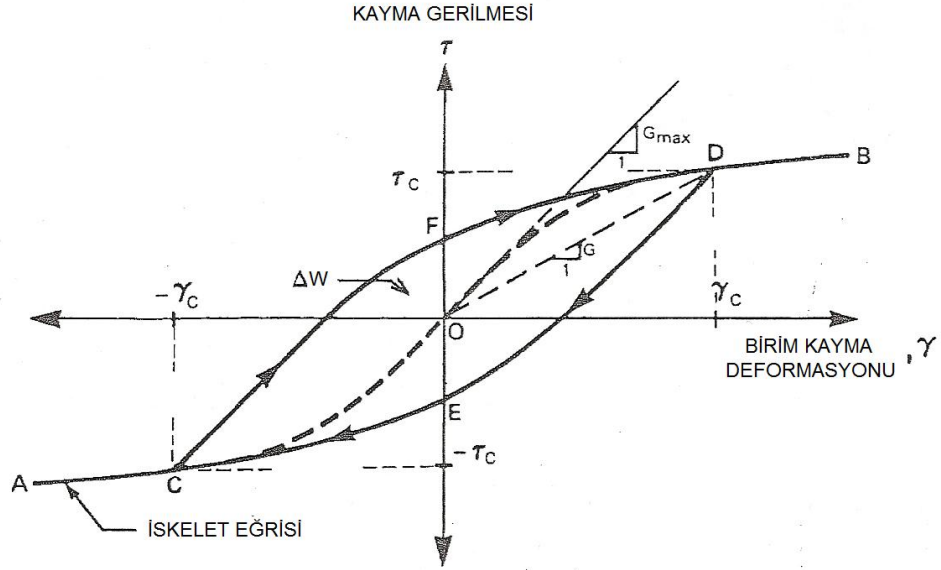
şeklinde tanımlanır. Burada; $A(\gamma)$ ve $m(\gamma)$ kayma deformasyonuna bağlı parametreler, p_a atmosfer basıncı, p' ortalama efektif gerilme, and $F(e)$ boşluk oranı fonksiyonu olup yuvarlak kumlar için $(2.17-e)^2/(1+e)$ olarak tanımlanmaktadır. Maksimum kayma modülü G_o hesaplanırken $m(\gamma)$ genellikle 0.5 alınmaktadır. Buna ilaveten, kayma modülünü tanımlamak için Hardin ve Drnevich (1972), Ishibashi ve Zhang (1993), Fahey ve Carter (1993) ve Darendeli (2001) gibi birçok araştırmacı aşağıdaki hiperbolik ilişkiyi;

$$\left(\frac{G}{G_o} \right) = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \quad (2.2)$$

modifiye ederek önermişlerdir. Jardine ve diğ. (1986) ise bir polinom denklemi ile kayma modülünü tanımlamıştır.

Zeminler bir çok farklı şekilde (depremler, makine titreşimleri, kazık çakımı vb.) tekrarlı yüklemelere maruz kalabilmektedir. Bu gibi yüklemeler altında zeminlerin rijitliğinde statik duruma oranla bir azalma meydana geldiği bilinmektedir. Bu azalmanın boyutu etkiyen yükün çevrim sayısına, büyüklüğüne, frekansına ve meydana gelen kayma birim deformasyonların büyüklüğüne bağlı olduğu kadar zemin özelliklerine de (doygunluk derecesi, boşluk oranı, plastisite indisi, aşırı konsolidasyon oranı vb.) bağlı olmaktadır. Zeminlerin bu gibi yüklemeler altındaki davranışını kontrol eden temel parametreler kayma modülü (G) ve sönüm oranı (D) olarak tanımlanmıştır.

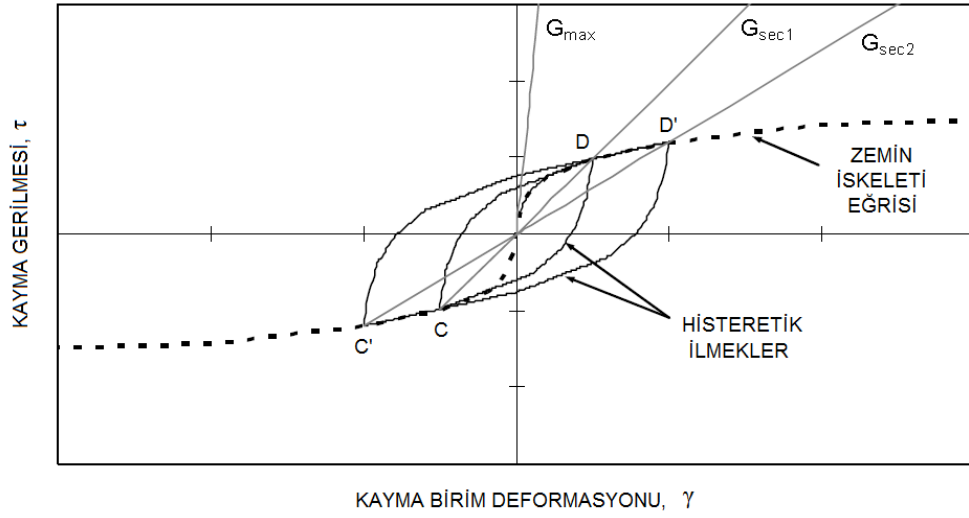
Kayma modülü (G), zemine etkiyen kayma gerilmesi (τ) ile bu gerilme sonucunda meydana gelen birim kayma deformasyonunun (γ) oranlanması ile elde edilen bir parametre olup, zeminin kaymaya karşı gösterdiği direnç olarak tanımlanmaktadır. Etkiyen yükün monotonik olması durumunda kayma gerilmesi ile birim kayma deformasyonu arasındaki ilişki Şekil 2.26'da gösterilen OD eğrisi (ilk yükleme eğrisi) gibi olmaktadır. Bu eğrinin başlangıç tanjant eğimi kayma modülünün maksimum değerini ($G_{\max}$ = Maksimum kayma modülü), orijinden D noktasına çizilen sekantın eğimi ise, bu noktaya denk gelen birim kayma deformasyonu için kayma modülünün azalan değerini (G_s = Sekant kayma modülü) vermektedir.



Şekil 2.52. Birinci yük çevrimi için zemin iskeleti eğrisi (Vucetic ve Dobry, 1991).

Etkiyen yükün tekrarlı olması durumunda ise eğri DC izini (yük boşaltma eğrisi) ve ardından da CD izini (yeniden yükleme eğrisi) takip etmektedir. Bu şekilde oluşan ve teorik olarak kapalı olduğu kabul edilen geometri çevrim ilmeği (cyclic loop) olarak tanımlanmaktadır. Çevrim ilmeğinin uç noktalarını (C ve D) birleştiren ve orijinden geçen eğri ise zemin iskeleti eğrisi (backbone curve, skeleton curve) olarak tanımlanmaktadır.

Çevrim periyodu, her bir çevrimin tamamlanması için geçen süreyi vermektedir. Tekrarlı yükün etkime süresine ve çevrim periyoduna bağlı olarak çevrim sayısı değişmektedir. Her bir çevrim sonrasında $\tau - \gamma$ eksen takımında oluşan ilmekler bir histerezis oluşturmaktadır (Şekil 2.52).



Şekil 2.53.Histeretik ilmekler (Olsen, 2008).

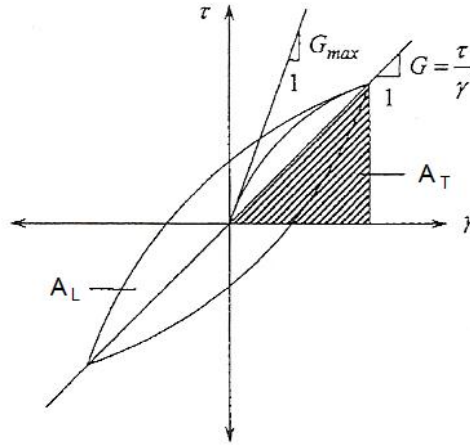
Şekil 2.53’de görüldüğü üzere, zemin iskeleti eğrisi her bir çevrimde oluşan ilmeklerin uç noktalarını birleştirmektedir.

Yük çevrimin tekrarlanması sonucunda etkiyen kayma gerilmesine karşılık olarak daha büyük birim kayma deformasyonları meydana gelmektedir. Bunun sonucu olarak da orijinden ilmeğin ucuna (Şekil 2.53’de gösterilen D' noktası) çizilen sekantın eğim değeri daha küçük bir değer almaktadır. Daha açık bir deyiş ile, çevrim tekrarlandıkça (çevrim sayısı arttıkça) sekant kayma modülünde azalma meydana gelmektedir. Deformasyon düzeyinin ve çevrim sayısının artması sonucunda kayma modülünde meydana gelen azalma sönümlenme olarak denmektedir.

Sönüm oranı Jakobsen (1930) tarafından (2.3) eşitliği ile tanımlanmıştır.

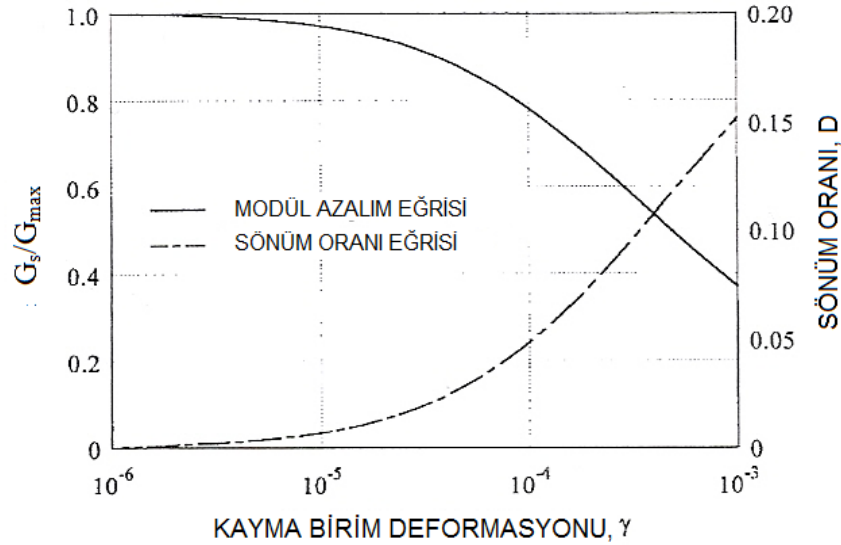
$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{A_L}{A_T} \quad (2.3)$$

(2.3) eşitliği ile verilenler: A_L = İlmek alanı ve A_T = Üçgen alanı = $\gamma\tau/2$ (Şekil 2.28).



Şekil 2.54.İlmek alanı (A_L) ve üçgen alanı (A_T) (Zhang vd, 2005).

Kayma modülünde meydana gelen azalımın daha sağlıklı bir şekilde analiz edilebilmesi için artan çevrimli deformasyonlara karşılık gelen sekant modülü değeri başlangıç (maksimum) değerine oranlanarak (G_s/G_{max}) normalize edilir. Kayma modülü azalım eğrisi ve sönüm oranı eğrisi Şekil 2.55’de verildiği gibi olmaktadır.



Şekil 2.55.Kayma modülü azalım eğrisi ve sönüm oranı eğrisi (Assimaki vd, 2000)

Deformasyon düzeyi zeminlerin dinamik davranışını önemli ölçüde etkileyen bir parametredir. Ishihara (1996) zeminlerin gerilme – deformasyon davranışını belirleyen modellerin üç kategoriye ayrıldığını ifade etmektedir. Küçük deformasyon düzeylerinde (Small-strain levels) ($\gamma < 10^{-3}$) zemin davranışı lineer olduğu kabul edildiğinden

gerilme – deformasyon davranışı lineer elastik bir model ile ifade edilmelidir. Bu deformasyon düzeylerinde zemin davranışını kontrol eden parametre $G_{\max}$ ’tır.

Akma öncesi küçük deformasyon düzeylerinde zemin davranışı lineerdir ve bu davranışı kontrol eden anahtar parametre $G_{\max}$ ’tır. $G_{\max}$ ’ın belirlenmesi amacı ile yaygın olarak arazi ve laboratuvar deneylerine başvurulmaktadır. Bu deneyler ile zeminin kayma dalgası hızı belirlenmekte ve (2.1) eşitliği kullanılarak $G_{\max}$ değeri elde edilmektedir.

$$G_{\max} = \rho V_s^2 \quad (2.4)$$

(2.4) eşitliği ile verilenler: ρ = Zeminin kütle yoğunluğu (kg/cm^3) ve V_s = Zeminin kayma dalgası hızıdır (m/s).

2.4. ZEMİNLERDE AKMADAN SONRAKİ DAVRANIŞ

Zeminler akmadan sonra plastik malzeme gibi davranmaya başlar ve kalıcı deformasyonlar meydana gelir. Zeminler genellikle elastikten plastik deformasyona uğrar. Başlangıcı, akma gerilmesini izleyen kalıcı deformasyonun varlığı ile karakterize edilir. Klasik plastisite teorisi Tresca'nın (1868) metaller ile yaptığı araştırmalar sonucunda oluşturduğu akma kriterine dayanmaktadır. Tresca'nın gözlemlerinde metaller maksimum kayma gerilmesinde plastik olarak akıyordu. Saint-Venant (1797-1886) plastisitenin temel denklemlerini pratik problemlerde kullanan ilk araştırmacıydı. 1950'lerde plastisite teorisinde büyük gelişmeler oldu ve teorinin matematiksel ifadesi tamamlandı. Drucker ve arkadaşlarının limit teoremi (1951, 1952), ve normalite yaklaşımları ile stabilite sistemi önemli gelişmelerdendir.

Plastik katıların akma kriteri, Tresca henüz araştırmalarında başlamadan çok önce Coulomb (1773) tarafından araştırılmıştı. Plastisitenin zemin mekaniğinde uygulanması 1945'te başladı. İlk olarak zemin plastisitesi metal plastisitesinden elde edildi. Ama zemin, basınç ve yoğunluğa dayalı davranış sergileyen metallerden farklı reolojik özelliklere sahiptir. Mohr-Coulomb kriteri zemin mekaniğinde en bilinen göçme kriteridir ve taneli malzemelerin hidrostatik basıncını ve dayanımını dikkate alır.

Mohr-Coulomb kriterinin üç boyutlu ortamlarda ifadesinin yol açtığı sıkıntılar nedeniyle Drucker-Prager tipi (1952) kusursuz plastisite modeli oluşturulmuştur. Zemin malzemeleri çok erken akmaya başladıkları için; akma davranışını tanımlamak için akma, tepe, kritik dönem öncesi davranışlar belirlenmelidir.

Roscoe ve Schofield'ın (1963) Cambridge Üniversitesi'nde yürüttüğü araştırmalarda zeminlerin plastisitesi konusunda önemli yaklaşımlar oluşturmuştur. Zeminleri akışkan malzeme olarak tanımlayarak kritik-durum kavramını oluşturmuşlardır. Zeminin temel plastisite modellerinde 4 temel gereklilik belirlenmelidir:

- Elastik Özellikler;
- Akma Yüzeyi;
- Plastik Potansiyel;
- Sertleşme Kuralı.

Lo Presti (1995) çimentolaşmamış kumların akma yüzeyinin 0.00015 olduğunu önermiştir. Bu aralıkta kumların davranışı tamamen elastiktir. Fakat plastik deformasyonun değişik büyüklüklerde pek çok bileşeni plastik potansiyel terimleri şeklinde ifade edilir. Rowe'un gerilme-genleşme ilişkisi (Rowe, 1962) pek çok problem için pratik çözümler sunmaktadır ve zemin mekaniği sıklıkla kullanılmaktadır. Lakin daha iyi bir gerilme-genleşme ilişkisi geliştirmek için (Li ve arkadaşları,1999) araştırmalara devam etmiştir. Kaçınılmaz olarak, bu modellerde parametrelerin artırılması gerekmiştir.

Plastik deformasyon artışı büyüklüğü ile gerilme artışı büyüklüğü arasındaki ilişki sertleşme(hardening) kuralı olarak ifade edilmiştir. Hem hacimsel hem de deviyatorik plastik sertleşmenin (Nova, 1977) kullanılması sıkı kumlardaki güçlü genleşmeyi yakalamak için kullanılabilir, fakat daha fazla malzeme sabiti gerekmektedir. Sadeliğin korunabilmesi için bazı araştırmacılar (Bardet, 1986; Crouch ve arkadaşları., 1994; Yu, 1998) kumların davranışlarını hacimsel plastik sertleşme modelleri kullanarak geniş bir aralıkta modellemişlerdir.

Roscoe ve çalışma arkadaşları Cambridge Üniversitesi'nde 1960larda zeminler için kritik durum teorisini oluşturmuşlardır. Bundan sonra, kritik durum konseptine dayanan pek çok elastik-plastik model geliştirilmiştir ve sonlu eleman koduna uygulanmıştır. Orijinal cam-clay modeli Roscoe ve Schofield (1963) tarafından oluşturulmuştur. Daha sonra Roscoe ve Burland (1968) modeli modifiye edip üç boyutlu olarak ifade etmişlerdir.

Modellerin temel varsayımları:

- Zemin izotropiktir.
- Zemin davranışı elastik-plastiktir.
- Zemin deformasyonu süreklidir.
- Zemin davranışı sünmeden etkilenmez.

Deformasyon düzeyi zeminlerin dinamik davranışını önemli ölçüde etkileyen bir parametredir. Ishihara (1996) zeminlerin gerilme – deformasyon davranışını belirleyen modellerin üç kategoriye ayrıldığını ifade etmektedir.

Akmadan sonraki orta deformasyon düzeylerinde (Moderate-strain levels) ($10^{-3} < \gamma < 10^{-1}$): zemin davranışı elastoplastik olup, gerilme – deformasyon davranışı viskoelastik bir model ile ifade edilmelidir. Kayma deformasyonları arttıkça kayma modülünde azalma meydana gelmektedir. Bu deformasyon düzeylerinde zemin davranışını kontrol eden parametreler G_s ve D 'dir.

Büyük deformasyon düzeylerinde (Large-strain levels) ($10^{-1} < \gamma$): zeminin dinamik özellikleri hem deformasyonlara hem de çevrim sayısına bağlı olarak değişmektedir. Gerilme – deformasyon davranışı gerilme tarihçesini izleyen bir model ile ifade edilmelidir. Genel olarak suya doymun zeminlerde artık boşluk suyu basıncı artışı nedeni ile rijitlik kaybı, kuru zeminlerde ise sıkışma ve pekleşme görülmektedir.

Shear strain	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
	Small strain	Medium strain		Large strain	Failure strain	
Elastic						
Elasto-plastic						
Failure						
Model	Linear elastic model		Visco-elastic model		Load history tracing type model	
Method of response analysis	Linear method		Equivalent linear method		Step by step integration method	

Şekil 2.56. Deformasyon düzeyine göre zemin davranışını ifade eden modeller (Ishihara, 1996).

2.4.1. Masing Kuralları (1926)

Zeminlerin non-lineer gerilme – deformasyon ilişkisini belirleyebilmek için öncelikle çevrim ilmeğini oluşturan zemin iskeleti eğrisini ve histeretik ilmek eğrisini tanımlayan fonksiyonlara gereksinim vardır. Bu iki eğrinin denkleminin elde edilmesi durumunda zeminin dinamik yükler altındaki davranışı modellenenilmektedir. İlk yüklemedeki zemin iskelet eğrisi (2.5) eşitliği ile verilen fonksiyonla tanımlanmaktadır.

$$\tau = f(\gamma) \quad (2.5)$$

(2.5) eşitliği ile verilen ilişki zeminler üzerinde monotonik yükler altında yapılan deneyler ile çıkarılabilmektedir.

İlk yüklemdeki zemin iskelet eğrisini veren fonksiyonun tanımlanmasının ardından yük boşaltma – yeniden yükleme eğrilerini tanımlayan eşitlikler Masing Kuralları'na (1926) uyularak belirlenmektedir. Masing Kuralları'na (1926) göre:

1. Her yük tersinmesinde (load reversal) (yük boşaltma) kayma modülü zemin iskeleti eğrisinin sekant modülüne eşit değer almaktadır (G_s).
2. Yükün tersinmesinin ardından gerilme – deformasyon eğrisi (2.4) eşitliği ile tanımlanan izi takip etmektedir (Şekil 2.31).

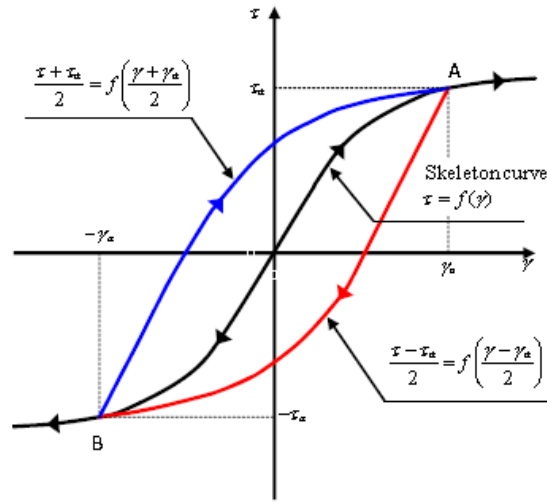
$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2}\right) \quad (2.6)$$

Yükün tekrar tersinmesinin ardından (yeniden yükleme) ise gerilme – deformasyon eğrisi (2.7) eşitliği ile tanımlanan izi takip etmektedir (Şekil 2.31).

$$\frac{\tau + \tau_r}{2} = f\left(\frac{\gamma + \gamma_r}{2}\right) \quad (2.7)$$

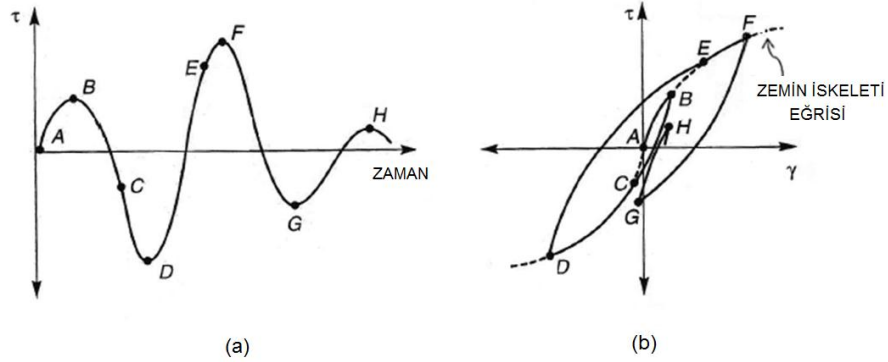
Yüklem – boşaltma eğrilerinin biçimi zemin iskeleti eğrisi ile özdeş ve iki katı büyüklüğündedir.

(2.6) ve (2.7) eşitlikleri ile verilenler: τ_r ve γ_r = Sırası ile yükün tersindiği andaki kayma gerilmesi (kPa) ve birim kayma birim deformasyonudur.



Şekil 2.57. Masing Kuralları'na (1926) göre birinci yük çevrimi (Fred, 2010).

3. Bir önceki çevrimdeki kayma birim deformasyonunun maksimum genliği aşılmış ise yükleme – boşaltma eğrileri iskelet eğrisini izler.
4. En son yeniden yükleme – boşaltma eğrisi önceki benzer eğrileri keserse τ - γ bağıntısı bir önceki eğriyi izler.



Şekil 2.58. Masing Kuralları (a) Kayma gerilmesi – zaman ilişkisi (b) Kayma gerilmesi – birim kayma deformasyonu ilişkisi (Kramer, 1995).

Tekrarlı yükleme A noktasından başlar ve ilk yükleme eğrisi (AB eğrisi) iskelet eğrisini takip eder, bu bölge için hesaplanan kayma modülü maksimum değerdedir (G_{max}). B noktasında yük tersinir ve 2. kurala uygun olarak gerilme – deformasyon eğrisi BC izini takip eder. Boşaltma eğrisi C noktasında iskelet eğrisi ile kesişir ve 3. kurala uygun olarak yüklemenin tekrar tersindiği D noktasına kadar iskelet eğrisini takip eder. Tekrar

yüklem eğrisi D noktasından 2. kurala uygun olarak F noktasına ulaşır. Sonraki çevrimler için histerezis ilmekleri aynı prosedüre uygun olarak oluşmaktadır (Şekil 2.58).

2.4.2. Ramberg – Osgood Modeli (Ramberg ve Osgood, 1943) (Jennings, 1964)

Ramberg ve Osgood (1943) tarafından geliştirilen model zeminin başlangıçtaki iskelet eğrisini tanımlayan bir formülasyondur. Ramberg – Osgood (1943, 1964) modeli ile ilk yüklem eğrisi açık formda (2.8) eşitliği ile tanımlanmaktadır.

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{\max}} + \frac{\tau}{G_{\max}} \left[\alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^{\beta-1} \right] \quad (2.8)$$

(2.8) eşitliği ile verilenler: α ve β = Deneysel olarak belirlenen malzeme parametreleridir.

(2.8) eşitliğinin birinci kısmı ile elastik deformasyonları, ikinci kısmı ile ise plastik deformasyonlar tanımlanmaktadır.

Ramberg – Osgood modeli (1943, 1964) ile yeniden yüklem eğrisi (γ_{rev} ve τ_{rev} değerleri ile başlanan 2. çevrim için) ise (2.9) eşitliği ile verildiği gibi olmaktadır.

$$\gamma - \gamma_{\text{rev}} = \frac{\tau - \tau_{\text{rev}}}{G_{\max}} + \frac{\tau - \tau_{\text{rev}}}{G_{\max}} \left[\alpha \left(\frac{\tau - \tau_{\text{rev}}}{2\tau_f} \right)^{\beta-1} \right] \quad (2.9)$$

(2.9) eşitliği ile verilenler: τ_{rev} ve γ_{rev} = Sırası ile yükün tersindiği andaki kayma gerilmesi (kPa) ve kayma deformasyonudur. (2.9) eşitliği ile verilen ifade genel bir formda (2.10) eşitliği ile tanımlanabilir.

$$\gamma - \gamma_{\text{rev}} = \frac{\tau - \tau_{\text{rev}}}{G_{\max}} + \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau - \tau_{\text{rev}}}{n\tau_f} \right)^{\beta-1} \right] \quad (2.10)$$

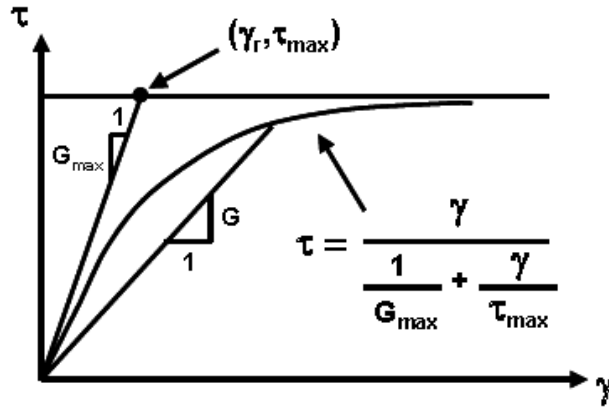
(2.10) eşitliği ile verilen: n = Çevrim sayısıdır.

Ramberg – Osgood modeli (1943, 1964) ile sönüm oranı (2.10) eşitliği ile elde edilmektedir.

$$D = \frac{2}{\pi} \left(\frac{r-1}{r+1} \right) \left(1 - G/G_{\max} \right) \quad (2.11)$$

2.4.3. Hiperbolik Model (Konder ve Zalenko, 1963) (Hardin ve Drnevich, 1972a,b)

Hiperbolik model zeminin başlangıçtaki iskelet eğrisini tanımlayan matematiksel bir formüldür. Bu modele göre başlangıçtaki iskelet eğrisi maksimum kayma gerilmesi ($\tau_{\max} = \tau_f$) düzeyi ile asimptottur (Şekil 2.59).



Şekil 2.59. Hardin ve Drnevich (1972b) tarafından önerilen hiperbolik model (Darendeli, 2001).

İlk olarak Kondner ve Zalesko (1963) tarafından geliştirilen hiperbolik model ile başlangıç eğrisi (2.12) eşitliği ile verildiği gibi tanımlanmaktadır.

$$\tau = f(\gamma) = \frac{G_{\max} \gamma}{1 + \frac{G_{\max}}{\tau_{\max}} \gamma} \quad (2.12)$$

(2.12) eşitliği ile verilen ifadenin düşey efektif konsolidasyon gerilmesi (σ_{vc}) ile normalize edilmiş şekli (2.13) eşitliği ile verilmektedir.

$$\tau^* = f^*(\gamma) = \frac{G_{\max}^* \gamma}{1 + \frac{G_{\max}^*}{\tau_{\max}^*} \gamma} \quad (2.13)$$

(2.13) eşitliği ile verilenler: τ^* , $\tau_{\max}^*$ ve $G_{\max}^*$ = Sırası ile τ , $\tau_{\max}$ ve $G_{\max}$ parametrelerinin σ_{vc} ile normalize edilmiş değerleridir.

Hardin ve Drnevich (1972b) Konder ve Zalesko (1963) tarafından geliştirilen ifadeyi (2.14) eşitliği ile yeniden düzenlemiş ve “referans kayma deformasyonu (γ_r)” parametresini tanımlamıştır. (2.15) eşitliği ile verilen referans kayma deformasyonu yarılanmış $G_{\max}$ değerine karşılık gelen kayma deformasyonu değerini ifade etmektedir.

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}} \quad (2.14)$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}} \quad (2.15)$$

Hardin ve Drnevich (1972) tarafından düzenlenen ifadede eşitliğin her iki tarafının $G_{\max}\gamma$ değerine bölünmesi ile normalize edilmiş kayma modülünü ($G_s/G_{\max}$) tanımlayan (2.16) eşitliği elde edilmektedir.

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \quad (2.16)$$

Hiperbolik modelin Masing Kuralları (1926) ile ilişkilendirilmesi ile sönüm oranı (2.17) eşitliği ile tanımlanmaktadır.

$$D = \frac{4}{\pi} \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \left[1 - \frac{\gamma}{\gamma_r} \ln \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \right] - \frac{2}{\pi} \quad (2.17)$$

(2.16) ve (2.17) eşitliklerinden görüldüğü üzere hiperbolik model ile herhangi bir deformasyon düzeyinde zemini modelleyebilmek için $G_{\max}$ ve $\tau_{\max}$ parametrelerine

gereksinim vardır. Maksimum kayma gerilmesi ($\tau_{\max}$) (2.18) eşitliği ile tanımlanmaktadır.

$$\tau_{\max} = \left\{ \left[\left(\frac{1+K_0}{2} \right) \sigma_v' \sin \phi' + c' \cos \phi' \right]^2 - \left[\left(\frac{1-K_0}{2} \right) \sigma_v' \right]^2 \right\} \quad (2.18)$$

(2.16) eşitliği ile verilenler: K_0 = Sükûnetteki toprak basıncı katsayısı, σ_v' = Efektif düşey gerilme (kPa), ϕ' = Kayma mukavemeti açısı ($^\circ$) ve c' = Kohezyondur (kPa).

Hardin ve Drnevich (1972b) zemin türünü, çevrim sayısını ve yükleme frekansını hiperbolik modelde dikkate alabilmek için, diğer bir deyiş ile gerçek zeminlerin davranışını belirleyebilmek için (2.19) eşitliği ile verilen düzeltmenin yapılması gerektiğini ileri sürmüştür.

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (2.19)$$

(2.19) eşitliği ile verilen: γ_h = Hiperbolik birim deformasyonu olup (2.20) eşitliği ile tanımlanmaktadır.

$$\gamma_h = \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \left[1 + a_1 e^{-b_1 (\gamma/\gamma_r)} \right] \quad (2.20)$$

(2.20) eşitliği ile verilenler: a ve b = Kayma modülü için hiperbolik model sabitleri, a_1 ve b_1 = Sönüm oranı için hiperbolik model sabitleridir. Farklı zemin türleri için hiperbolik model sabitleri Tablo 2.2.'de verilmektedir.

Hardin ve Drnevich (1972b) sönüm oranı ile kayma modülü arasındaki ilişkiyi (2.21) eşitliği ile tanımlamışlardır.

$$D = D_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (2.21)$$

(2.21) eşitliği ile verilen: $D_{\max}$ = Maksimum sönüm oranıdır ($G_s = 0$). (2.21) eşitliği (2.22) eşitliğine dönüştürülebilir.

$$\frac{D}{D_{\max}} = \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right) / \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \quad (2.22)$$

Gerçek zeminler için (2.22) eşitliği (2.23) eşitliğine dönüştürülmektedir.

$$\frac{D}{D_{\max}} = \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h} \quad (2.23)$$

Farklı zemin türleri için $D_{\max}$ parametresini veren eşitlikler Tablo 2.6'da verilmektedir.

Tablo 2.6. Zemin türleri için hiperbolik model sabitleri (Hardin ve Drnevich, 1972b).

Zemin Türü	Belirlenen Parametre	Hiperbolik Model Sabitleri	
		a ve a_1	b ve b_1
Temiz Kum (Kuru)	Kayma Modülü	$a = -0.5$	$b = 0.16$
	Sönüm Oranı	$a_1 = 0.6(N^{-1/6})-1$	$b_1 = 1-N^{-1/12}$
Temiz Kum (Suya Doygun)	Kayma Modülü	$a = -0.2\log N$	$b = 0.16$
	Sönüm Oranı	$a_1 = 0.54(N^{-1/6})-0.9$	$b_1 = 0.65-0.65N^{-1/12}$
Kohezyonlu Zemin (Suya Doygun)	Kayma Modülü	$a = 1+0.25(\log N)$	$b = 1.3$
	Sönüm Oranı	$a_1 = 1+0.2(f^{1/2})$	$b_1 = 0.2f(e^{-\sigma_0}) + 2.25\sigma_0 + 0.3(\log N)$

$D_{\max}$ parametreleri için oluşturulan tablo zemin türü olarak kuru kum, suya doymuş kum ve kohezyonlu kumları dikkate almaktadır.

Tablo 2.7. Çeşitli zemin türleri için $D_{\max}$ eşitlikleri (Hardin ve Drnevich, 1972b).

Zemin Türü	$D_{\max}$
Temiz Kum (Kuru)	$33-1.5(\log N)$
Temiz Kum (Suya Doygun)	$28-1.5(\log N)$
Silt (Suya Doygun)	$26-4\sigma_0^{1/2}+0.7f^{1/2}-1.5(\log N)$
Çeşitli Kohezyonlu Zeminler	$31-(3+0.03)(\sigma_0')^{1/2}+1.5f^{1/2}-1.5(\log N)$

2.4.4. Geliştirilmiş Hiperbolik Modeller

Bir çok araştırmacı eşik kayma deformasyonunun (γ_t) aşılmasının ardından kayma modülü azalım eğrisini deney verilerine yakınlaştırma amacı ile hiperbolik modele bazı katsayılar atayarak modeli geliştirmişlerdir.

Matasovic ve Vucetic (1993) Kondner ve Zalenko (1963) tarafından geliştirilen (2.24) eşitliğine iki adet katsayı atamıştır. (2.22) eşitliği ile verilen geliştirilen modelin başlangıç gerilme – deformasyon eğrisinin belirlenmesinde daha hassas sonuçlar verdiği görülmüştür.

$$\tau^* = f^*(\gamma) = \frac{G_{\max}^* \gamma}{1 + \beta \left(\frac{G_{\max}^*}{\tau_{\max}^*} \gamma \right)^s} \quad (2.24)$$

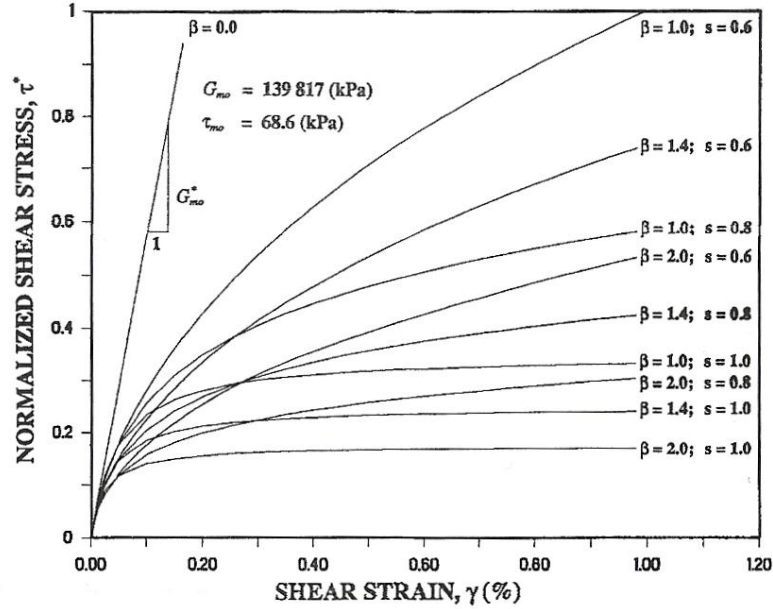
(2.24) eşitliği ile verilenler: β ve s = Matasovic ve Vucetic (1993) tarafından atanan katsayılardır.

Matasovic ve Vucetic (1993) ikinci ve daha sonraki çevrimlerde rezidüel artık boşluk suyu basınçlarında meydana gelen artışı dikkate alarak gerilme – deformasyon davranışını (2.25) eşitliği ile tanımlamıştır.

$$\tau^* = f^*(\gamma) = \frac{G_{\max t}^* \gamma}{1 + \beta \left(\frac{G_{\max t}^*}{\tau_{\max t}^*} \gamma \right)^s} \quad (2.25)$$

(2.25) eşitliği ile verilenler: $G_{\max t}^* = G_{\max}^* \sqrt{1 - u^*}$, $\tau_{\max t}^* = \tau_{\max}^* \sqrt{1 - u^*}$, $u^* = u/\sigma_{vc}$ ve u = rezidüel artık boşluk suyu basıncıdır.

β ve s katsayılarının başlangıç gerilme – deformasyon eğrisi üzerindeki etkisi Şekil 2.34'te verilmektedir. Bu şekilde görüldüğü üzere $\beta = 0$ için başlangıç tanjantı elde edilmektedir.



Şekil 2.60. β ve s katsayılarının başlangıç gerilme – deformasyon eğrisi üzerindeki etkisi (Matasovic ve Vucetic, 1993).

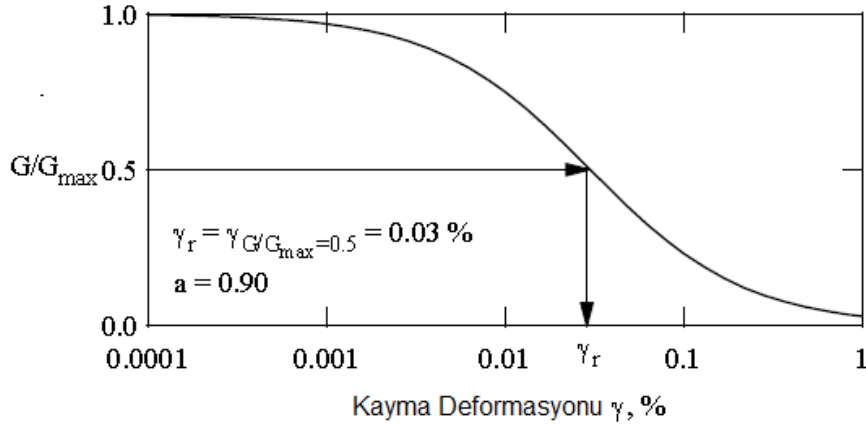
Matasovic ve Vucetic (1993) geliştirdikleri modelde β için 1.0 – 1.9 ve s için 0.67 – 0.98 arasında değişen değerler vererek sıvılaşılabilen kumlar üzerinde yaptıkları deneylerden elde ettikleri verilere yakın değerler elde etmişlerdir (Şekil 2.60).

Darendeli (1997) Hardin ve Drnevich (1972a,b) tarafından geliştirilen hiperbolik modele bir eğiklik katsayısı (curvature coefficient) atamıştır. Darendeli (1997) tarafından geliştirilen model (2.26) eşitliği ile verilmektedir.

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^a} \quad (2.26)$$

(2.26) eşitliği ile verilen: a = Eğiklik katsayısıdır.

Darendeli (1997) (2.26) eşitliği ile verilen modelde referans kayma deformasyonu değerinin 0.3, eğiklik katsayısının ise 0.90 alınmasını önermektedir (Şekil 2.61).



Şekil 2.61.Geliştirilen hiperbolik model ile ifade edilen kayma modülü azalım eğrisi (Darendeli, 2001).

Darendeli (2001) Masing Kuralları'nı (1926) dikkate alarak $a = 1$ için sönüm oranını (2.27) eşitliği ile tanımlamıştır.

$$D_{\text{Masing}, a=1.0} = \frac{100}{\pi} \left[4 \frac{\gamma - \gamma_r \ln \left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r} \right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right] \quad (2.27)$$

Darendeli (2001) eğiklik katsayısının farklı değerleri için sönüm oranını $a = 1$ için tanımlanan (2.28) eşitliğini temel alarak aşağıdaki gibi ifade etmiştir.

$$D_{\text{Masing}} = c_1 D_{\text{Masing}, a=1.0} + c_2 D_{\text{Masing}, a=1.0}^2 + c_3 D_{\text{Masing}, a=1.0}^3 \quad (2.28)$$

(2.28) eşitliği ile verilenler: c_1 , c_2 ve c_3 = Katsayılarıdır. Darendeli (2001) deneysel çalışmalar sonucunda c_1 , c_2 ve c_3 katsayılarını aşağıdaki gibi ifade etmiştir.

$$c_1 = -1.1143a^2 + 1.8618a + 0.2523 \quad (2.29)$$

$$c_2 = 0.0805a^2 + 0.0710a + 0.0095 \quad (2.30)$$

$$c_3 = -0.0005a^2 + 0.0002a + 0.0003 \quad (2.31)$$

Masing Kuralları'nın (1926) küçük deformasyon düzeyleri için sönüm oranını dikkate almadığını ifade eden Darendeli (2001) bu değeri hesaplamaya (2.32) eşitliğinde dahil etmiştir.

$$D = Fx D_{\text{Masing}} + D_{\text{min}} \quad (2.32)$$

(2.32) eşitliği ile verilenler: F = Büyük deformasyonlar için düzeltme faktörü ve D_{min} = Küçük deformasyon düzeyleri için sönüm oranıdır.

(2.31) eşitliği ile verilen düzeltme faktörü (2.33) eşitliği ile tanımlanmaktadır.

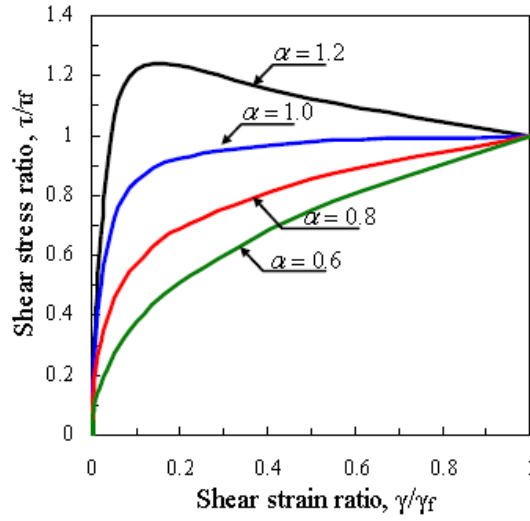
$$F = b \left(\frac{G}{G_{\text{max}}} \right)^p \quad (2.33)$$

(2.33) eşitliği ile verilenler: b = Ölçekleme faktörü (Scaling factor) ve p = Üstel katsayıdır. Darendeli (2001) p katsayısının 0.1 alınmasını önermektedir.

Fred (2010) geliştirdiği model ile iskelet eğrisini aşağıdaki gibi tanımlamaktadır.

$$\tau = \frac{G_{\text{max}} \gamma}{1 + \frac{R_f}{1 - R_f} \left| \frac{\gamma}{\gamma_f} \right|^\alpha} \quad (2.34)$$

(2.34) eşitliği ile verilenler: $R_f = 1 - (G_f / G_{\text{max}})$ ve α = Şekil parametresidir (shape parameter of nonlinearity). (2.34) eşitliğinde iki tarafında $G_{\text{max}} \gamma$ değerine bölünmesi ile normalize kayma modülü elde edilmektedir. Şekil parametresinin gerilme – deformasyon ilişkisi üzerindeki etkisi Şekil 2.61’de verilmektedir. Şekil 2.61’de kayma gerilmesi eksenini $\tau_f = \tau_{\text{max}}$ değeri ile, kayma deformasyonu eksenini ise $\gamma_f = \gamma_{\text{max}}$ değeri ile normalize edilmiştir.



Şekil 2.62. Şekil parametresinin (α) gerilme – deformasyon ilişkisi üzerindeki etkisi (Fred, 2010).

Şekil 2.62’de görüldüğü üzere $\alpha \leq 1$ olduğu durumda pekleşme davranışı için, $\alpha > 1$ olduğu durumda ise yumuşama davranışı için gerilme – deformasyon ilişkisi elde edilmektedir.

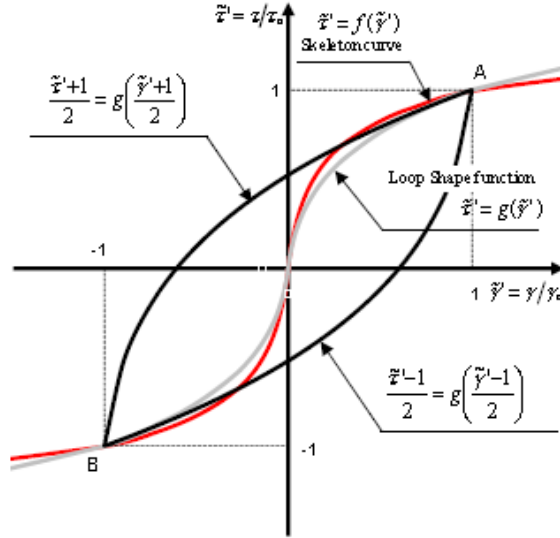
Fred (2010) Masing Kuralları’nın (1926) çevrimli yükler altında sönümlenmeyi doğru ifade edemediğini savunmuş ve boşaltma ve yeniden yükleme eğrilerini (2.35) eşitliği ile tanımlamıştır.

$$\frac{\tilde{\tau}' + 1}{2} = \frac{G_{\max} \frac{(\tilde{\gamma}' + 1)}{2}}{G_a + B.G_a \left| \frac{(\tilde{\gamma}' + 1)}{2} \right|^\beta} \quad (2.35)$$

(2.35) eşitliği ile verilenler: $\tilde{\tau}' = \tau/\tau_a$, $\tilde{\gamma}' = \gamma/\gamma_a$, β = Sönümlenme parametresi (damping parameter) ve $B = (\tau_a, \gamma_a)$ ilmeği dahilinde bir sabit olup (2.35) eşitliği ile tanımlanmaktadır.

$$B = \frac{R_f}{1 - R_f} \left| \frac{\gamma_a}{\gamma_f} \right|^\alpha \quad (2.36)$$

(2.35) ve (2.36) eşitliklerinde verilen τ_a ve γ_a sırası ile yükün tersindiği andaki kayma gerilmesi ve kayma deformasyonudur. (2.35) eşitliğinde negatif değerler ile boşaltma eğrisi, pozitif değerler ile de yeniden yükleme eğrisi elde edilmektedir.



Şekil 2.63.Boşaltma ve yeniden yükleme eğrileri (Fred, 2010).

Fred (2010) sönüm oranını (2.37) eşitliği ile tanımlamaktadır.

$$D = \frac{2}{\pi} \left[2(1+B) \int_1^{\gamma'} \frac{\gamma'}{1+B\gamma'^{\beta}} d\gamma' - 1 \right] \quad (2.37)$$

2.4.5. Ishibashi ve Zhang (1993) Modeli

Ishibashi ve Zhang (1993) tarafından geliştirilen model ile kayma modülü azalım eğrisi ve sönüm oranı eğrisi zeminin platisite indisine ve efektif ortalama çevre basıncına bağlı olarak belirlenmektedir. Ishibashi ve Zhang modeline (1993) göre herhangi bir kayma deformasyonu değeri için normalize kayma modülü ($G/G_{\max}$) (2.38) eşitliği ile elde edilmektedir.

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, PI) \bar{\sigma}_0^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (2.38)$$

(2.38) eşitliği ile verilenler:

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left[1 - \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right\} \right] e^{-0.0145 PI^{1.3}} \quad (2.39)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left[1 + \tanh \left\{ \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right\}^{0.492} \right] \quad (2.40)$$

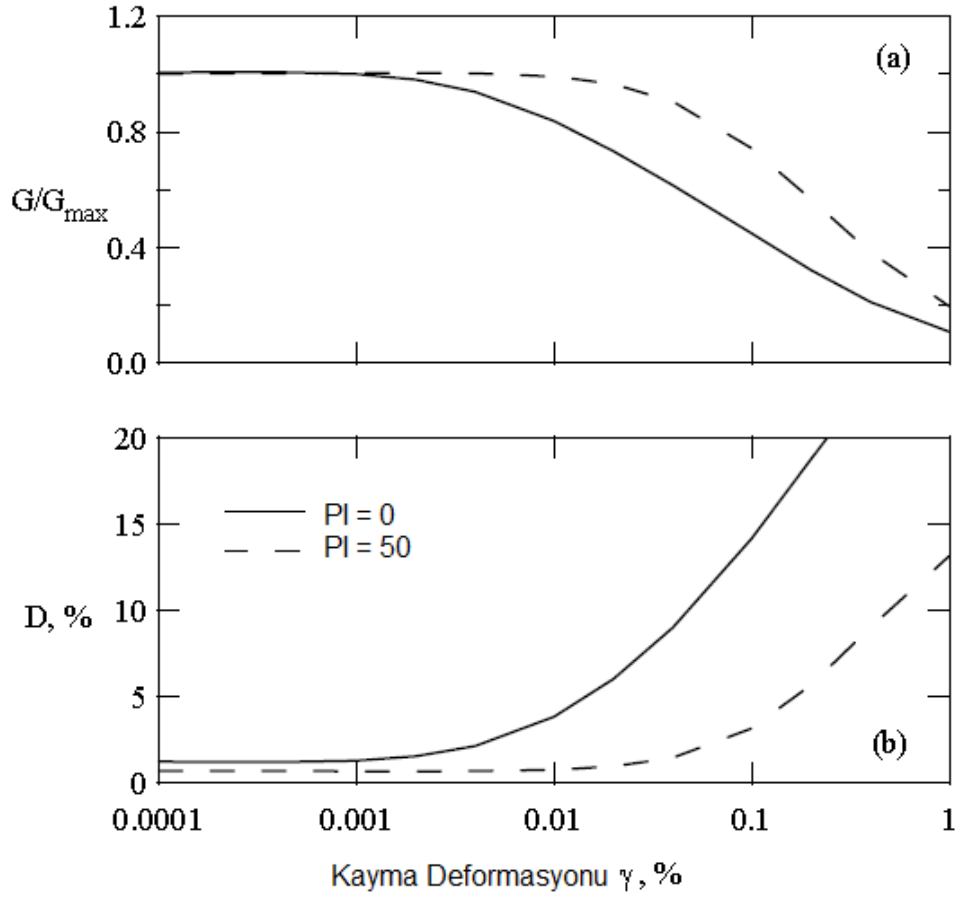
(2.40) eşitliği ile verilen:

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.115} & PI > 70 \end{cases} \quad (2.41)$$

Ishibashi ve Zhang modeli (1993) ile herhangi bir kayma deformasyonu değeri için sönüm oranı (2.41) eşitliği ile elde edilmektedir.

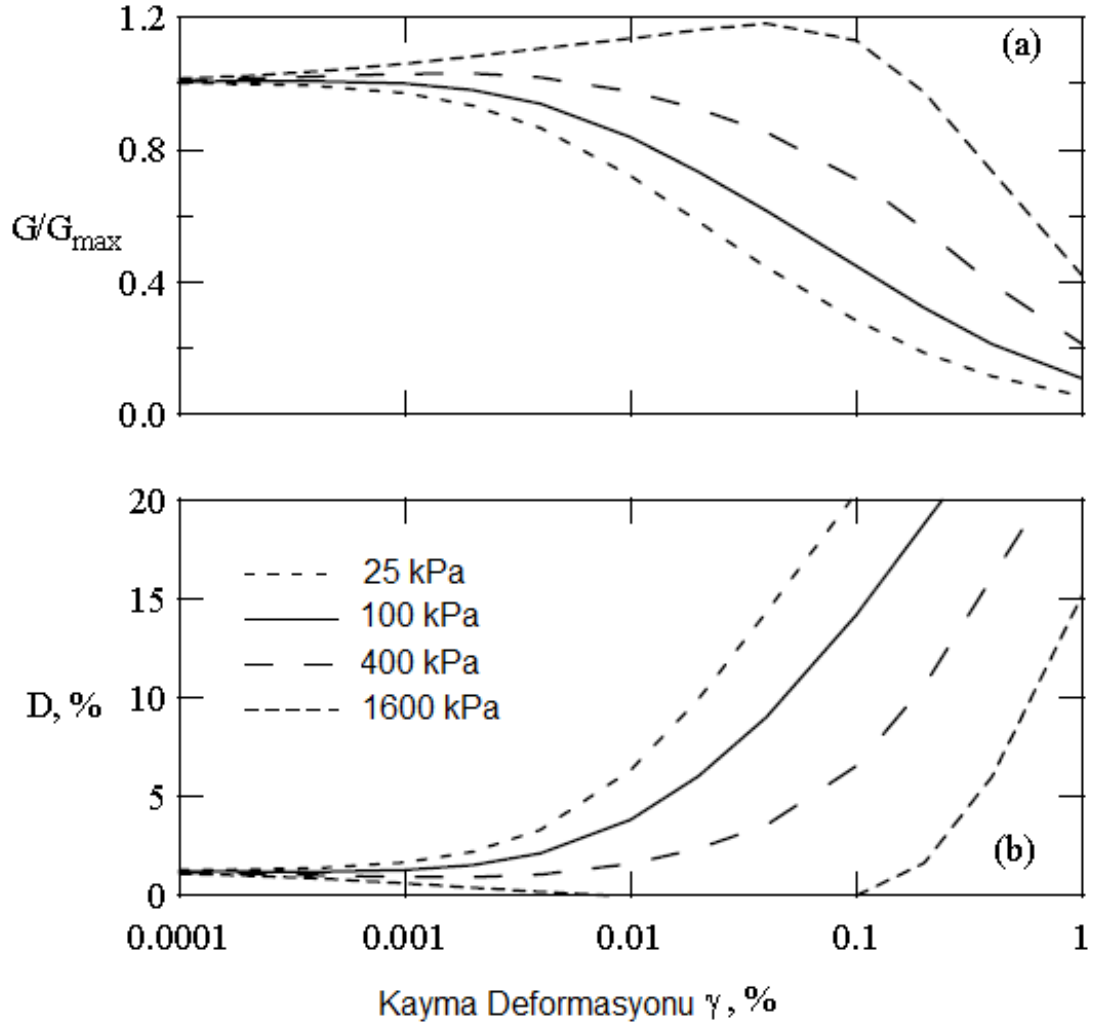
$$D = \frac{0.333 \left(1 + e^{-0.145 PI^{1.3}} \right)}{2} \left\{ 0.586 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right) + 1 \right\} \quad (2.42)$$

(2.40) ve (2.42) eşitlikleri ile farklı deformasyon düzeyleri için elde edilen sekant kayma modülü ve sönüm oranı değerleri ile kayma modülü azalım eğrisi ve sönüm oranı eğrisi elde edilmektedir. Ishibashi ve Zhang (1993) tarafından farklı plastisite indisi değerleri ($PI = 0 - PI = 50$) için önerilen kayma modülü azalım eğrileri ve sönüm oranı eğrileri Şekil 2.38’de verilmektedir.



Şekil 2.64.Farklı plastisite indisi değerleri için (a) Kayma modülü azalım eğrileri (b) Sönüm oranı eğrileri (Ishibashi ve Zhang, 1993).

Çevre basıncının (25 kPa – 1600 kPa) plastik olmayan ($PI = 0$) zeminler için Ishibashi ve Zhang modeli (1993) ile elde edilen kayma modülü azalım eğrisi ve sönüm oranı eğrisi üzerindeki etkisi Şekil 2.64’de gösterilmektedir. Değişik çevre basınçları için kayma modülü azalım eğrisinin ve sönüm oranı eğrisinin tıpkı zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde olduğu gibi değişiklik sergilediği görülmektedir.



Şekil 2.65. Çevre basıncının $PI = 0$ olan zeminler için elde edilen (a) Kayma modülü azalım eğrisi (b) Sönüm oranı eğrisi üzerindeki etkisi (Ishibashi ve Zhang, 1993).

Şekil 2.65’de görüldüğü üzere çevre basıncı arttıkça kayma modülü azalım eğrisi yukarıya, sönüm oranı eğrisi ise aşağıya doğru hareket etmektedir. Bununla beraber, Ishibashi ve Zhang modelinin (1993) çok yüksek çevre basınçları için gerçekçi olmayan sonuçlar verdiği görülmektedir. Nitekim, 1600 kPa büyüklüğündeki çevre basıncında küçük ve orta deformasyon düzeyleri için $G/G_{max} > 1$ ve $D < 0$ olduğu görülmektedir.

3. MALZEME VE YÖNTEM

Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının tanımlanması gerilme-deformasyon trendini belirleyen çok sayıda değişken olmasından dolayı oldukça kapsamlı bir konudur. Günümüze kadar yapılan araştırmalar zeminlerin genellikle çok küçük burkulmalarda bile non-lineer davranış sergilediklerini göstermiştir. Buna karşın pratik sebeplerle lineer elastisite zeminlerin gerilme-deformasyon davranışlarının incelenmesinde önemini korumaya devam etmektedir. Zeminlerin analizinde, malzemelerin gerilme-deformasyon ilişkileri matematiksel olarak gösteren modeller kullanılmaktadır. Aynı zamanda kullanılan modeller deneysel olarak sağlanan gerilme-deformasyon sonuçlarına uygun matematiksel bağıntılarla elde edilmelidir. Şayet malzemenin gerilme-deformasyon ilişkisi lineer-elastik ise bu oldukça anlaşılır bir uygulamadır. Lakin ilişki non-lineer ise davranışı tam olarak göstermek oldukça zor olmaktadır. Devreye diğer değişkenler de girdiği zaman daha da zor bir hal alır. Büyük ölçüde, modelin kesinliği gerilme-deformasyon davranışını göstermek için seçilen matematiksel ifadeye bağlıdır. Üstelik zeminlerin gerilme-deformasyon davranışlarında çok küçük değerler önem kazandığı için deneylerin hassasiyeti önem kazanmaktadır.

Tüm bu problemler çözümlense bile zeminlerin davranışını tanımlamak için klasik mekanik teorisi tanımlamaları yeterli olmayacaktır. Çünkü zemin ne Hook teorisindeki katı gibi ne de Newtonyen akışkan gibi davranır. Bundan dolayı malzemelerin mekanik davranışını tanımlamada kullanılan bu kanunlar zemin için uygun değildir. Bu şekilde davranan bir malzeme için reolojik yaklaşımlar da yeni zemin parametrelerine ihtiyaç duyulmasını gerektirdiği için kullanışlı olmamaktadır.

Genellikle zeminlerin lineer elastik bir malzeme olarak davranmadığı kabul edilmektedir. Mevcut elastisite teorileri ile çelişecek şekilde hem drenajlı hem de drenajsız zeminler için Henkel'in de belirttiği gibi zeminin gerilme-deformasyon davranışı değişiklik göstermektedir. Ve çoğu durumda zeminlerin gerilme-deformasyonlarında maksimum seviyeye (tepe noktası) ulaşılmasını takip eden bir düşüş gözlemlenir. Plastisite teorisinde bu durum hesaba katılmamıştır. Plastisite

teorisinde bütün deformasyonların elastik olduğu kabul edilir. Zeminde bütün deformasyonlar elastik olmadığı için plastisite teorisi zeminler için uygun değildir. Metallerin davranışlarını tahmin etmek için oluşturulan bu teorilerin zeminler için kullanılmasında uygun değildir.

Zeminlerin mühendislik problemlerinde; başlangıçta gerilmemiş olan cisimlerin yükleme yapıldıktan sonraki davranışları önemlidir. Gerilme ve deformasyonun, cismin önemli noktalarına dağılımı tahmin edilmeye çalışılır. Çoğu zaman gerilme ve deformasyon arasında doğrusal bir ilişki elde etmek için malzemenin tamamen elastik olduğu kabul edilir. Ve analizler bu yaklaşıma göre yapılır. Ama zeminlerde bu yaklaşım uygulanamaz. Çünkü zemin sürekli elastik davranış göstermez (Poulos, 1971).

Zemin; iki fazın homojen olarak mekanik biçimde karışımından oluşan bir malzeme olarak kabul edilir. Bir faz zemin tanelerinin meydana getirdiği yapıdır, diğer fazda agregalar arası boşluktaki akışkan sudur (Wroth). Zemini katı, sıvı ve gaz fazlarından oluşan üç fazlı bir malzeme olarak tanımlayan araştırmacılar da vardır (Zhou). Zeminin mekanik özelliklerini belirlemek; tamamen plastik veya elastik malzemelere göre daha zordur. Zeminlerin gerilme deformasyon davranışlarını incelerken Schofield ve Wroth'un (1966) da belirttiği gibi zeminlerin başlangıçta gerilme altında olduğu dikkate alınmalıdır. Gerilme ve deformasyonların zemin özelliklerini anlayabilmek için bu üç fazın etkileri dikkate alınmalıdır.

Zeminlerde deformasyonun yerinin tayin edilmesine yönelik araştırmalar; zeminlerin gerilme deformasyon eğrilerinin pek çok aşamadan oluştuğunu göstermiştir. Temel olarak zeminlerin akmaya kadar olan davranışları ile zeminlerin akmadan sonra davranışları olarak iki ana faz gözlemlenmektedir. Son zamanlarda deney cihazlarının hassasiyetlerinin artması ile birlikte bu aşamaların da aslında kendi içlerinde çeşitli alt gruplardan oluştuğu anlaşılmıştır.

Tezde zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı tanımlanırken; yapılan araştırmaların da desteklediği gibi değişik deformasyon aşamaları dikkate alındı. Gerilme-deformasyon davranışını incelemek için oluşturulan eğrilerde zeminin henüz rijit davranış sergilediği faz için Bolton ve Öztoprak'ın rijitlik modeli kullanıldı. Zeminin akma noktası bilineerizasyon yöntemi ile belirlendi. Geçiş bölgesinin belirlenmesi için

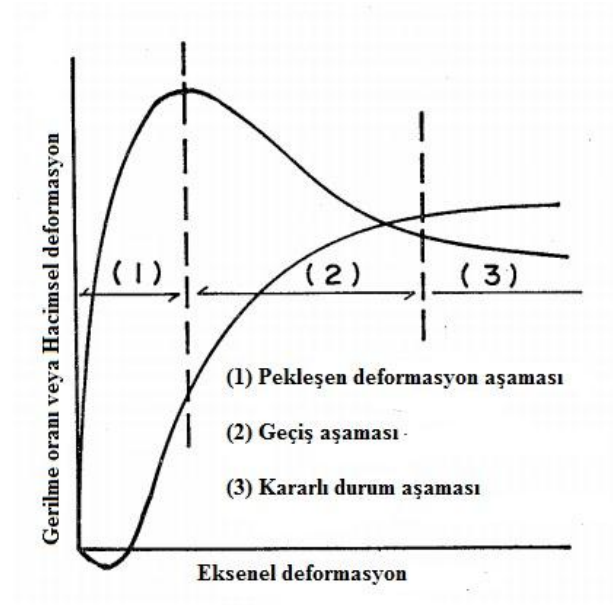
bilineerizasyon yöntemi ile elde edilen akma noktası ile tepe noktasının ortalaması alındı. Sonraki aşamada eğri deformasyon yerelleşmesi dikkate alınarak tanımlandı. Ve son olarak eğriler zeminlerde belirli bir noktadan sonra göçme gözlemlendiği için standart bir oranda kesildi ve bu nokta da gerilme-deformasyon eğrisini oluşturmak için kullanılan noktalardan biri olarak seçildi.

Deneysel verilerin güvenilirliği için kumlara ait deney sonuçları kullanıldı. Kumlara ait verilerin seçilmesindeki temel faktör deney cihazlarının hassasiyet sorunları nedeniyle killere göre daha detaylı sonuçlar vermesinden kaynaklanmaktaydı. İlk olarak araştırmacılar tarafından bugüne kadar yapılmış olan deneyler Getdata Graph Digitizer yazılımı ile hassas bir şekilde dijitize edildi. Araştırmacılara ait kumların gerilme-deformasyon deney verileri gerilme-deformasyon davranışlarına etki ettiği düşünülen pek çok faktör dikkate alınarak kategorize edilerek tablollaştırıldı. Ve tüm deneyler pekleşen zeminler ve yumuşayan zeminler alt kategorilerinde belirtilen yöntemler ile yeniden modellendi.

Tezde tüm numunelere ait veriler derlendikten sonra; bugüne kadar araştırmacılar tarafından gerilme-deformasyon davranışlarına etki ettiği belirtilen faktörlerin (boşluk oranı, rölatif sıkılık, uniformluk katsayısı, çevresel basınç vb.) etkileri incelendi. Bu incelemede gerçekçi sonuçlar elde etmek amacıyla her faktörün etkisi; diğer tüm faktörlere ait büyüklüklerin aynı olduğu veya birbirine çok yakın değerlerde olduğu numunelerin gerilme-deformasyon davranışlarındaki farklılıklar incelenerek yapıldı. Bu şekilde her bir faktörün zeminlerin gerilme-deformasyon davranışlarına olan etkisi izole edilerek bulunmaya çalışıldı. Faktörlerin etkileri matematiksel olarak belirlenmeye çalışıldı. Ve tüm bunlar neticesinde az sayıda veri yardımı ile fazla sayıda deneye gerek kalmadan bir zemin numunesine ait gerilme-deformasyon eğrisinin birkaç faktörün bilinmesi ile modellenmesine çalışıldı ve elde edilen gerilme-deformasyon eğrisi ile zemine ait deneysel gerilme-deformasyon eğrisi karşılaştırıldı.

3.1. ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON EĞRİLERİ

Literatürde zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerininin çeşitli fazlardan meydana geldiğini ifade eden araştırmacılar mevcuttur (Poulos,1971;Oda,1973).

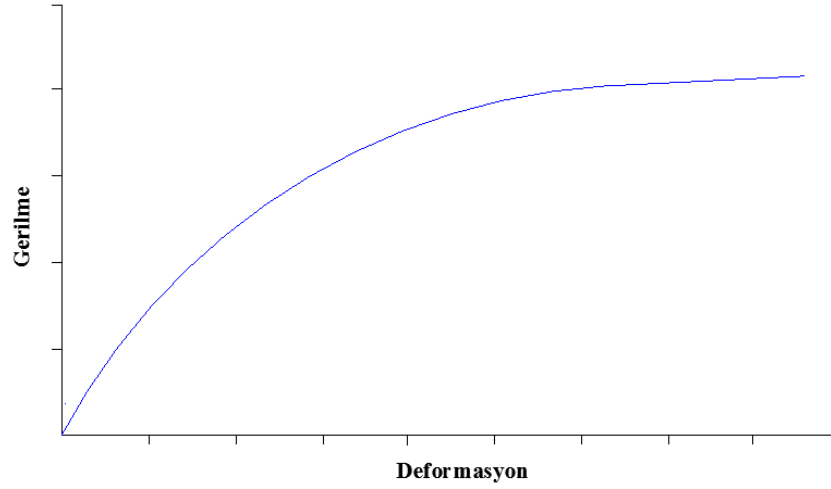


Şekil 3.1. Zeminler gerilme-deformasyon aşamaları (Oda, 1973).

Yine Oda (1973) zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinin üç temel aşamadan meydana geldiğini ifade etmektedir. Şekil 3.1’de Oda (1973) tarafından tanımlanan zeminlere ait tipik gerilme-deformasyon eğrilerinin aşamaları görülmektedir. Zeminlerintipik gerilme oranı-eksenel deformasyon veya hacimsel deformasyon-eksenel deformasyon grafikleri incelendiğinde pekleşen deformasyon aşaması, geçiş aşaması ve kararlı durum aşamasından meydana geldiği görülmektedir.

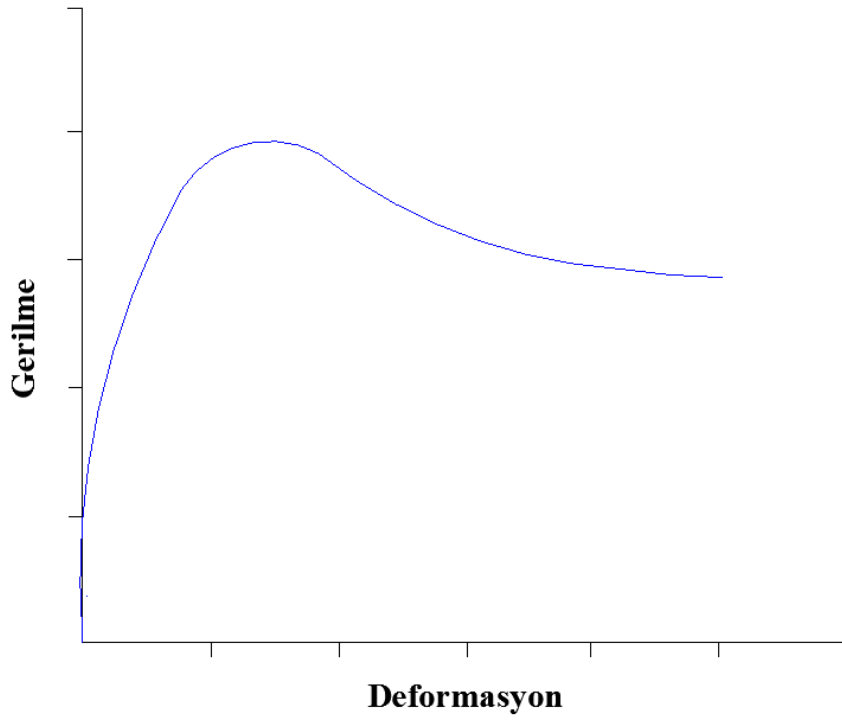
Literatürde yer alan zeminlere ait gerilme-deformasyon eğrileri incelendiği zaman temel olarak iki ana gruba ayrılabilirler görülmektedir. Tüm gerilme-deformasyon eğrileri pekleşen ve yumuşayan olmak üzere iki rejime sahiptirler. Şekil 3.2. ve Şekil 3.3.’de tipik pekleşen ve yumuşayan davranış rejimleri sergileyen zeminlere ait gerilme-deformasyon eğrileri görülmektedir.

Çalışmamızda kullanılan deneysel gerilme-deformasyon eğrilerinin 310 tanesi pekleşen rejim sergileyen gerilme-deformasyon eğrilerine sahiptir ve 240 tanesi yumuşayan rejim sergileyen gerilme-deformasyon eğrilerine sahiptir.



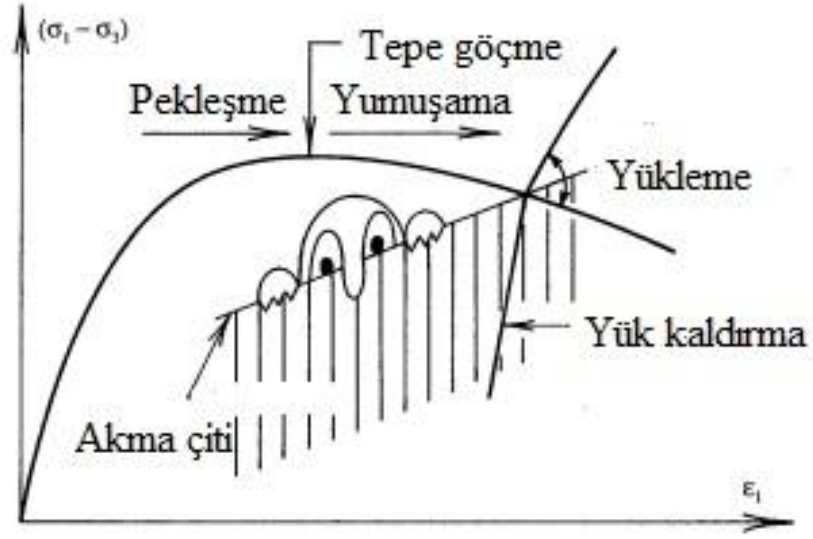
Şekil 3.2.Tipik pekleşen rejim sergileyen zeminlere ait gerilme-deformasyon eğrisi.

Zeminler iki temel gerilme-deformasyon rejimi sergilenmektedirler. Şekil 3.2’de tipik pekleşen rejim sergileyen zeminlere ait gerilme-deformasyon eğrisi görülmektedir. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde pekleşme eğilimi genellikle gevşek numunelerde veya yüksek gerilme seviyelerinde gözlenmektedir (Karstunnen, 2002). Pekleşen rejimlerde kendi içlerinde değişik trendler sergilemektedirler. Pekleşen zemin modellerinde hacimsel pekleşme deviyatörük pekleşme ile tamamlanmaktadır. Deviyatörük pekleşme yüzeyleri deviyatörük deformasyonlarla birlikte göçmeye kadar ilerlemektedir. Pekleşme durumunda akma gerçekleştikten sonra plastik deformasyon gerçekleşmesi için gerilmenin devamlı olarak artırılması gerekmektedir. Şayet gerilme sabit tutulursa, daha fazla plastik deformasyon gözlenmez. Pekleşme literatürde izotropik pekleşme, kinematik pekleşme, karışık pekleşme gibi kurallarla tanımlanmaktadır. . İzotropik pekleşme akma yüzeyinin şeklinin değişmediği fakat artan gerilme ile birlikte genişlediği durumları tanımlamaktadır. İzotropik pekleşmede eğer akma mukavemeti ve basınç başlangıçta eşitse, başka bir deyişle akma yüzeyi gerilme eksenleri ile simetrikse, plastic deformasyon gelişimi ile birlikte aynı kalmaktadırlar. Kinematik pekleşme akma yüzeyinin şeklinin ve büyüklüğünün aynı kaldığı ve çok az değişim gösterdiği durumları tanımlamada kullanılır. İki tanımı bir araya getiren karışık pekleşme tanımları da mevcuttur.



Şekil 3.3. Tipik yumuşayan rejim sergileyen zeminlere ait gerilme-deformasyon eğrisi.

Tipik yumuşayan rejim sergileyen zeminlerin gerilme-deformasyon eğrisi Şekil 3.3’de görülmektedir. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde yumuşama eğilimi genellikle sıkı numunelerde ya da düşük gerilme seviyelerinde gözlenmektedir (Karstunnen, 2002). Literatürde zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinin yumuşama eğilimi göstermeleri için iki değişik ifade mevcuttur. Bazı araştırmacılar gerçekte bir yumuşamanın söz konusu olmadığını belirtmektedirler. Diğer gruptaki araştırmacılar da yumuşamanın olduğunu belirtmekle birlikte sebeplerini değişik faktörlere bağlamaktadırlar. Yumuşayan zeminlerde akma noktası ile göçme birbirlerine yakın noktalarda oluşmaktadır. Yumuşamanın üçeksenli basınç deneylerinde tepe göçme noktasını takip eden bölümde olduğu düşünülmektedir. Bu şartlar altında gerilme-deformasyon ilişkisi yük taşıma kapasitesindeki düşüşle (kararsızlık) ifade edilmektedir. Akma sonrası davranışları inceleyen araştırmacılar akmanın pek çok farklı durumdaki gerilme şartlarında meydana gelebileceğini gözlemlemişlerdir (Lade ve Yamamuro, 1993). Bazı gerilme yollarında elastik davranışın görülebileceğini belirtmişlerdir. Bundan dolayı konvansiyonel akma konsepti yumuşayan rejim sergileyen zeminler için uygulanabilir değildir (Lade, 1995).



Şekil 3.4. Yumuşama rejiminin şematik diyagramı (Lade ve Yamamuro, 1993).

Zeminlerde gerilme-deformasyon davranışın tanımlanabilmesi için ilk olarak pekleşen rejim ve yumuşayan rejim tanımlarının net olarak ifade edilmesi gerekmektedir. Pekleşme ve yumuşama terimleri plastisite teorisinde de kullanılan ifadelerdendir. Tanımların netleştirilmesi malzemelerin gerilme-deformasyon eğrilerinin şeklinin ifadesinde de kritik öneme sahiptir. Pekleşme efektif gerilme kriteri ile tanımlanan tepe göçmeden önce meydana gelmektedir. Göçme yüzeyinde plastik deformasyona yol açan herhangi bir gerilme yolu pekleşmeye sebep olur. Gerilme yolu düşen gerilmelere sahip olsa bile pekleşme gerçekleşir. Zemin davranışı kararlı da olsa kararsız da olsa hacim değişimi bu durumda etkilenmektedir (Genleşme veya sıkılaşma). Zemin davranışı yumuşama eğilimi gösterir gibi olsada gerçek yumuşama göçmeden sonra gözlenmektedir. Üçeksenli basınç deneylerinde yumuşamanın kayma düzlemleri ile ilişkisi olmadığı belirtilmiştir. Göçmeden sonra da dikkate alınması gereken deformasyonlar kayma düzlemlerinin belirmesinden önce de meydana gelebilmektedir. Karşılaştırılacak olurlarsa kayma düzlemleri göçme noktasına çok yakın noktalarda oluşmaktadır (Tatsuoka ve ark., 1990).

3.2. ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞINI TANIMLAYAN FAKTÖRLERİN BELİRLENMESİ

Literatürde zeminlerin gerilme-deformasyon davranışına etkisi olduğu düşünülen pek çok faktör tanımlanmıştır. Bu faktörleri Poulos (1985) mükemmel bir şekilde kategorize etmiştir.

Tablo 3.1. Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını etkileyen faktörler (Poulos, 1971).

Faktör	Tanımlayıcı Özellikler
Zemin bileşimi	Mineraloji
	Tane büyüklüğü ve tane dağılımı
	Boşluk sıvısı tipi ve muhtevası
	Taneler ve boşluk sıvısındaki iyonlar
Yapı	Katmanlar, kısımlar (Anizotropi)
	Kesişimler, kayma yüzeyleri, boşluklar, içerikler ve paketler (homojen olmamak)
	Çimentolama
Durum (Başlangıç)	Minör asal efektif gerilme
	Kayma gerilmesi (Gerilme oranı)
	Boşluk oranı (Sıkılık)
	Sıcaklık
Yükleme metodu	Efektif gerilme doğrultusu
	Toplam gerilme doğrultusu (Deney tipi)
	Drenaj seviyesi (Drene, drene olmamış, orta)
	Yükleme tipi
	Magnitüd
	Hız (Statik, dinamik)
	Zaman tarihi (monoton, tekrarlı)

Tablo 3.1’de zeminlerin gerilme-deformasyon davranışına etkisi olduğu düşünülen faktörler görülmektedir. Literatürde tüm bu faktörlerin etkisi için farklı araştırmacılar tarafından yapılmış pek çok araştırma mevcuttur. Tüm bu araştırmalarda genellikle karşılaştırma faktörü olarak dikkate alınan parametreler olan rölatif sıkılık (D_r), boşluk oranı (e), uniformluk katsayısı (U_c) ile çevresel basınç (σ_3) bizim çalışmamızda da karşılaştırma faktörleri olarak dikkate alınmıştır.

3.3. ZEMİNLERİN RİJİTLİK BÖLGESİNDE DAVRANIŞININ TANIMLANMASI

Zeminlerin deformasyonu çoğunlukla küçük deformasyon (%0.01) ile orta seviyedeki deformasyon (%0.5) aralığında meydana gelmektedir. Bu deformasyon aralığında zeminlerin henüz plastisitenin kontrol ettiği bölgeden uzak olduğu ve doğrusal olmayan elastik davranış gösterdiği genellikle kabul edilmektedir. Bu bölgedeki davranış rijitlik yani kayma modülü tarafından kontrol etmektedir. Performansa dayalı tasarımda bu bölge tanımlamak oldukça zor bir konudur. Tabii ki herhangi bir deformasyon analizinde de kayma modülü ve değişiminin doğru olarak hesaba katılması gereklidir. Oysa ki deneylerin kompleks olması ve özel alet gerektirmesi, ayrıca taneli zeminlerde numune almadaki zorluklar kayma modülünün azalımını elde etmek yerine sabit kayma modülü kullanmaya yönlendirmektedir. Sabit kayma modülü için de genellikle de maksimum kayma modülünün yarısını kullanmak tercih edilmektedir. Maksimum kayma modülü G_o jeofizik ölçümler (sismik kırınım, yüzey dalgaları-MASW, PS-logging) ile elde edilebilirken, ampirik denklemlerle de oldukça başarılı bir şekilde elde edilebilmektedir (Öztoprak, 2013).

Kayma modülünün deformasyonla azalımı 1970'lerde zemin dinamiğinde gözlenmeye başlamış ve sıvılaşma ile büyütmeyi değerlendirmek açısından önemli miktarda kumların rijitliği çalışması yayınlanmıştır. Sekant kayma modülünün birim şekil değiştirmenin büyüklüğüne bağlılığı rezonant (titreşimli) kolon deneyi (RCT) veya gelişmiş dinamik üç eksenli deneyi (CLTXT) ile birçok araştırmacı tarafından gösterilmiştir (Seed ve Idriss, 1970; Hardin ve Drnevich, 1972; Iwasaki ve diğ., 1978; Kokusho, 1980). Kayma modülü azalımının statik yükleme sırasında da olduğu ise 1980'lerin ortalarına rastlar. (Jardine ve diğ., 1986, Atkinson ve Sallfors, 1991; Simpson, 1992). Hardin ve Richart (1963) tarafından önerilen maksimum kayma modülü, G_o 'ın orjinal ilişkisi değişik deformasyon durumlarını da yansıtacak şekilde boyutsuz olarak

$$G = A(\gamma) \cdot F(e) \cdot p_a \cdot (p' / p_a)^{m(\gamma)} \quad (3.1)$$

şeklinde tanımlanır. Burada; $A(\gamma)$ ve $m(\gamma)$ kayma deformasyonuna bağlı parametreler, p_a atmosfer basıncı, p' ortalama efektif gerilme, and $F(e)$ boşluk oranı fonksiyonu olup yuvarlak kumlar için $(2.17-e)^2/(1+e)$ olarak tanımlanmaktadır. Maksimum kayma modülü G_o hesaplanırken $m(\gamma)$ genellikle 0.5 alınmaktadır. Buna ilaveten, kayma modülünü tanımlamak için Hardin ve Drnevich (1972), Ishibashi ve Zhang (1993), Fahey ve Carter (1993) ve Darendeli (2001) gibi birçok araştırmacı aşağıdaki hiperbolik ilişkiyi;

$$\left(\frac{G}{G_o} \right) = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)} \quad (3.2)$$

modifiye ederek önermişlerdir. Jardine ve diğ. (1986) ise bir polinom denklemi ile kayma modülünü tanımlamıştır.

Elde edilen kayma modülü azalım eğrisine bir modifiye hiperbol eşleştirilmiştir. Bu hiperbolik ilişki Darendeli (2001) tarafından önerilen hiperbolik ilişkiye benzer olup denklem (3.3) ile tanımlanmıştır:

$$\left(\frac{G}{G_o} \right) = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma - \gamma_e}{\gamma_r} \right)^a} \quad (\gamma < \gamma_e \text{ olduğunda } G/G_o = 1.0) \quad (3.3)$$

Alt sınır: $\gamma_e = 0$; $\gamma_r = 0.02\%$; $a = 0.88$

Medyan: $\gamma_e = 0.0007\%$; $\gamma_r = 0.044\%$; $a = 0.88$

Üst sınır: $\gamma_e = 0.003\%$; $\gamma_r = 0.10\%$; $a = 0.88$

Eğri eşleştirme için üç parametre kullanılmıştır: Elastik eşik deformasyonu (γ_e), referans deformasyon (γ_r) ve eğrilik parametresi (a). Referans deformasyon kayma modülünü yarılayan deformasyondur. γ_e azalımın hangi deformasyonda başladığını, a ise azalımın hızını kontrol etmektedir. Burada, daha önceki çalışmalardan farklı olan γ_e parametresi denkleme eklenmesidir. γ_e küçük deformasyonlardaki çimentolaşma ve kilitlenme mekanizmaları ile yüksek çevre basınçlarının etkilerini modellemede oldukça yararlıdır.

Öztoprak ve Bolton tarafından önerilen hiperbolik model üç parametresi aşağıdaki gibi tanımlanmıştır:

$$\gamma_r (\%) = 0.01 \cdot U_c^{-0.3} \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right) + 0.08 \cdot e \cdot I_D \quad (3.4)$$

$$\gamma_e (\%) = 0.0002 + 0.012 \cdot \gamma_r (\%) \quad (3.5)$$

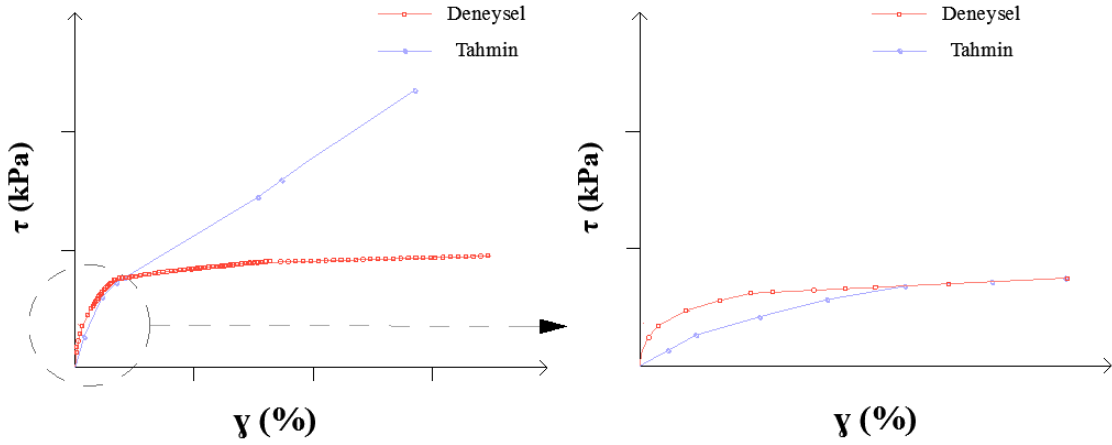
$$a = U_c^{-0.075} \quad (3.6)$$

Bahsedilen denklemler ile maksimum kayma modülü G_o 'ı Öztoprak ve Bolton (2013) tarafından aşağıdaki gibi tanımlanmıştır:

$$G_o = \frac{5760 \cdot p_a}{(1 + e)^3} \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{0.5} \quad (3.7)$$

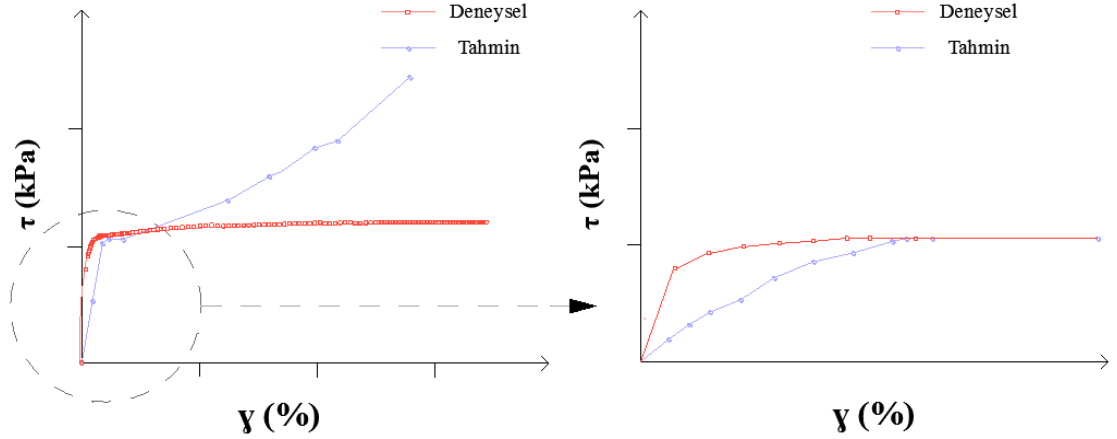
Çalışmamızda veritabanında bulunan deneysel verilerin yeniden oluşturulması sırasında zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinin küçük deformasyonlar için geçerli olan rijitlik kontrollü davranışını tanımlamada Bolton-Öztoprak rijitlik modeli kullanılmıştır.

Veritabanını oluşturmada kullanılan 45 araştırmacıya ait 550 deneye ait veri model ile yeniden oluşturulmuştur. Model ile deneysel verilerin çok büyük oranda örtüştüğü görülmüştür. Altta yer alan şekillerde deneysel veri ile Öztoprak-Bolton rijitlik modelinin gerçeğe çok yakın sonuçlar verdiği görülmektedir.



Şekil 3.5.Öztoprak ve Bolton rijitlik modeli ile elde edilen Cabo Rajo kumuna ait tipik eğri
a)Gerilme-deformasyon eğrisi b) Stiffness bölgesi.

Cabo Rojo kumuna ait gerilme-deformasyon eğrisine ait gerilme-deformasyon eğrisi ve Öztoprak-Bolton stiffness modeli ile elde edilen stiffness bölgesi Şekil 3.5’de görülmektedir. Zeminler incelendiği zaman başlangıçta bütün numunelerin stiffness kontrolünde davranış sergiledikleri görülmektedir. Deformasyonun çok küçük olduğu stiffness bölgesindeki zemin davranışını modellemek için Öztoprak-Bolton stiffness modeli kullanılmıştır. Görüleceği gibi Öztoprak-Bolton modeli ile tahmin edilen eğri ile deneysel veriler stiffness bölgesinde büyük oranda örtüşmektedir. Bundan dolayı veritabanı oluşturulurken stiffness bölgesi için bütün deneysel zemin numunelerine ait gerilme-deformasyon eğrilerinin stiffness bölgesi Öztoprak-Bolton modeli ile modellenmiştir.



Şekil 3.6.Öztoprak ve Bolton rijitlik modeli ile elde edilen Ottawa kumuna ait tipik eğri a) Gerilme-deformasyon eğrisi b)Stiffness bölgesi.

Yine Vaid (1995) tarafından Fraser nehir kumu ile yapılan üçeksenli basınç deneyi ile elde edilen gerilme-deformasyon eğrisine ait grafikler Şekil 3.6’da görülmektedir. Deneysel veriler ile model ile oluşturulan eğrinin büyük oranda örtüştükleri görülmektedir. Bolton-Öztoprak (2013) stiffness modeli ile elde edilen eğri ile deneysel eğrinin küçük deformasyon aşamalarında örtüştükleri şekilden de görülmektedir. Başlangıçta stiffness etkisinde olan zeminlerin gerilme-deformasyon davranışında daha sonra farklı etkenler devreye girmekte ve davranışı stiffness kontrolünden çıkmaktadır.

Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını tanımlamak için yapılan çalışmamızda %1’e kadar meydana gelen küçük deformasyon değerlerinde kayma modülünün temel faktör olduğu gözlemlenmiş ve veritabanını oluştururken rijit davranışının etkili olduğu gerilme-deformasyon aşaması Öztoprak-Bolton rijitlik modeli ile tanımlanmıştır.

3.4. ZEMİNLERİN GEÇİŞ BÖLGESİNDE DAVRANIŞININ TANIMLANMASI

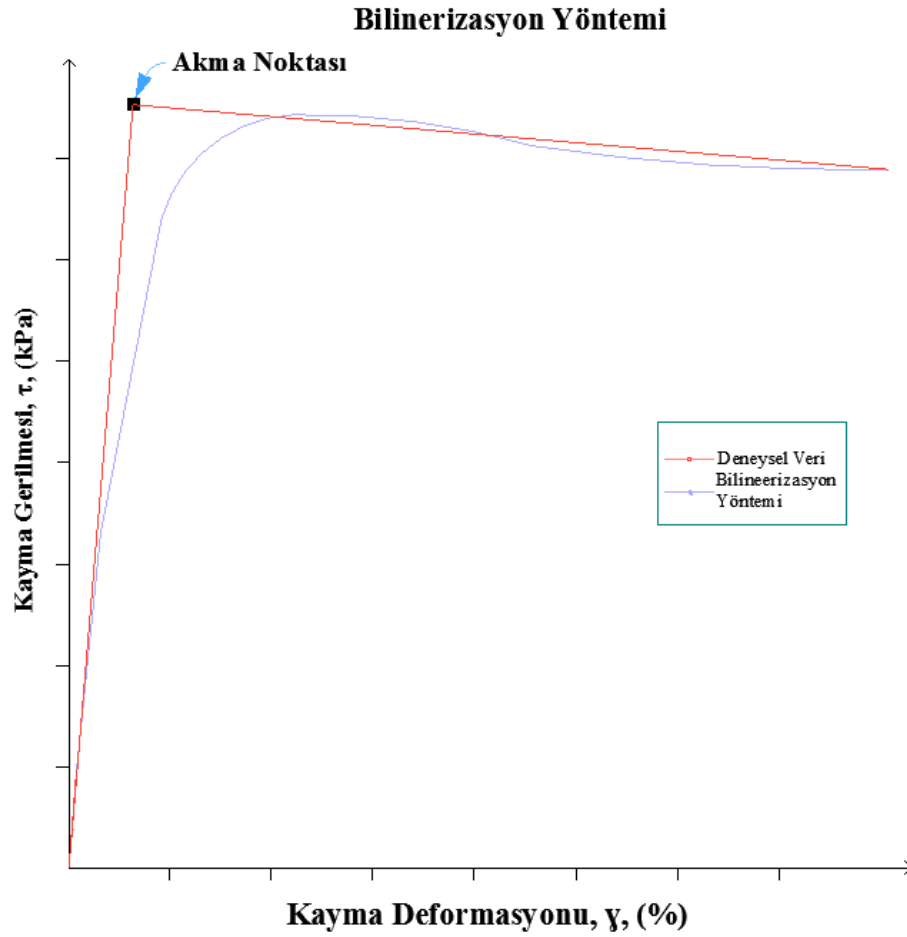
Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı küçük deformasyonlar için rijitlik etkisindeyken, bunu takip eden geçiş bölgesinde rijitlik etkisini kaybetmektedir lakin henüz etkisini tam anlamıyla yitirmemiştir. Gerilme-deformasyon eğrisinin bu bölgesini tanımlamak için zeminlerde akma kavramı uygun bir kriter olarak düşünülebilir. Zeminlerde akmanın literatürde net bir tanımının olmaması önemli bir sorun teşkil etmektedir. Üzerinde görüş birliğine varılmış genel bir akma tanımı olmadığı gibi akmayı belirlemede kullanılan yöntemler ve elde edilen akma noktaları araştırmacılar arasında büyük farklılıklar göstermektedir. Genelleştirmek için en basit hali ile akma zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde dramatik değişiklikler gözlenmeye başlanması olarak tanımlanabilir. Akma noktası da bu aşamanın başladığı nokta olarak tanımlanabilir. Son yıllarda bazı araştırmacılar(Jardine,1985;Kuwano,1999) akmanın birkaç fazdan meydana geldiğini gözlemlemişler ve çoklu akma tanımlamasını kullanmışlardır. Kuwano (1999) tarafından tanımlanan çoklu akmanın aşamaları alttaki tabloda görülmektedir.

Tablo 3.2. Çoklu akma aşamaları (Kuwano, 1999).

Akma noktası	Mikro boyutta	Makro boyutta	
		Drenajlı	Drenajsız
Y_1	Tane temasları uygulanan normal kuvvetler altında akmaya başlar.	Gerilme-deformasyon eğrisinin lineer kısmının sonu	
Y_2	Taneler normal ve tanjantal kuvvetler altında kaymaya başlar. Yük kolonları kırılır.	Deformasyon vektörünün doğrultusunda değişme($d\epsilon_{vol}, d\epsilon_s$)	Boşluk suyu basıncında değişime
Y_3	Taneler dönmeye başlar ve görece büyük boyutlu tane hareketleri gözlenir	Plastik deformasyon etkisi toplam deformasyonun %95'inden büyüktür.	Efektif gerilmede rotasyon başlangıcı
		Gerilme-deformasyon eğrisinin eğiminde değişme	
Y_4	Taneler kaymanın devam etmesi için çözülmektedir ve genleşme olur.	Son kuvvetli genleşmenin başlangıcı	Sıkılaştan davranıştan genleşen davranışa

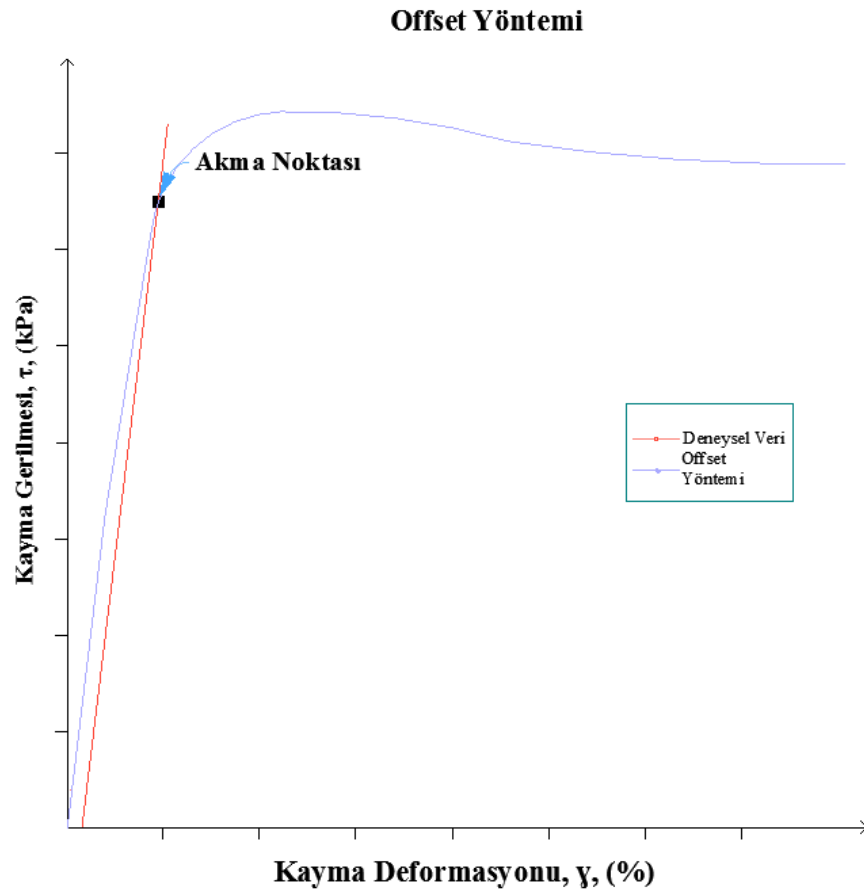
Akmanın belirli bir anda gerçekleşmediğini ve akmanın bir süreç şeklinde tanımlanması gerektiğini belirten araştırmacılar da mevcuttur.

Bu çalışmada akma noktasının belirlenmesi için bilineerizasyon yöntemi ve offset yöntemi olmak üzere iki yöntem kullanıldı. İki yönteme ek olarak literatürdeki genel “Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışlarında gözlemlenen dramatik değişim” tanımından yola çıkarak üçüncü bir akma noktası da grafiklerdeki dramatik değişim noktaları seçilerek elde edilen akma noktalarının doğruluğu kontrol edildi. Altta yer alan şekilde bilineerizasyon yöntemi ile akma noktasının belirlenmesi görülmektedir.



Şekil 3.7. Bilineerizasyon yöntemi ile elde edilen akma noktası.

Bilineerizasyon yönteminde akma noktasını elde etmek için gerilme-deformasyon eğrisinin başlangıç noktasından (orijin) başlayan bir doğru ile son noktasından başlayan bir doğru birleştirilir. Amaçlanan iki doğrunun kesişimi ile elde edilen şeklin altında kalan alan ile deneysel veriye ait gerilme-deformasyon eğrisinin altında kalan alanın birbirlerine eşit olmasıdır. Bu koşulun sağlandığı nokta akma noktası olarak kabul edilir.



Şekil 3.8.Offset yöntemi ile elde edilen akma noktası.

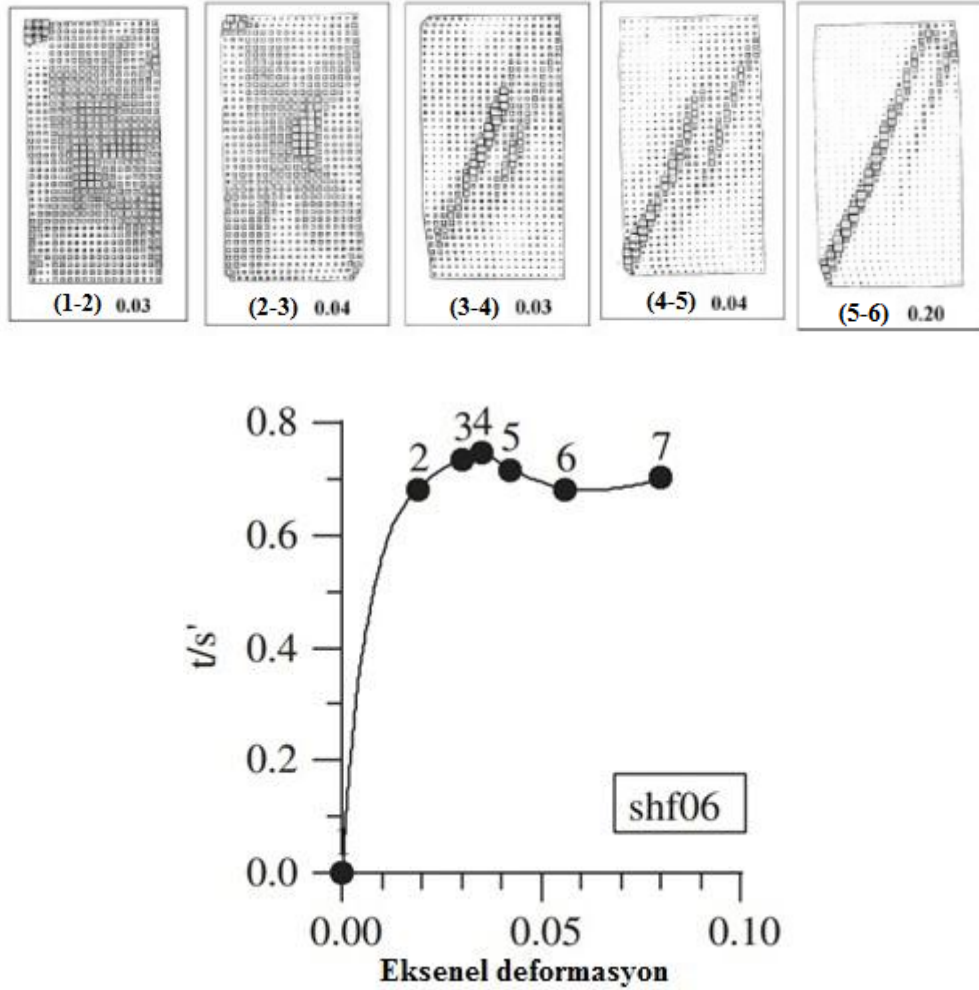
Offset yöntemi deneysel veriler ile elde edilmiş gerilme-deformasyon eğrisine %0.2 öteleme ile teğet geçirilen eğrinin geçek eğri ile kesiştiği nokta vasıtası ile akma noktası elde edilmesine dayanmaktadır. Veritabanı çalışmasında kullanılan ikinci tanımlama noktasında kullanılmaktadır.

3.5. ZEMİNLERİN DEFORMASYON YERELLEŞMESİ KONTROLÜNDE DAVRANIŞININ TANIMLANMASI

Kayma esnasında deformasyonun ince bölgeler halinde yoğunlaşarak yerelleşmesi zeminlerde gözlenen durumlardandır ve bu oluşumlara kayma bantları (bantlaşma) adı verilmektedir. Zemin yapılarının deformasyon özellikleri ve zemin davranışı kayma bantları ile doğrudan alakalıdır. Hem geoteknik yapılarda hem de laboratuvar deneylerinde deformasyon yerelleşmesi uzun zamandır gözlenmekte olmasına karşın zemin malzemelerinde kayma bantlarının araştırılmaya başlanması 20-30 yıl önce başlamıştır. Kayma bantlarının oluşum sebebinin bifurkasyon (çatallaşma) ile alakalı olduğu düşünülmesine rağmen teorik ve nümerik olarak tanımlanmaları oldukça zordur. Karlsruhe (1988), Gdansk (1989), Gereble (1993), Gifu (1997), Perth (1999) ve Minneapolis (2002) geoteknik konferanslarında konu irdelenmiştir. Deformasyon yerelleşmesi üzerine araştırmaların yoğunlaşması yetmişlerde başlamıştır (Roscoe, Vardoulakis ve arkadaşları, Arthur ve arkadaşları). Desrues ve Viggiani araştırmalarında kumlarda kayma bantlarının oluşumunu stereofotogrametri yöntemi sıkı ve gevşek Hostun kumu ile yaptıkları 80 deney ile incelemişlerdir. Efektif gerilme ve rölatif sıkılığın kayma bantlarına etkisini incelemişlerdir.

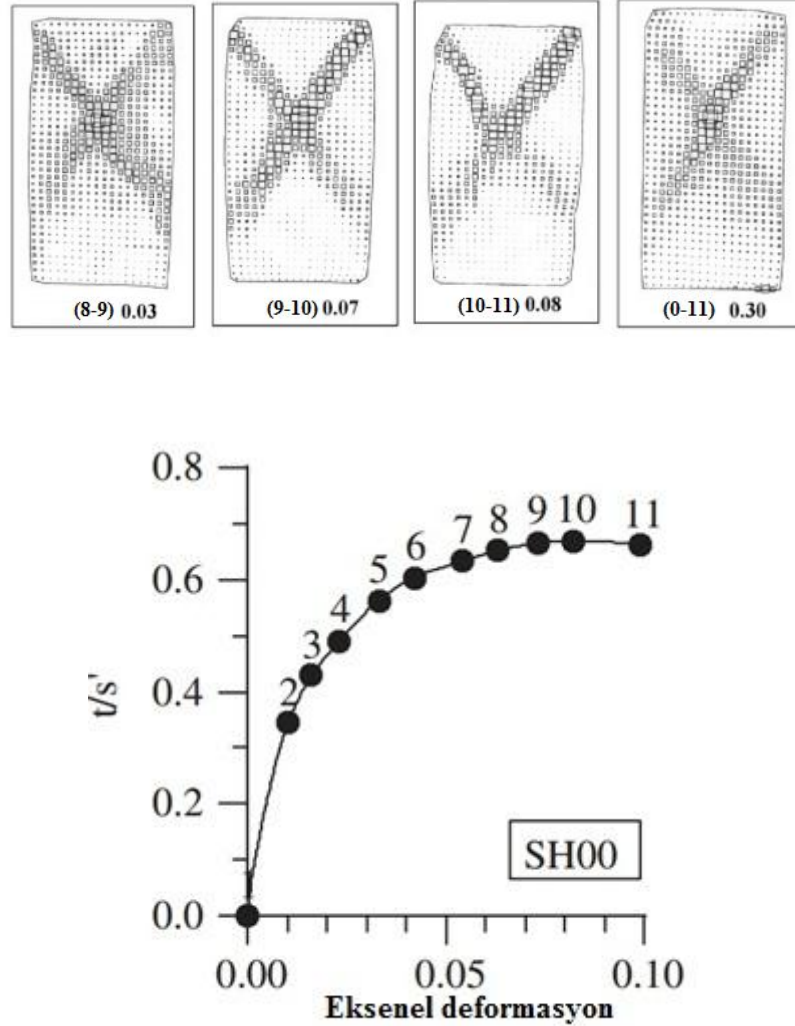
Viggiani'in (2004) ve Finno'nun (1996) zeminlerin deformasyon yerini tayin etmek amacıyla stereofotogrametrik olarak incelediği zemin numunelerinin detaylı fotoğraflarının analizi ile zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinin pek çok aşamadan oluşan bir trende sahip olduğu gözlemlenmiştir. Viggiani tarafından zemin numuneleri ile yapılan deneylerde stereofotogrametrik olarak elde edilen kayma burkulması ve hacimsel deformasyon yoğunlukları ile bunlara ait grafikler şekillerde gösterilmektedir. Deneylerine ait veriler incelendiği zaman görülecektir ki zeminler çok küçük gerilmelerde rijit davranış sergilemektedir. Rijit davranıştan sonra bir ara geçiş fazı gözlemlenmektedir. Bu ara geçiş fazında akmaya ait ilk belirtiler gözlemlenmeye başlamakta ve daha sonra zemin plastik malzeme davranışı sergilediği aşamaya geçmekte ve akma gözlemlenmektedir. En son fazda zemin göçmektedir. 20 seneden uzun süren deneylerinde başlangıçta kayma bantlarını tanımlamaya çalışmışlardır. Fotoğrafların sistematik analizi her deney için deformasyon lokalizasyonunu

incelenmesine imkan vermektedir. Seçilen deneyler için efektif gerilme oranı t/s' ile eksenel gerilme olarak gerilme-deformasyon davranışı görülmektedir. Shf06 deneyine ait numunenin stereofotogrametrik görseli ve zamana bağlı deformasyon eğrisi Şekil 3.9.'da gösterilmektedir. Shf06 deneyi ile gözlemlenen deformasyon lokalizasyonu fig4'te ayrıntılı olarak görülmektedir. Kayma deformasyonu bölgeleri ile paralel deformasyon lokalizasyonu bölgesinin oluşumunu 3-4 noktalarında, tepe gerilmenin ardından 3. Fotoğraftan önce lokalizasyon görülmemektedir ama kayma deformasyonu alanları homojen alanları homojen olmayan deformasyonun 2-3 noktalarında başladığı düşünülebilir.



Şekil 3.9. Stereofotogrametrik olarak elde edilen kayma burkulması ve hacimsel deformasyon yoğunlukları – Deney shf06 (Viggiani, 2004).

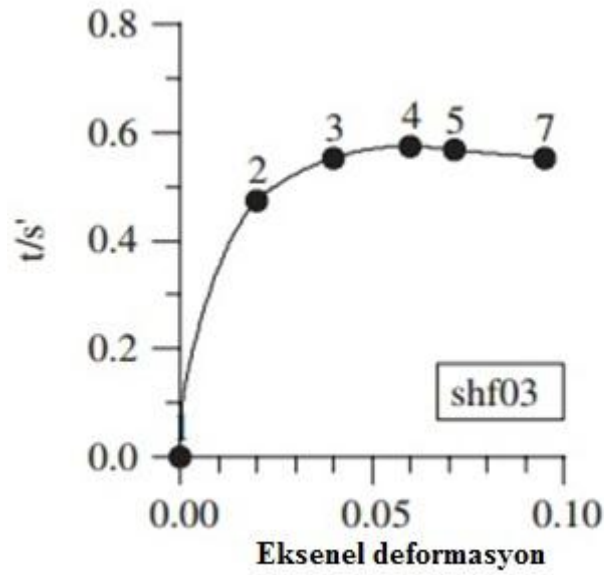
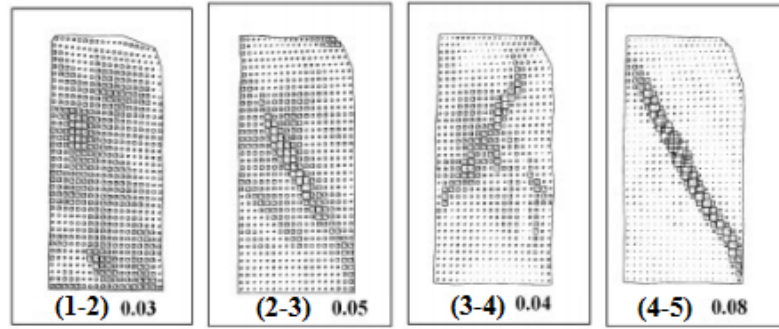
Numunede gözlemlenen gerçek deformasyonlar; hemen sağında yer alan deformasyon eğrisi ile karşılaştırıldığında deformasyonun belirgin hale gelmesinin 3-4 noktalarına karşılık geldiğini ve son aşamada göçmenin meydana geldiğini görebilmekteyiz. Sertleşen zeminlerin tipik gerilme-deformasyon eğrisine sahip olan shf06 numunesinin aksine Şekil 3.10.'da gösterilen SH00 numunesi yumuşayan zeminlerin gerilme-deformasyon trendine sahiptir.



Şekil 3.10. Stereofotogrametrik olarak elde edilen kayma burkulması ve hacimsel deformasyon yoğunlukları – Deney SH00 (Viggiani, 2004).

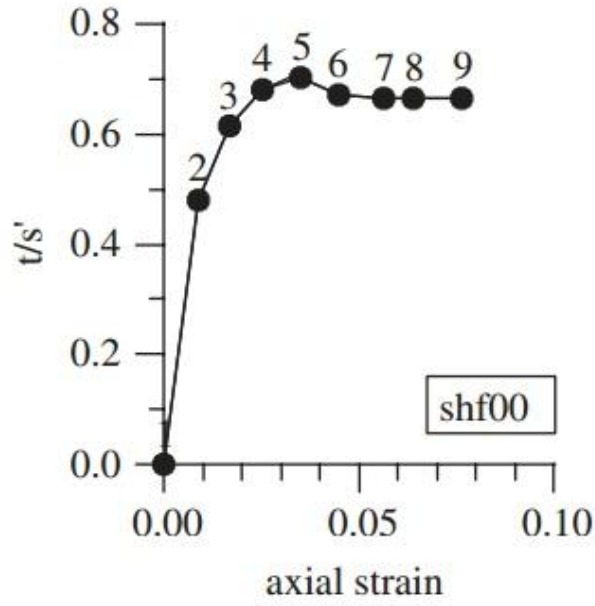
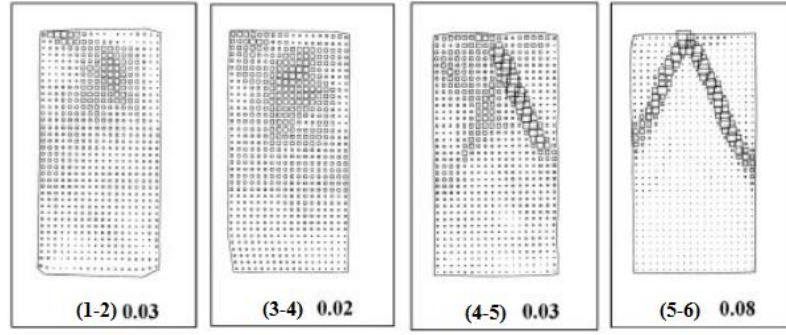
Şekil 3.10'da SH00 numunesine ait gerilme-deformasyon eğrisi görülmektedir. SH00 numunesine ait deneylerden elde edilen deformasyon bölgeleri görülmektedir. Şekilde gösterilmemesine rağmen 8. fotoğrafa kadar deformasyon yerelleşmesi gözlenmektedir.

Yine deformasyon yerelleşmesi gerilme oranının tepe noktasının hemen ardından meydana gelmektedir. 8-9 noktalarında ilk x biçimli deformasyonlar gözlenmektedir. 10-11 de hem sıkışan hem genişlen davranış gözlenmektedir.



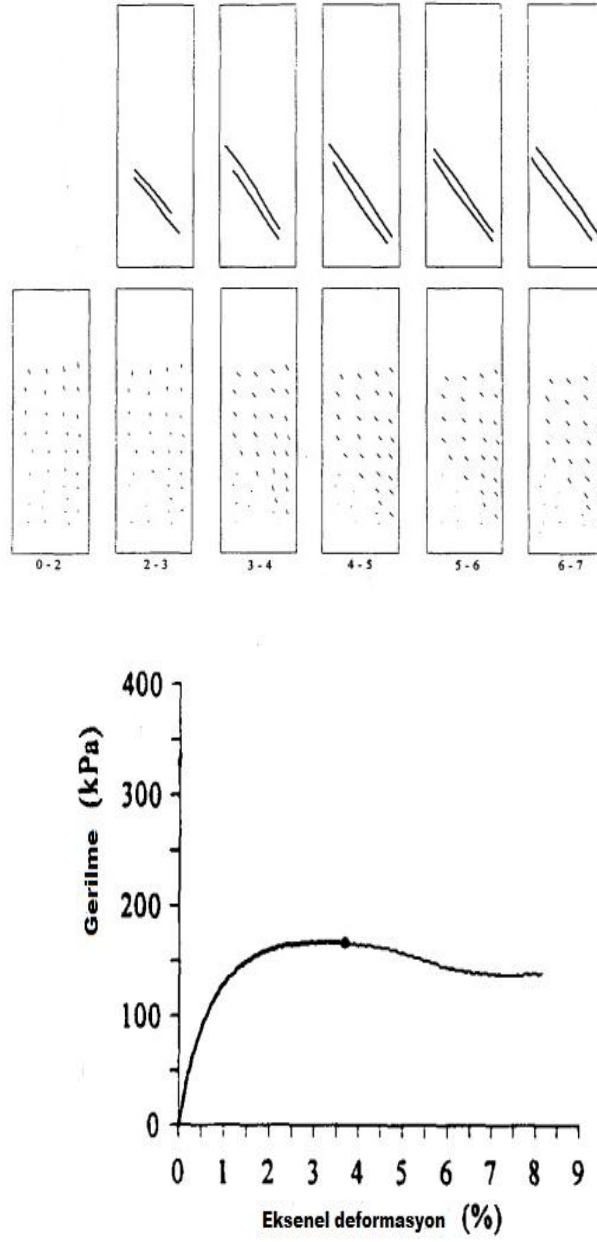
Şekil 3.11. Stereofotogrametrik olarak elde edilen kayma burkulması ve hacimsel deformasyon yoğunlukları – Deney shf03 (Viggiani, 2004).

Şekil 3.11’de shf03 numunesine ait gerilme-deformasyon eğrisi görülmektedir. shf03 deneyine ait kayma deformasyon bölgeleri incelendiğinde yerleşen ilk bölge 2-3’te oluşmaktadır ve 3-4 de konjüge deformasyon görülmektedir. 4-5 te 2-3 ile aynı yönde deformasyon görülmektedir.



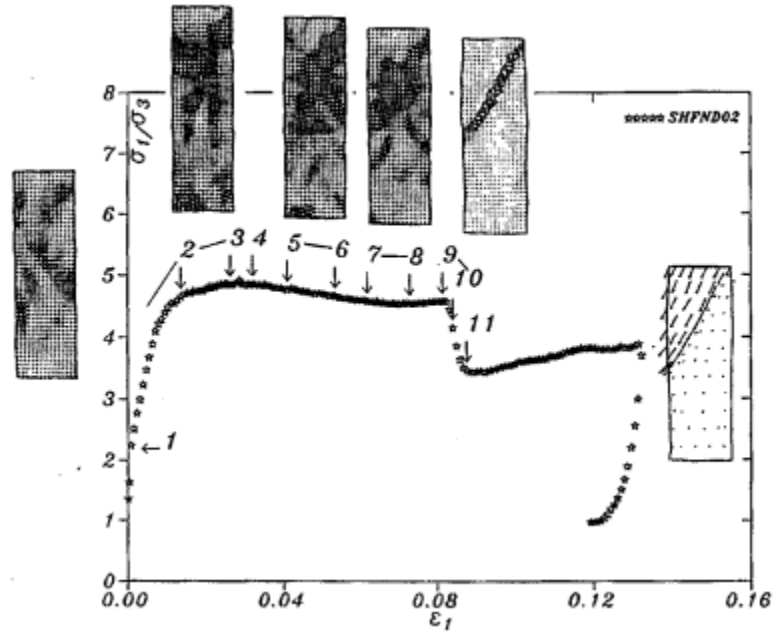
Şekil 3.12. Stereofotogrametrik olarak elde edilen kayma burkulması ve hacimsel deformasyon yoğunlukları – Deney shf00 (Viggiani, 2004).

Şekil 3.12’de shf00 deneyine ait kayma deformasyon bölgeleri görülmektedir. Numunenin üst tarafında ilk defa 4-5 noktalarında kayma bantları görülmektedir. 5-6 da başka bir kayma bandı oluşmaktadır. Hacimsel deformasyon kayma deformasyonu ile aynı bantta yerleşme olmaktadır ve kayma bandı genişleşebilir özelliktedir.



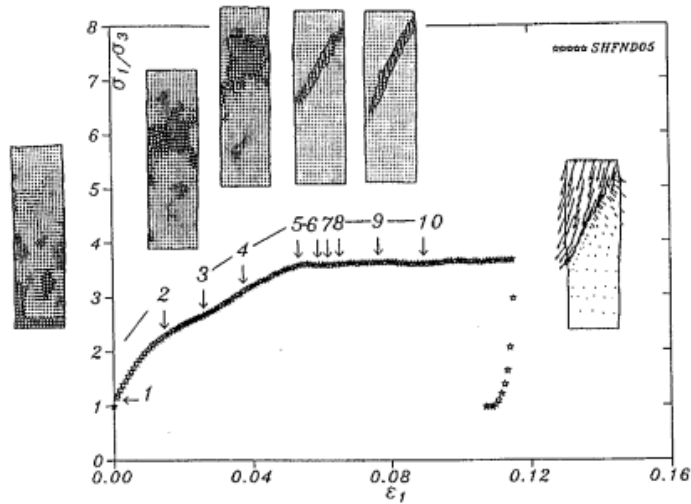
Şekil 3.13. Stereofotogrametrik olarak elde edilen eksenel deformasyon ve hacimsel deformasyon yoğunlukları (Finno, 1996).

Finno (1996) tarafından da stereofotogrametrik olarak elde edilen eksenel deformasyon ve hacimsel deformasyon yoğunlukları Şekil 3.13.'te görülmektedir ve incelendikleri zaman Finno (1996) ve Viggiani (2004) tarafından benzer bulgular elde edildiği anlaşılmaktadır.



Şekil 3.14.Sıkı Hostun kumunun deformasyon yerelleşmesi (Mokni ve Desrues,1998).

Yine benzer bir şekilde Mokni ve Desrues tarafından sıkı Hostun kumunun drenajsız koşullarda yapılan incelemesinde deformasyon yerelleşmesi için benzer sonuçlar elde edilmiştir. Deformasyon yerelleşmesi 9. noktayı takip eden ani düşüşün ardından gözlenmektedir.



Şekil 3.15.Gevşek Hostun kumunun deformasyon yerelleşmesi (Mokni ve Desrues,1998).

Gevşek Hostun kumunda yaptığı incelemelerde de deformasyon yerelleşmesi 5.noktasından itibaren başlamaktadır.

3.6. VERİTABANI OLUŞTURULMASI

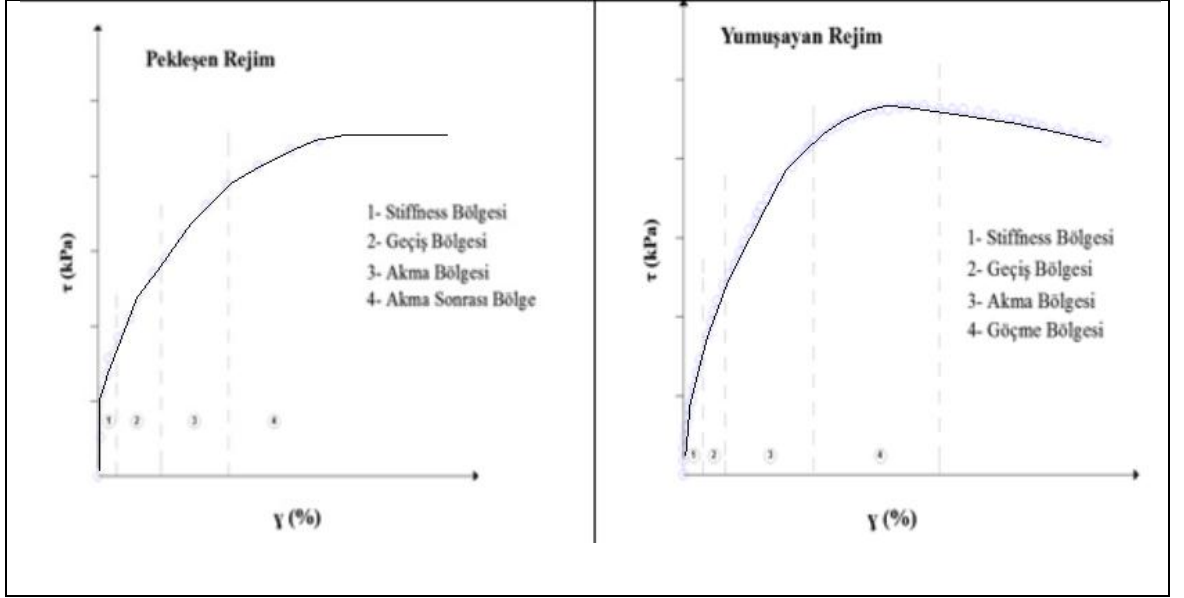
Veritabanı oluşturulurken taneli zeminlerin üç eksenli basınç deneyinde iki temel rejim sergilemeleri dikkate alınmıştır. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrileri pekleşen rejim sergileyenler ve yumuşayan rejim sergileyenler olarak iki ana gruba ayrılmaktadır. Veritabanında kum ile yapılan üç eksenli basınç deneyi ile elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri kullanılmıştır. Bu eğrilerin alındığı deneylerin özet bilgileri Tablo 4.1’de görülmektedir.

Tablo 4.1. Veritabanı özeti

Referans	Zemin malzemesi ve tanımı	Deney tipi ve drenaj durumu	Değiştirilen faktör	Deney sayısı
Arango ve ark. (2006)	Cabo Rojo kumu	TXT (U)	σ_3, D_r, U_o, e	14
Çabalar. (2013)	Narlı kumu, Birecik kumu	TXT (CU)	σ_3, D_r, U_o, e	11
Juneja. (2010)	Gujarat kumu	TXT (CU)(CD)	e, D_r	9
Konrad. (1990)	DS kumu (köşeli), WA kumu (Yuvarlak)	TXT (U)	$\sigma_3, D_r, U_o, e, D_{50}$	8
Madhu. (1995)	Nevada kumu, Ione kumu	TXT (D)(U)	$\sigma_3, D_r, U_o, e, D_{50}$	9
Sasiharan. (2006)	Ottawa kumu	TXT (D)(U)	σ_3, e	12
Vaid (1995)	Fraser Nehir kumu	TXT (D)(U)	σ_3, D_r, e	9
Verdugo (1996)	Toyoura kumu	TXT (D)(U)	σ_3, D_r, U_o, e	3
Wang (2005)	Portaway Kumu	TXT (D)(U)	σ_3, D_r, e	10

Veritabanında kullanılan referanslar, kullanılan malzeme ve tanımı, deney tipi ve drenaj durumu, deney sırasında değiştirilen faktörler ve seçilen deney sayısı bu tabloda görülmektedir. İncelenen deneylerinden elde edilen verilerin hepsi üç eksenli basınç deneyi ile elde edilmiştir. Drenaj koşulları ise farklılık göstermektedir. Deneylerde çevresel basınç (σ_3), rölatif sıkılık (D_r), uniformluk katsayısı (C_u) ve boşluk oranı (e) değişiminin gerilme-deformasyon davranışına etkisi incelenmiştir. Deneylerde Cabo Rojo kumu, Narlı kumu, Birecik kumu, Gujarat kumu, DS kumu, WA kumu, Nevada kumu, Ione kumu, Fraser Nehir kumu, Toyoura kumu ve Portaway kumu incelenmiştir. Bu malzemelerden çoğu temel özellikleri üzerine sayısız deney yapılmış genel özellikleri belirlenmiş kumlardır.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinin tanımlanmasında izlenen temel konsept Şekil 3.16’da görülmektedir.



Şekil 3.16. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinin tanımlanması.

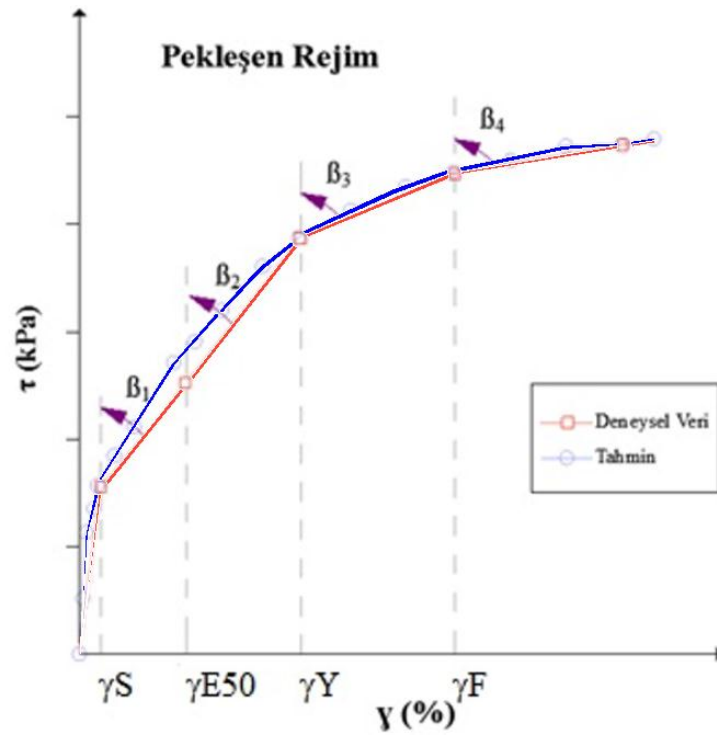
Pekleşen rejim sergileyen eğriler ile yumuşayan rejim sergileyen eğriler arasında belirgin farklılıklar mevcuttur. Pekleşen rejim sergileyen eğrilerde eğri sürekli bir artış trendine sahiptir ve akma noktası ile göçme noktasının eğri üzerinde tayini yumuşayan rejim sergileyenlere göre daha zordur. Yumuşayan rejim sergileyen eğrilerde akma noktasının yerinin tayin edilmesi yine de zor olsada belirgin bir göçme noktası eğri üzerinde görülebilmektedir. Çalışmada zeminlerin gerilme-deformasyon eğrileri veritabanı elde etmek için yeniden oluşturulurken eğrilerin stiffness bölgesi, geçiş bölgesi, akma bölgesi ve göçme bölgesi şeklinde tanımlanabilecek değişik fazlardan meydana gelmeleri dikkate alınmıştır. Bu bölgelerin birbirleri ile ilişkileri (faz değişim noktaları) incelenmiştir Eğri üzerinde faz değişimleri açısıl olarak ifade edilmiştir.

4. BULGULAR

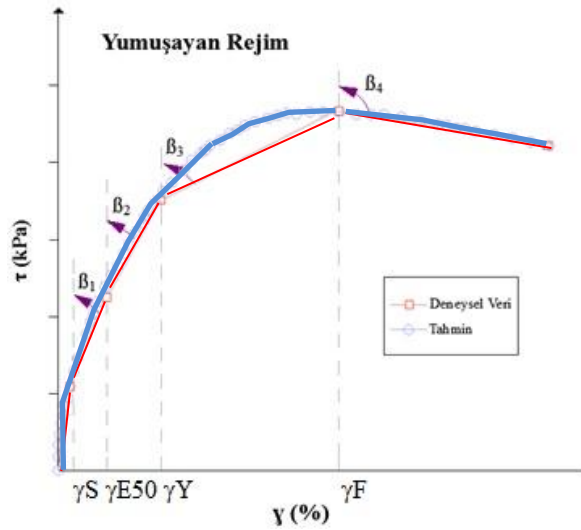
4.1. ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞININ KARAKTERİZASYONU

Literatürde 1960'lı yıllardan günümüze kadar kumlarla yapılmış üç eksenli basınç deneylerinin verileri bir araya getirilerek bir veritabanı meydana getirilmiştir. Dokuz araştırmacının deneysel olarak inceledikleri 86 adet numunenin gerilme-deformasyon eğrileri ile bu numunelerin malzeme özellikleri listelenmiştir. Veritabanı oluşturulurken tüm veriler ilk olarak temel deformasyon rejimlerine göre pekleşen ve yumuşayan zeminler olarak iki ana kategoride sınıflandırılmıştır. Daha sonra bu veriler deneylerin drenajlı ya da drenajsız olmalarına bağlı olarak alt gruplara ayrılmıştır.

Altta yer alan Şekil 4.1.'de deneysel olarak elde edilmiş pekleşen gerilme-deformasyon eğrilerinin çalışmamızda yeniden elde oluşturulmasında izlenen yol görülmektedir.



Şekil 4.1. Tipik pekleşen yeniden oluşturulan gerilme-deformasyon eğrisi.



Şekil 4.2. Tipik yumuşayan yeniden oluşturulan gerilme-deformasyon eğrisi.

γ_S : Rijit davranışın etkili olduğu bu bölge için sınır değerleri belirlemede Öztoprak-Bolton stiffness modeli ile belirlenmiştir

γE50: Rijit davranışın henüz etkisinin tam olarak kaybolmadığı geçiş bölgesinin sınırlarını belirlemek için seçilen nokta E50 noktasıdır.

γγ: Deformasyon yerelleşmesinin başladığı ve akma belirtilerinin gözlemlendiği bölgenin sınırları için belirleyici olan nokta Bilineerizasyon yöntemi ile belirlenen akma noktasıdır.

γf: Deformasyon yerelleşmesinin etkili olduğu bölgenin sınırlarını belirlemek için seçilen noktada göçme gözlenmektedir. Pekleşen zeminler için net bir göçme noktası yoktur. Şekil 4.1.'de de görülebileceği gibi artan gerilme ile birlikte deformasyon da artmaya devam etmektedir. Lakin veritabanında bulunan deneysel veriler incelendiğinde hemen hemen bütün pekleşen zeminlere ait gerilme-deformasyon eğrilerinin son kısımlarında davranış lineer benzeri bir durum sergilemektedir. Pekleşen zeminlere ait göçme noktasının seçilmesinde bu etken dikkate alınmıştır. Şekil 4.2.'de görülebileceği gibi yumuşayan zeminlere ait gerilme-deformasyon eğrilerinde belirgin bir tepe noktası vardır. Bu nokta literatürde göçme noktası olarak tanımlanmaktadır. Veritabanı çalışmamızda yumuşayan zeminler için tepe noktası göçme noktası olarak seçilmiştir.

Eğrinin ilk bölgesinde gerilme-deformasyonun çok küçük olduğu seviyelerde davranış tamamen rijitlik kontrolündedir. Bu bölgenin yeniden oluşturulmasında Öztoprak-Bolton rijitlik modeli kullanılmıştır. Zeminlerin gerilme-deformasyon aşamalarında stiffnesin belirleyici olduğunu ifade eden pek çok araştırmacı vardır. Bu aşamada deneysel eğri ile tahmin edilen eğri büyük oranda örtüşmektedir. Bu aşamada zemin kütlesi için tam anlamıyla bir yer değiştirme hareketi söz konusu değildir. Henüz sadece zemin taneleri arasında dönme ve yer değiştirme kaynaklı küçük deformasyonlar söz konusudur.

İkinci noktanın bulunduğu bölgede rijit davranış yavaş yavaş etkisini kaybetmeye başlamakla birlikte etkisini henüz tam anlamıyla yitirmemiştir. Malzeme henüz elastik-plastik özellik sergilemektedir. Bu bölgeye ait gerilme-deformasyon eğrisinin oluşturulmasında E50 değeri dikkate alınmıştır. Bu bölgede araştırmacılar (Desrues, Viggiani, Mokni) tarafından da gözlemlenmiş olan kayma bantlarına ait belirtiler henüz dikkate değer seviyede değildir. Deformasyonlarda belli belirsiz yoğunlaşma başlangıcı gözlemlenmektedir. Taneler arası hareketler halen etkili olmakla birlikte

zemin kütlesi için büyük deformasyon başlangıçlarının ilk belirtileri kendini belli etmeye başlamak üzeredir.

Eğrinin üçüncü bölgesinde rijit davranışın etkisi tamamen belirsizleşmiştir. Bu bölgede araştırmacılar (Desrues, Viggiani, Mokni) tarafından da gözlemlenmiş olan kayma bantları oluşumu netleşmektedir. Birden fazla kayma bandı kendini belli etmeye başlamakta ama henüz herhangi biri diğerlerini domine etmemektedir. Bu bölgede malzeme elastik davranıştan plastik davranışa geçere ve akma gözlemlenir. Bölgeye ait gerilme-deformasyon eğrisinin yeniden oluşturulmasında akma noktası dikkate alınır. Akma noktasının belirlenmesinde bilineerizasyon yöntemi ve offsey yöntemi uygulanır. İki değer kontrol edilmesi amacıyla literatürde bulunan “ Malzemelerin davranışında gözlemlenen dramatik değişim” tanımından yola çıkarak gözle bir değer daha seçilir. Bu bölgede artık zemin taneleri arasındaki yer değiştirmeler önemini kaybetmekte ve zemin tanelerinin bir araya gelerek meydana getirdikleri aranje zemin kütlelerinin yer değiştirmelerinden kaynaklanan deformasyonlar gözlenmektedir.

Eğrinin dördüncü bölgesinde kayma bantları oluşumu tamamlanmıştır. Ve içlerinden bir tanesi diğerlerine göre daha belirgin hale gelmiştir ve malzemenin davranışını domine etmektedir. Numuneler incelendiği zaman belirgin olarak seçilebilen kayma bantları oluşumu etkilerini gerilme-deformasyon eğrisinde de göstermektedir.

Son bölgede deformasyon yerelleşmesi tamamlanır ve tek bir kayma bandı tüm gerilme-deformasyon davranışını belirler ve malzeme bu bant üzerinden geçer. Pekleşen zeminler için göçme gerilme-deformasyon eğrisinde net olarak seçilememesine rağmen, yumuşayan zeminlerde tepe noktası ile kendini belli etmektedir. Bundan dolayı pekleşen zeminlerde göçme noktasının belirlenmesi için objektif ve bütün numuneler için tutarlılık sağlayan bir göçme kriteri belirlenmelidir.

Sonuçta yeniden oluşturulan gerilme-deformasyon eğrileri ile deneysel gerilme-deformasyon eğrilerinin büyük oranda benzer olmaları sağlandı. Bu aşamadan sonra yeniden oluşturulan eğriler arasında geçiş bölgelerine ait davranışları tanımlamak amacıyla; eğriler açısız olarak incelendi. Orijin, Bolton-Öztoprak Modeli ile rijit davranışa kadar olan bölge, ara geçiş fazının gözlemlendiği bölüm için alınan ortalama

değer kısmı ve en son faz olan deformasyon yerleşmesi bölgesi arasındaki eğrilerin açılma büyüklükleri elde edildi ve bunlar $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ ve β_4 olarak ifade edildi.

Veritabanı oluşturulurken seçilen deney verileri farklı araştırmacıların değişik amaçlarla elde ettikleri gerilme-deformasyon eğrilerine ait veriler olduğu için standardizasyon sağlamak amacıyla kullanılan tüm eğrilere ait veriler deviyatör gerilme- kayma burkulması eğrilerine dönüştürüldü.

Daha sonra bütün elde edilen veriler pekleşen ve yumuşayan zeminlere ait olmak üzere iki ana grupta incelendi. İnceleme yapılırken ilk olarak tüm numunelere ait veriler ortak olarak incelendi. Daha sonra bu yöntemin dikkate alınan çok sayıda faktör olmasından dolayı iyi sonuç vermediği gözlemlendi. Daha sonra her bir faktör için özel incelemeler yapıldı. Parametrelerin etkisini izole etmek amacıyla diğer değişkenlerin sabit olduğu veya birbirine çok yakın oldukları deneyler seçildi. Bu seçim yapıldıktan sonra analizler tekrarlandığı zaman daha işlevsel veriler elde edildi. Sonra her grup için bu işlemler tekrarlandı. Son adımda araştırmacıların deney grupları birbirleri ile karşılaştırıldı.

Gerilme-deformasyon eğrileri birbirlerinden farklı iki temel trende sahip oldukları için veritabanı oluştururken bu faktör dikkate alındı. Pekleşen zeminler ve yumuşayan zeminler olarak iki değişik tipte ana trende sahip oldukları gözlemlendi. Bundan dolayı iki alt veritabanı oluşturularak çalışma yapıldı ve daha sonra bu veritabanı bir araya getirildi.

Sonraki adımlarda zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını incelemek amacıyla veritabanının oluşturulması aşama aşama anlatıldı. Gerilme-deformasyon davranışına etki ettiği düşünülen faktörlerden sadece literatürde yeterli sayıda veri olan faktörler seçilerek karşılaştırmalar yapıldı. Diğer faktörlerin etkileri yine de veritabanından seçilen bazı bölümler için de uygulandı. Ama esas faktörler olarak nitelendirilen rölatif sıklık ve boşluk oranı üzerine yoğun çalışmalar yapıldı. Yine gerilme-deformasyon eğrilerinin akma trendlerini belirlemek için yeni parametreler oluşturuldu ve bunlar dikkate alınarak tekrar detaylı karşılaştırmalar yapıldı.

Tüm bu işlemlerden sonra zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı rölatif sıkılık, boşluk oranı ve gerilme-deformasyon eğrisinin sapma noktalarının meydana getirdikleri açılar kullanılarak bir eğilim elde edilmeye çalışıldı.

Yine malzeme ve yöntem bölümünde anlatılan metotlarla elde edilen veriler gösterilmektedir. Bu bölümde, gerilme-deformasyon eğrilerine ait veriler incelenmiş ve incelenen deney verilerinin karakteristikleri irdelenmiştir. İlk olarak literatür araştırmasından elde edilen gerilme-deformasyon grafiklerine ait veriler dijitize edilmiştir. Daha sonra bu veriler malzeme ve yöntem bölümünde anlatıldığı şekliyle yeniden oluşturulmuştur. Yine literatürden elde edilen bilgiler doğrultusunda gerilme-deformasyon davranışlarına etki ettiği düşünülen faktörlerin etkileri incelenmiştir.

Veritabanının incelenmesi ile elde edilmiş olan grafiklere de yer verilmiştir. Veritabanında yüzden fazla numune içinden incelemelere uygun olan 86 tanesi seçilmiştir. Bu numuneler hassas bir şekilde dijitize edilerek veritabanı oluşturulmuştur. Veritabanında σ_3, D_r, e, U_c değerleri ile $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ açıları listelenmiştir. Bu bulgular birbirleri ile karşılaştırılmıştır. Her bir faktör ayrı ayrı ve birbirleri ile daha sonra da her bir faktörün etkisi izole edilmek amacıyla diğer faktörlerin etkisinden arındırılmak amacıyla yalnız olarak analiz edilmiştir.

Veritabanında kullanılan numuneler farklı araştırmacıların benzer deneylerinden elde etmiş oldukları verilerin kullanılması ile oluşturulmuştur. Tüm deneylerin üç eksenli deney sonuçlarından elde edilmesine ve deney farklılıklarından dolayı oluşabilecek çözüm zorluklarını bertaraf etmek amacıyla yalnız aynı tipte deney verilerine yer verilmiştir. Parametreler ve incelenen değişkenler arasındaki ilişki tek tek irdelenmiştir.

Veritabanı oluştururken yararlanılan referanslar, kullanılan kum numunelerine ait bilgiler, uygulanan deney yöntemleri ve deney sayılarına ait bilgiler Tablo 4.1’de görülmektedir.

Tablo 4.1. Gerilme-deformasyon davranışı veritabanı.

Referans	Deney	Rejim	γ_s	γ_{E50}	γ_y	γ_f	$\beta_1^{(o)}$	$\beta_2^{(o)}$	$\beta_3^{(o)}$	$\beta_4^{(o)}$	e	D_r	U_c	σ_3 (kPa)
Arango (2006)	R1D1N2	Yumuşayan	1.11	4.80	7.00	12.00	55	61	74	96	1.569	0.380	1.050	100
Arango (2006)	R1D1N3	Yumuşayan	1.39	2.20	5.00	11.26	61	54	73	95	1.525	0.500	1.050	300
Arango (2006)	R1D2N1	Yumuşayan	1.56	4.80	7.00	12.48	40	44	66	99	1.447	0.710	1.050	50
Arango (2006)	R1D2N2	Yumuşayan	1.50	4.10	7.00	11.66	36	47	68	97	1.455	0.690	1.050	100
Arango (2006)	R1D2N3	Yumuşayan	1.65	3.00	5.00	10.83	45	48	69	92	1.466	0.660	1.050	300
Arango (2006)	R1D3N1	Yumuşayan	1.21	4.40	7.00	12.61	33	39	68	99	1.410	0.810	1.050	50
Arango (2006)	R1D3N2	Yumuşayan	1.10	3.80	7.50	11.61	51	63	79	95	1.399	0.840	1.050	100
Arango (2006)	R1D3N3	Yumuşayan	1.28	2.80	7.00	10.32	45	62	80	95	1.359	0.950	1.050	300
Arango (2006)	R1D4N2	Yumuşayan	2.00	2.50	4.00	10.40	36	47	66	97	1.418	0.790	1.050	300
Arango (2006)	R1D4N3	Yumuşayan	1.00	4.30	6.00	11.56	54	51	65	95	0.546	0.810	1.030	50
Arango (2006)	R1D4N4	Yumuşayan	1.50	3.00	4.00	10.11	34	37	52	99	0.546	0.810	1.030	300
Arango (2006)	R1D5N1	Yumuşayan	0.80	4.58	6.00	12.91	28	50	66	100	1.351	0.970	1.050	50
Arango (2006)	R1D5N2	Yumuşayan	1.00	2.50	4.00	10.04	28	50	66	100	1.351	0.970	1.050	300
Arango (2006)	R1D5N3	Yumuşayan	0.50	2.00	2.75	4.40	15	12	21	103	0.493	1.030	1.030	50
Çabalar (2013)	R2D1N3	Pekleşen	0.20	2.40	3.00	6.37	36	48	42	90	0.697	0.429	3.710	100
Çabalar (2013)	R2D2N1	Pekleşen	0.50	2.46	3.50	5.29	33	36	29	89	0.698	0.410	3.330	50
Çabalar (2013)	R2D2N2	Pekleşen	0.50	1.90	3.50	5.19	28	31	32	90	0.702	0.391	3.330	100
Çabalar (2013)	R2D2N3	Pekleşen	0.50	1.20	2.00	3.36	22	24	24	88	0.703	0.388	3.330	150
Çabalar (2013)	R2D3N2	Pekleşen	0.50	0.90	2.20	5.05	6	15	44	90	0.695	0.418	3.330	50
Çabalar (2013)	R2D3N3	Pekleşen	0.50	0.80	2.50	4.67	10	24	56	89	0.716	0.369	3.710	50

Tablo 4.1.(Devamı...) Gerilme-deformasyon davranışı. veritabanı.

Referans	Deney	Rejim	γ_s	γ_{Es0}	γ_y	γ_f	$\beta_1^{(o)}$	$\beta_2^{(o)}$	$\beta_3^{(o)}$	$\beta_4^{(o)}$	e	D_r	U_c	σ_3 (kPa)
Çabalar (2013)	R2D4N4	Pekleşen	0.20	0.60	1.82	3.50	4	9	36	87	0.615	0.406	6.330	50
Çabalar (2013)	R2D4N1	Pekleşen	0.20	1.60	2.80	6.73	20	36	60	90	0.809	0.390	2.540	150
Çabalar (2013)	R2D4N2	Pekleşen	0.20	1.40	3.20	9.06	18	33	70	90	0.705	0.380	3.330	150
Çabalar (2013)	R2D4N3	Pekleşen	0.20	1.50	3.07	6.49	14	31	67	89	0.717	0.363	3.710	150
Çabalar (2013)	R2D4N4	Pekleşen	0.30	0.76	2.15	5.56	8	25	72	90	0.616	0.398	6.330	150
Juneja (2010)	R3D1N1	Yumuşayan	0.80	4.20	6.00	10.92	37	25	38	97	0.687	0.356	2.120	150
Juneja (2010)	R3D1N2	Yumuşayan	0.50	2.40	3.50	7.02	47	95	47	95	0.615	0.594	2.120	150
Juneja (2010)	R3D1N3	Yumuşayan	0.50	2.00	4.00	5.66	27	23	66	97	0.630	0.545	2.120	150
Juneja (2010)	R3D1N4	Yumuşayan	1.00	2.00	6.00	10.73	22	39	84	95	0.634	0.531	2.120	150
Juneja (2010)	R3D2N1	Pekleşen	0.80	2.20	5.00	8.58	20	24	40	82	0.683	0.370	2.120	150
Juneja (2010)	R3D2N3	Yumuşayan	0.50	1.00	3.00	5.07	16	24	71	98	0.605	0.627	2.120	150
Juneja (2010)	R3D2N4	Yumuşayan	0.50	2.00	4.50	9.17	46	34	81	98	0.681	0.376	2.120	150
Juneja (2010)	R3D2N5	Yumuşayan	0.50	2.00	4.00	13.26	32	36	84	96	0.695	0.330	2.120	150
Juneja (2010)	R3D2N6	Yumuşayan	0.50	1.00	3.00	8.00	13	54	82	94	0.603	0.634	2.120	150
Konrad (1990)	R4D2N1	Yumuşayan	0.10	0.27	0.60	0.72	3	8	3	103	0.740	0.865	2.100	450
Konrad (1990)	R4D3N1	Yumuşayan	0.10	0.30	1.30	2.08	4	15	89	103	0.790	0.432	2.100	150
Konrad (1990)	R4D3N2	Yumuşayan	0.10	0.20	0.65	0.84	7	15	16	101	0.785	0.324	2.100	250
Konrad (1990)	R4D3N3	Yumuşayan	0.10	0.30	2.00	5.18	6	30	60	94	0.780	0.338	2.100	500
Konrad (1990)	R4D3N4	Yumuşayan	0.10	0.30	0.75	0.91	4	9	24	109	0.770	0.351	2.100	140
Konrad (1990)	R4D4N1	Yumuşayan	0.10	0.30	1.25	1.43	5	32	34	96	0.950	0.784	1.400	300

Tablo 4.1.(Devamı...) Gerilme-deformasyon davranışı veritabanı.

Referans	Deney	Rejim	γ_s	γ_{E50}	γ_y	γ_f	$\beta_{1(0)}$	$\beta_{2(0)}$	$\beta_{3(0)}$	$\beta_{4(0)}$	e	D_r	U_c	σ_3 (kPa)
Konrad (1990)	R4D4N2	Pekleşen	0.10	0.30	1.40	8.26	2	14	90	90	0.980	0.282	1.400	500
Konrad (1990)	R4D4N3	Yumuşayan	0.25	0.30	1.30	1.76	3	12	65	91	0.960	0.205	1.400	300
Madhu (1995)	R5D1N2	Pekleşen	0.20	0.30	1.50	8.11	5	26	69	81	0.849	0.158	1.600	50
Madhu (1995)	R5D1N3	Pekleşen	0.12	0.50	1.20	7.80	8	21	59	82	0.807	0.126	1.600	60
Madhu (1995)	R5D1N9	Pekleşen	0.51	1.00	5.50	7.68	17	48	69	81	0.826	0.159	1.600	250
Madhu (1995)	R5D2N2	Pekleşen	0.10	0.40	3.00	5.47	6	31	58	75	0.873	0.449	1.400	30
Madhu (1995)	R5D2N3	Pekleşen	0.10	0.50	2.80	7.91	12	35	74	82	0.906	0.334	1.400	50
Madhu (1995)	R5D2N4	Pekleşen	0.10	0.30	3.00	8.60	7	37	77	77	0.903	0.345	1.400	100
Madhu (1995)	R5D2N5	Pekleşen	0.23	0.44	3.40	7.90	9	40	60	76	0.916	0.295	1.400	150
Madhu (1995)	R5D2N6	Pekleşen	0.33	0.63	3.90	8.94	13	37	58	71	0.918	0.289	1.400	200
Madhu (1995)	R5D2N7	Pekleşen	0.30	0.70	5.00	8.84	17	53	71	81	0.898	0.360	1.400	400
Sasiharan (2006)	R6D1N1	Pekleşen	0.36	0.50	4.50	9.49	13	36	78	86	0.715	0.225	1.510	100
Sasiharan (2006)	R6D1N2	Pekleşen	0.22	0.43	2.50	8.62	4	37	76	88	0.681	0.395	1.510	100
Sasiharan (2006)	R6D1N3	Yumuşayan	0.20	0.40	2.75	5.29	3	24	81	100	0.637	0.615	1.510	100
Sasiharan (2006)	R6D2N1	Pekleşen	0.20	1.00	4.00	8.98	17	52	79	85	0.739	0.105	1.510	200
Sasiharan (2006)	R6D2N2	Pekleşen	0.20	0.70	3.00	8.71	9	43	80	87	0.699	0.305	1.510	200
Sasiharan (2006)	R6D2N3	Pekleşen	0.20	0.50	3.00	7.90	6	42	81	90	0.676	0.420	1.510	200
Sasiharan (2006)	R6D3N1	Pekleşen	0.20	0.60	4.00	8.41	5	31	69	82	0.722	0.190	1.510	400
Sasiharan (2006)	R6D3N2	Pekleşen	0.50	0.80	4.50	7.86	8	28	74	87	0.679	0.405	1.510	400
Sasiharan (2006)	R6D3N3	Yumuşayan	0.50	0.60	3.75	5.04	4	42	82	92	0.640	0.600	1.510	400

Tablo 4.1.(Devamı...) Gerilme-deformasyon davranışı veritabanı.

Referans	Deney	Rejim	γ_s	γ_{ES0}	γ_y	γ_f	$\beta_1^{(o)}$	$\beta_2^{(o)}$	$\beta_3^{(o)}$	$\beta_4^{(o)}$	e	D _r	U _c	σ_3 (kPa)
Sasiharani (2006)	R6D4N1	Pekleşen	0.50	1.70	5.00	8.10	21	45	67	79	0.731	0.145	1.510	600
Sasiharani (2006)	R6D4N2	Pekleşen	0.20	0.80	4.00	8.73	7	35	76	87	0.699	0.305	1.510	600
Sasiharani (2006)	R6D4N3	Pekleşen	0.50	0.80	4.25	7.79	9	35	76	87	0.670	0.450	1.510	600
Vaid (1995)	R7D1N1	Pekleşen	0.50	5.00	6.00	8.77	66	68	52	51	0.939	0.190	1.500	100
Vaid (1995)	R7D1N2	Pekleşen	0.50	4.00	6.00	11.19	63	48	45	66	0.939	0.190	1.500	200
Vaid (1995)	R7D1N3	Pekleşen	0.20	0.30	1.20	5.82	3	21	69	59	0.939	0.190	1.500	400
Vaid (1995)	R7D2N1	Pekleşen	0.50	2.20	3.00	4.50	23	24	20	21	0.872	0.400	1.500	100
Vaid (1995)	R7D2N2	Pekleşen	0.50	0.80	3.00	4.22	12	35	34	35	0.872	0.400	1.500	400
Vaid (1995)	R7D2N3	Pekleşen	0.35	0.50	1.00	4.16	6	14	50	44	0.872	0.400	1.500	800
Vaid (1995)	R7D2N4	Pekleşen	0.20	0.50	1.20	2.96	5	35	81	70	0.872	0.400	1.500	1200
Vaid (1995)	R7D3N1	Pekleşen	0.66	1.00	1.50	1.92	14	13	25	5	0.811	0.590	1.500	100
Vaid (1995)	R7D3N2	Pekleşen	0.72	1.25	2.00	3.16	17	21	28	21	0.811	0.590	1.500	400
Verdugo(1996)	R8D1N1	Pekleşen	0.50	7.20	8.00	20.20	41	47	57	83	0.735	0.637	1.300	100
Verdugo(1996)	R8D2N1	Pekleşen	1.00	8.00	9.00	21.23	54	46	69	76	0.833	0.379	1.300	100
Verdugo(1996)	R8D3N1	Yumuşayan	0.14	0.30	1.20	1.68	7	14	21	93	0.907	0.185	1.300	100
Wang (2005)	R9D3N1	Yumuşayan	0.20	0.30	1.00	7.93	1	8	133	114	0.712	0.240	2.050	300
Wang (2005)	R9D3N2	Yumuşayan	0.20	0.50	1.20	3.36	2	16	28	110	0.699	0.270	2.050	150
Wang (2005)	R9D3N3	Pekleşen	0.20	0.80	3.00	9.61	12	26	74	84	0.687	0.310	2.050	150
Wang (2005)	R9D3N4	Yumuşayan	0.20	0.40	1.00	1.56	4	16	25	106	0.664	0.380	2.050	500
Wang (2005)	R9D4N1	Yumuşayan	0.10	0.20	0.50	0.77	2	10	5	116	0.740	0.200	2.050	300

Tablo 4.1.(Devamı...) Gerilme-deformasyon davranışı. veritabanı.

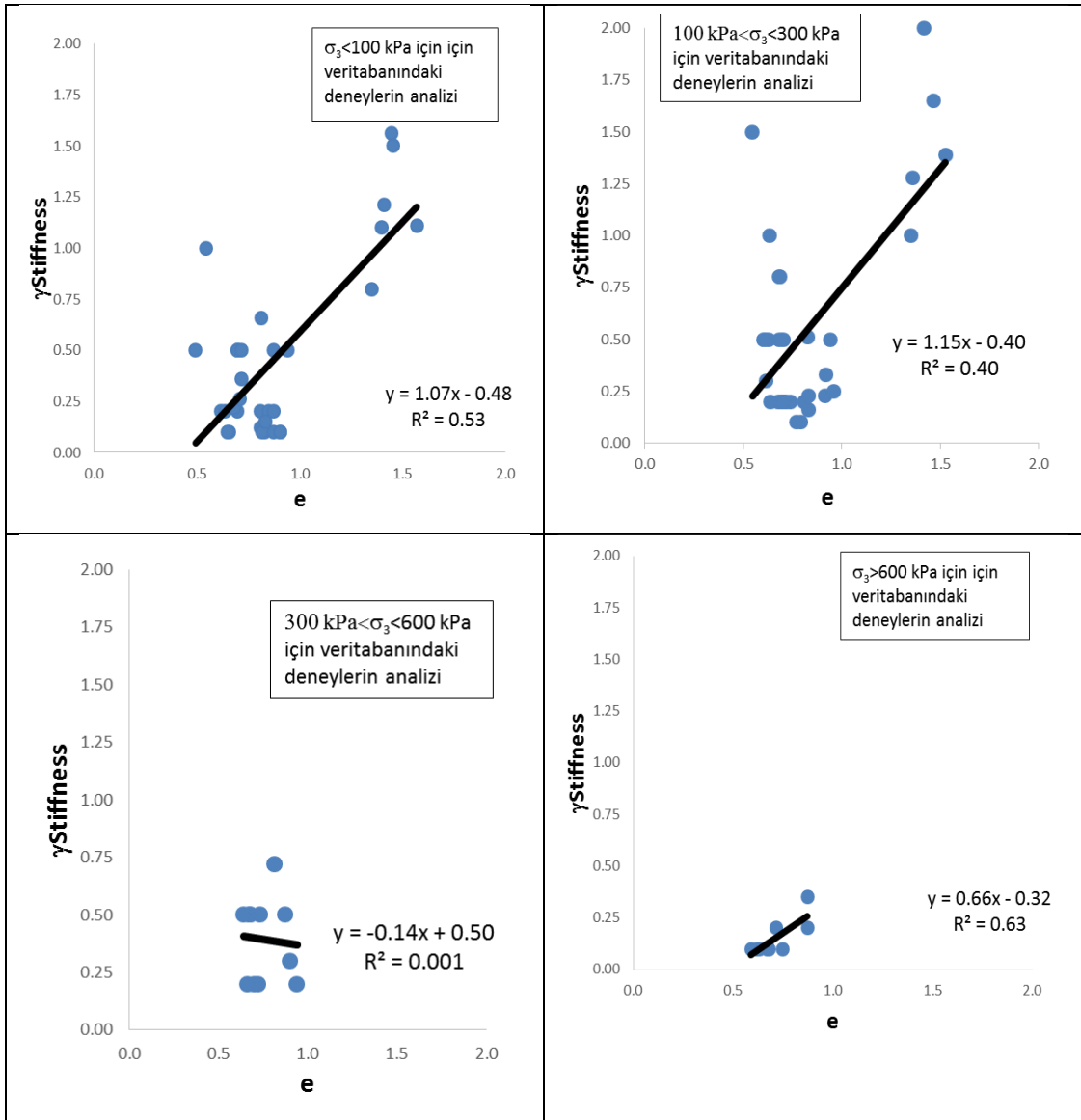
Referans	Deney	Rejim	γ_s	γ_{E50}	γ_y	γ_f	$\beta_{1(o)}$	$\beta_{2(o)}$	$\beta_{3(o)}$	$\beta_{4(o)}$	e	D_r	U_c	σ_3 (kPa)
Wang (2005)	R9D4N2	Yumuşayan	0.10	0.20	0.60	0.99	3	6	23	109	0.705	0.300	2.050	300
Wang (2005)	R9D4N3	Yumuşayan	0.26	0.40	0.75	1.10	3	8	23	120	0.710	0.240	2.050	100
Wang (2005)	R9D4N4	Yumuşayan	0.10	0.20	0.50	0.57	7	21	28	99	0.655	0.410	2.050	100
Wang (2005)	R9D5N1	Yumuşayan	0.10	0.20	0.60	0.80	1	6	7	115	0.648	0.430	2.050	100
Wang (2005)	R9D5N2	Yumuşayan	0.20	0.50	2.35	6.82	6	32	69	95	0.638	0.460	2.050	300
Wang (2005)	R9D5N3	Pekleşen	0.05	2.50	3.00	11.36	30	39	66	71	0.620	0.520	2.050	500

4.2. ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞINI ETKİLEYEN FAKTÖRLERİN TARTIŞILMASI

Bu kısımda zeminlerin gerilme-deformasyon davranışına etki ettiği tahmin edilen zemin faktörleri tartışılmıştır..

4.2.1. Zeminlerin Stiffness Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışı- Boşluk Oranı (e) İlişkisi

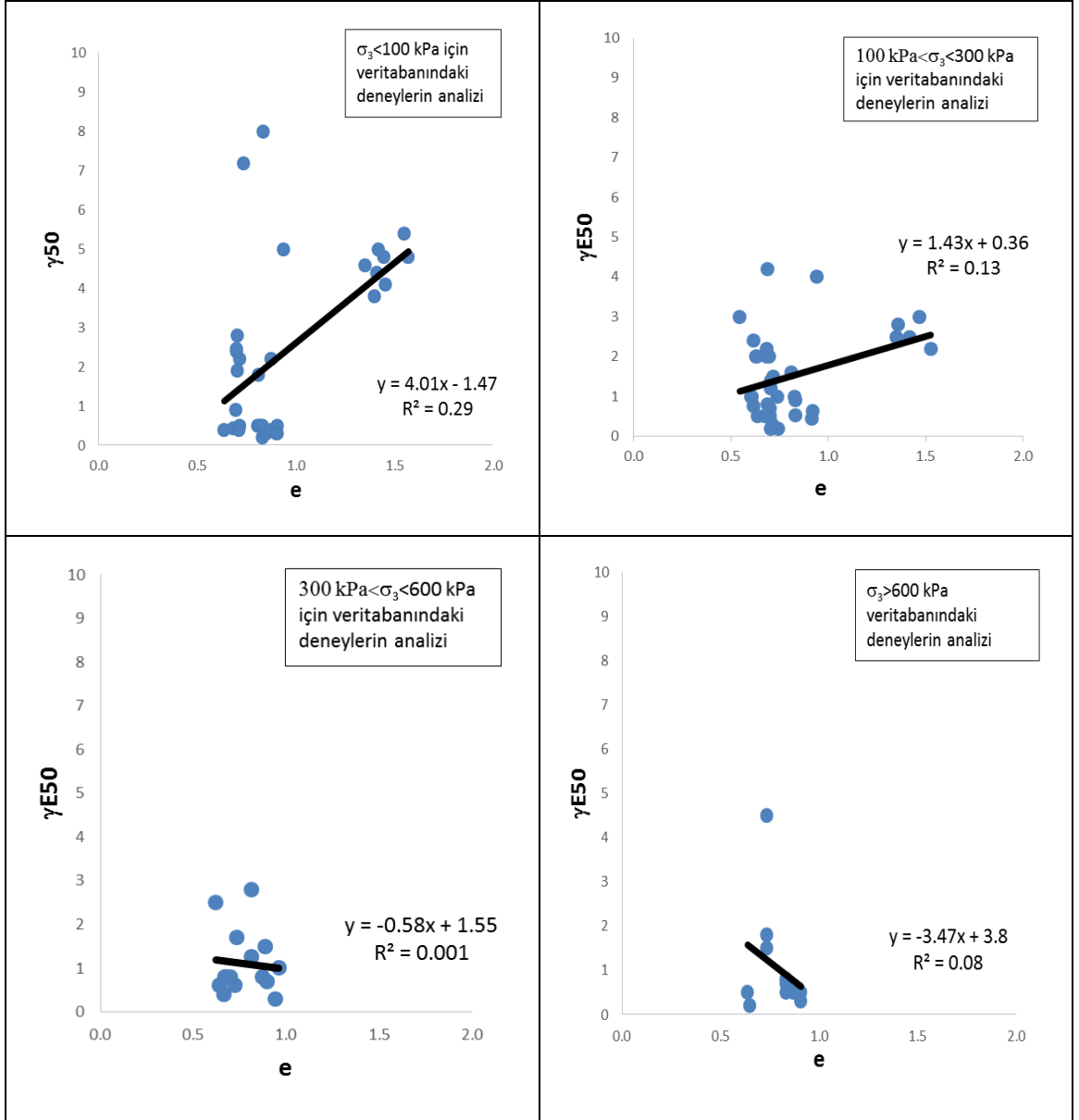
4.2.1.1. Zeminlerin Stiffness Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.3. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_s - e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_s (%) ve e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.3’de zeminler için $\gamma_s - e$ ilişkisi grafiği görülmektedir. İnceleme sonucunda bütün zemin numuneleri için γ_s (%) ve e arasında belirli gerilme aralıklarında dikkate değer bir ilişki olduğu anlaşılmaktadır. Bir ilişki olmasına karşın bu ilişki farklı gerilme aralıkları için tutarlılık göstermemektedir. Bundan dolayı zeminlerin stiffness bölgesinde gerilme-deformasyon davranışının yalnızca boşluk oranı (e) ile tanımlanmasının uygun olmadığı düşünülebilir.

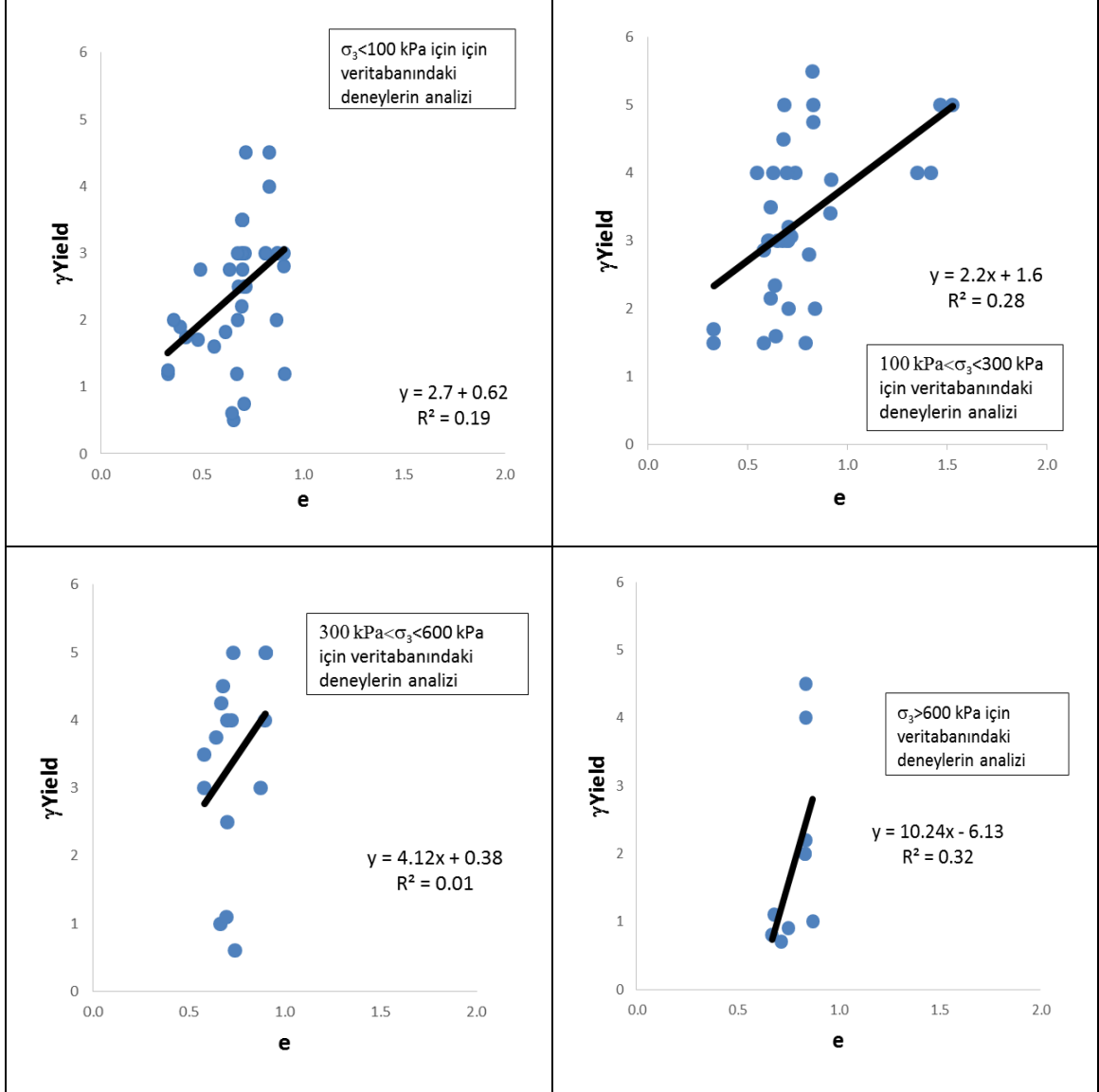
4.2.1.2. Zeminlerin Geçiş Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Boşluk Oranı(e) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.4. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_{E50} - e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_{E50} (%) ve e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.4’de zeminler için γ_{E50} – e ilişkisi grafiği görülmektedir.

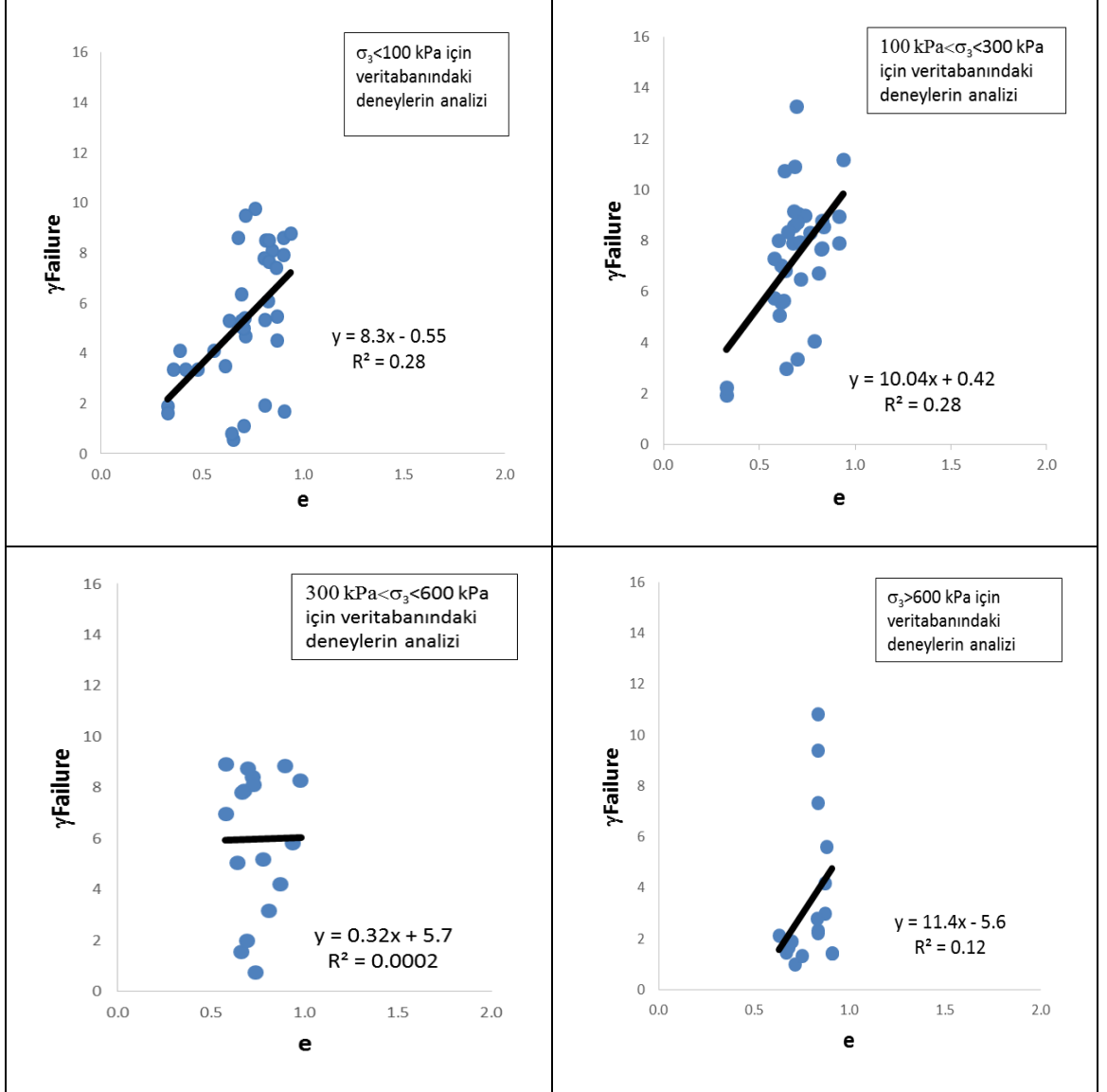
4.2.1.3. Zeminlerin Akma Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.5. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_y - e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_y (%) ve e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.5’de zeminler için γ_y - e ilişkisi grafiği görülmektedir.

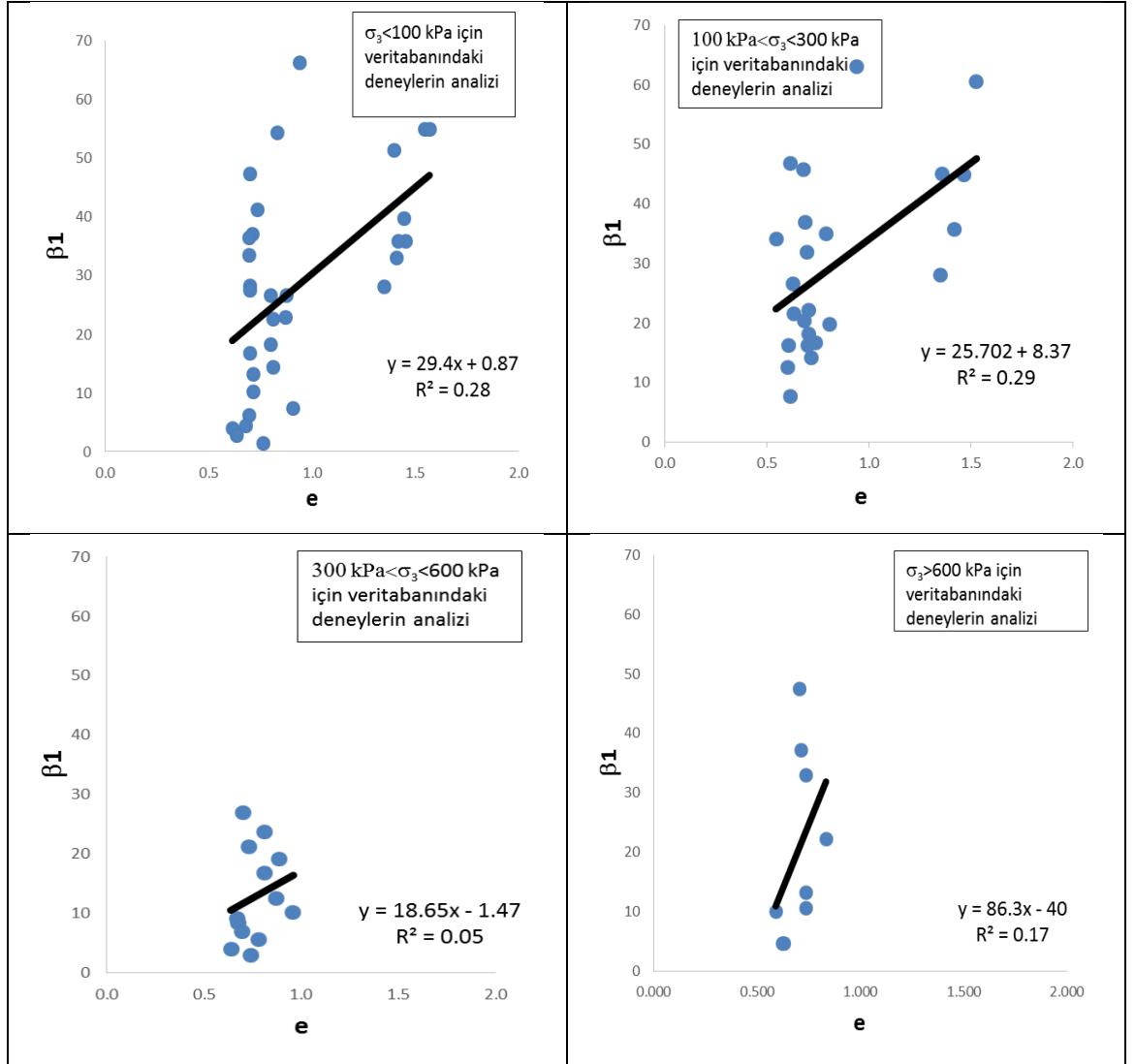
4.2.1.4. Zeminlerin Göçme Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.6. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_f - e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_f (%) ve e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.6.'da zeminler için γ_f - e ilişkisi grafiği görülmektedir.

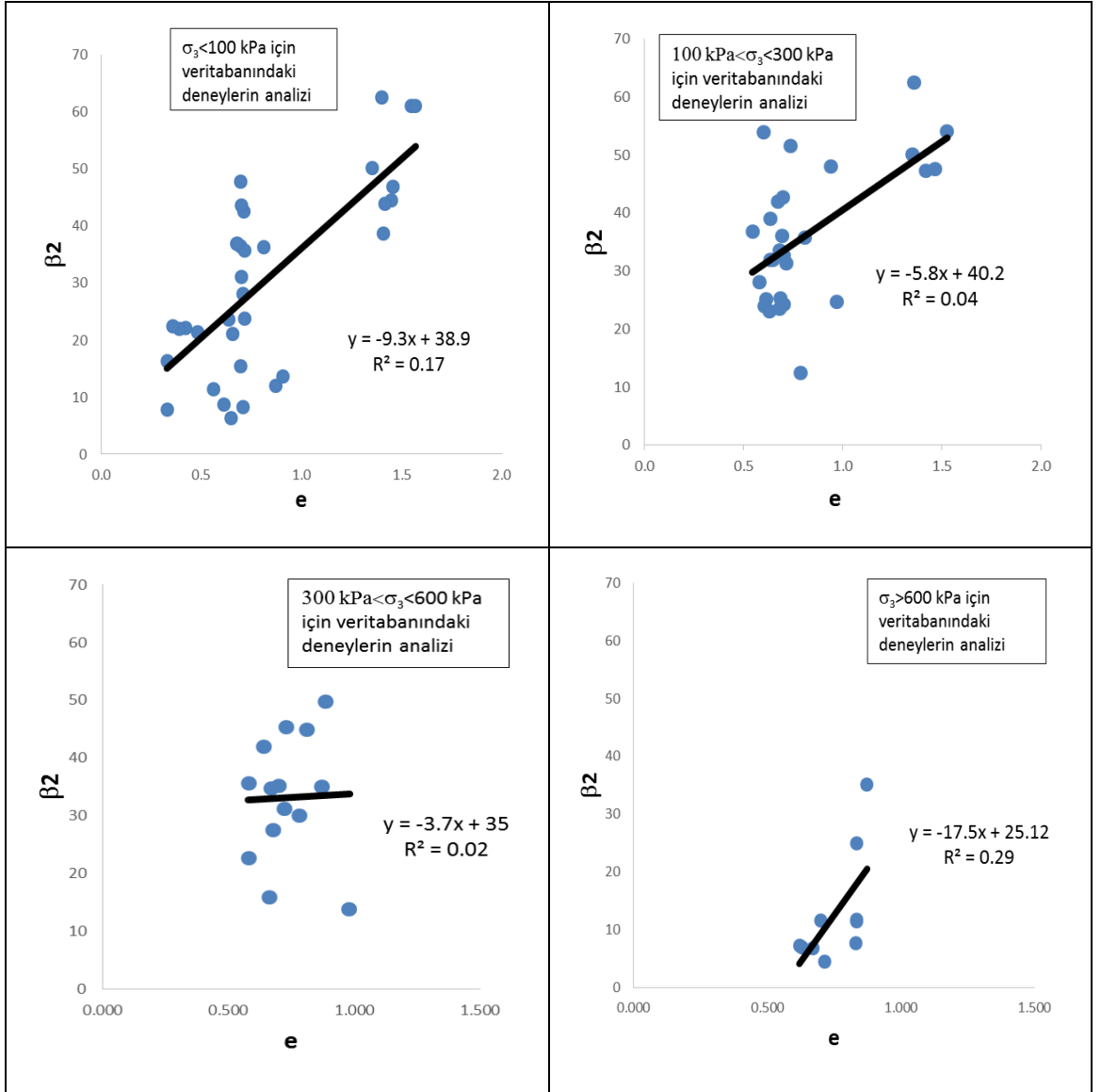
4.2.1.5. Zeminlerin Stiffness Bölgesinden Geçiş Bölgesine Geçiş Açısının β_1 'in Boşluk Oranı(e) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.7. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_1 - e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_1 ve e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.7.'de zeminler için β_1 - e ilişkisi grafiği görülmektedir.

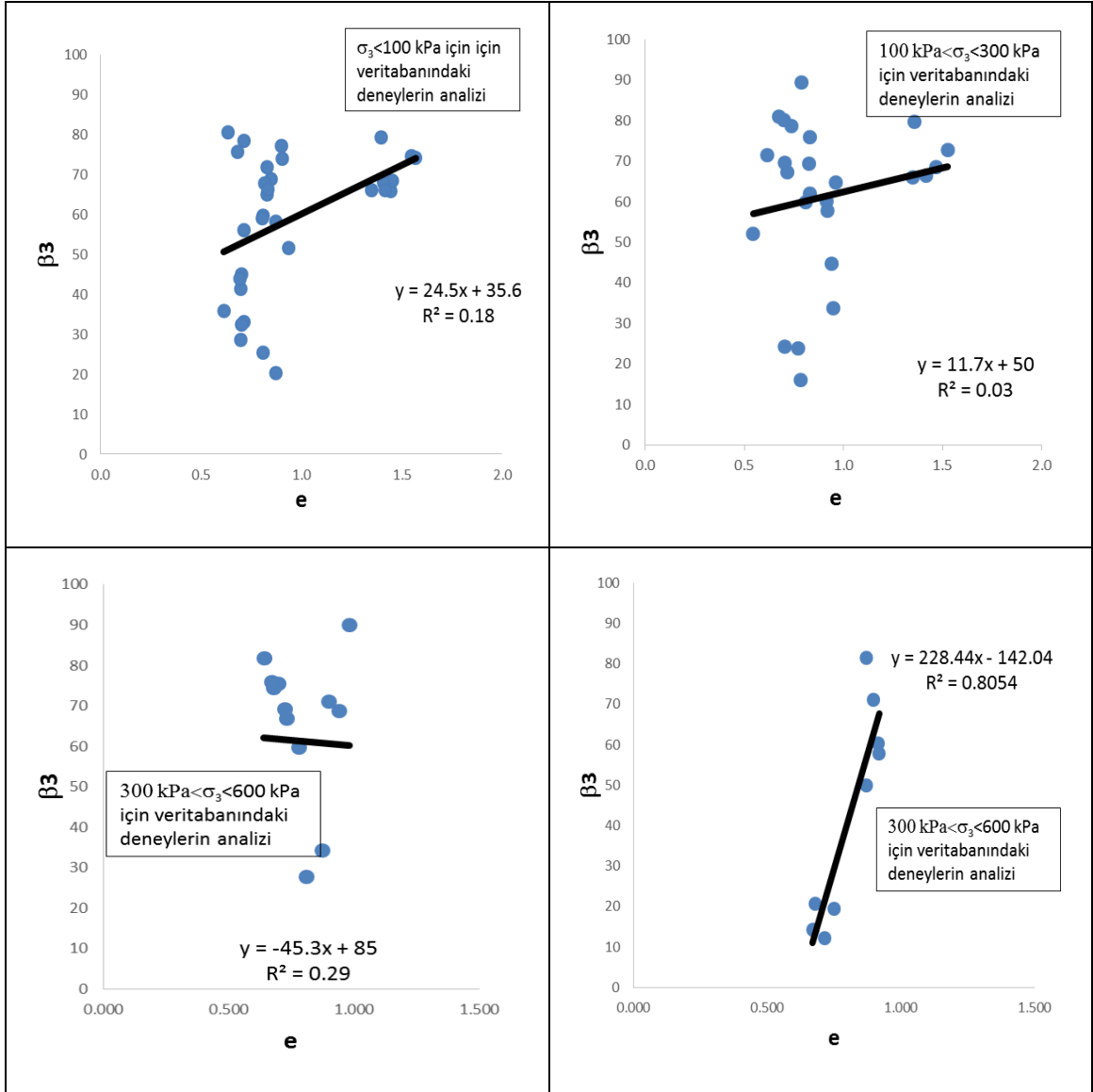
4.2.1.6. Zeminlerin Geçiş Bölgesinden Akma Bölgesine Geçiş Açısının β_2 'nin Boşluk Oranı(e) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.8. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_2 - e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_2 ve e ilişkisi arasında bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.8.'de zeminler için β_2 - e ilişkisi grafiği görülmektedir.

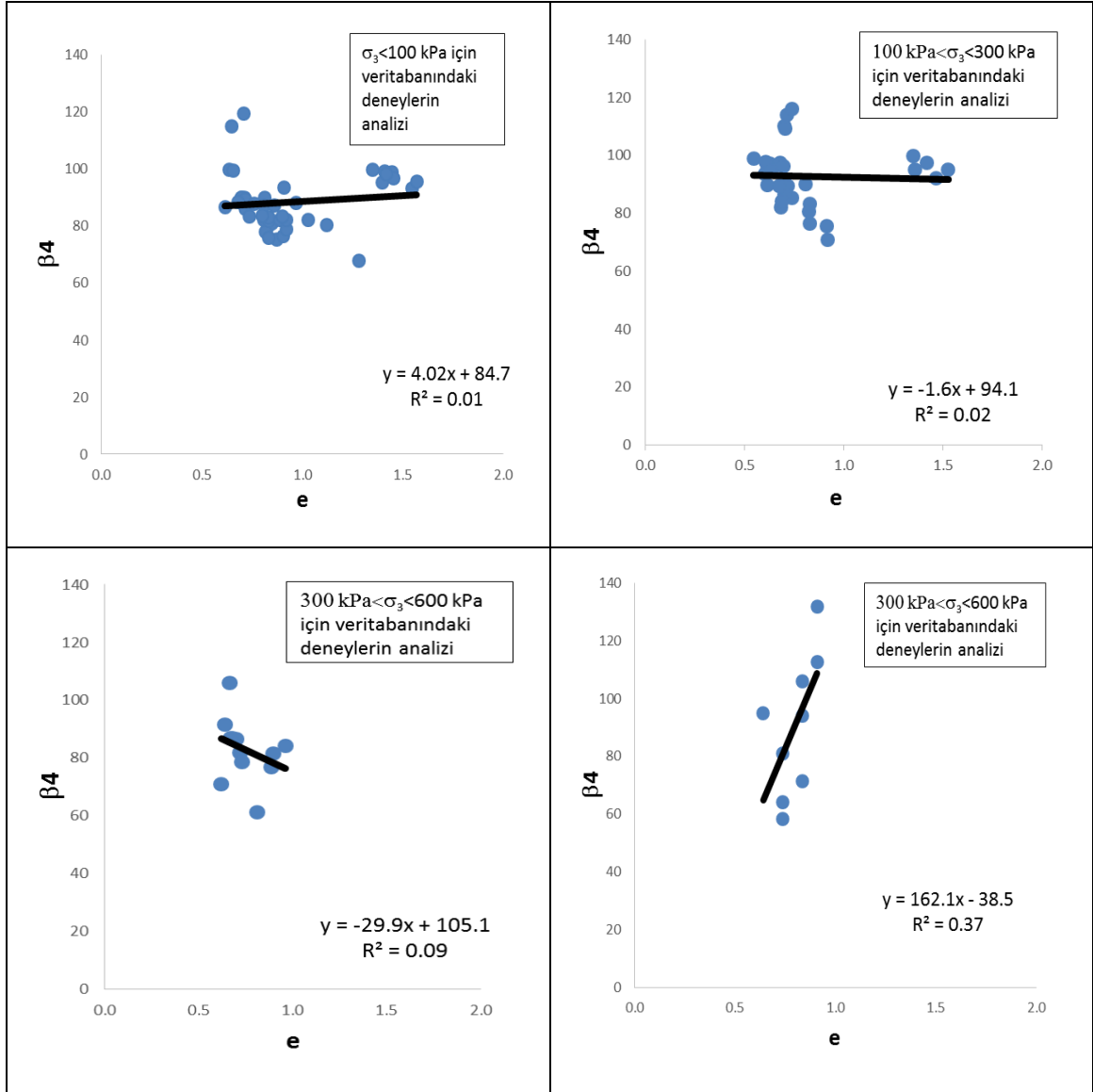
4.2.1.7. Zeminlerin Akma Bölgesinden Göçme Bölgesine Geçiş Açısı β_3 'ün Boşluk Oranı (e) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.9. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_3 - e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_3 ve e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.9.'da zeminler için β_3 - e ilişkisi grafiği görülmektedir

4.2.1.8. Zeminlerin Göçme Bölgesinden Çıkış Açısı β_4 'ün Boşluk Oranı(e) Doğrultusunda Analizi

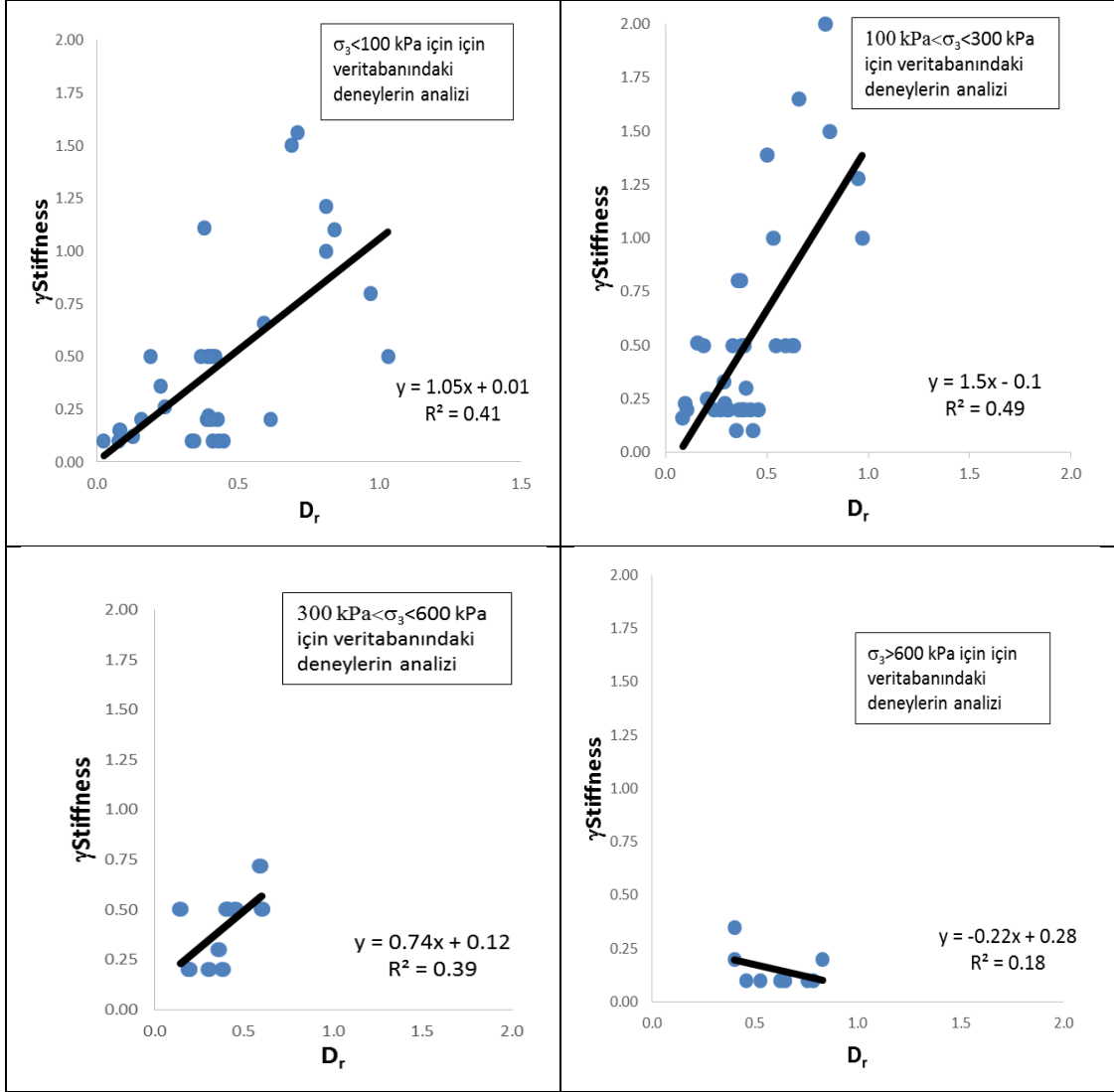


Şekil 4.10. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_4 - e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_4 ve e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.10.'da zeminler için β_4 - e ilişkisi grafiği görülmektedir

4.2.2. Zeminlerin Stiffness Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışı- D_r İlişkisi

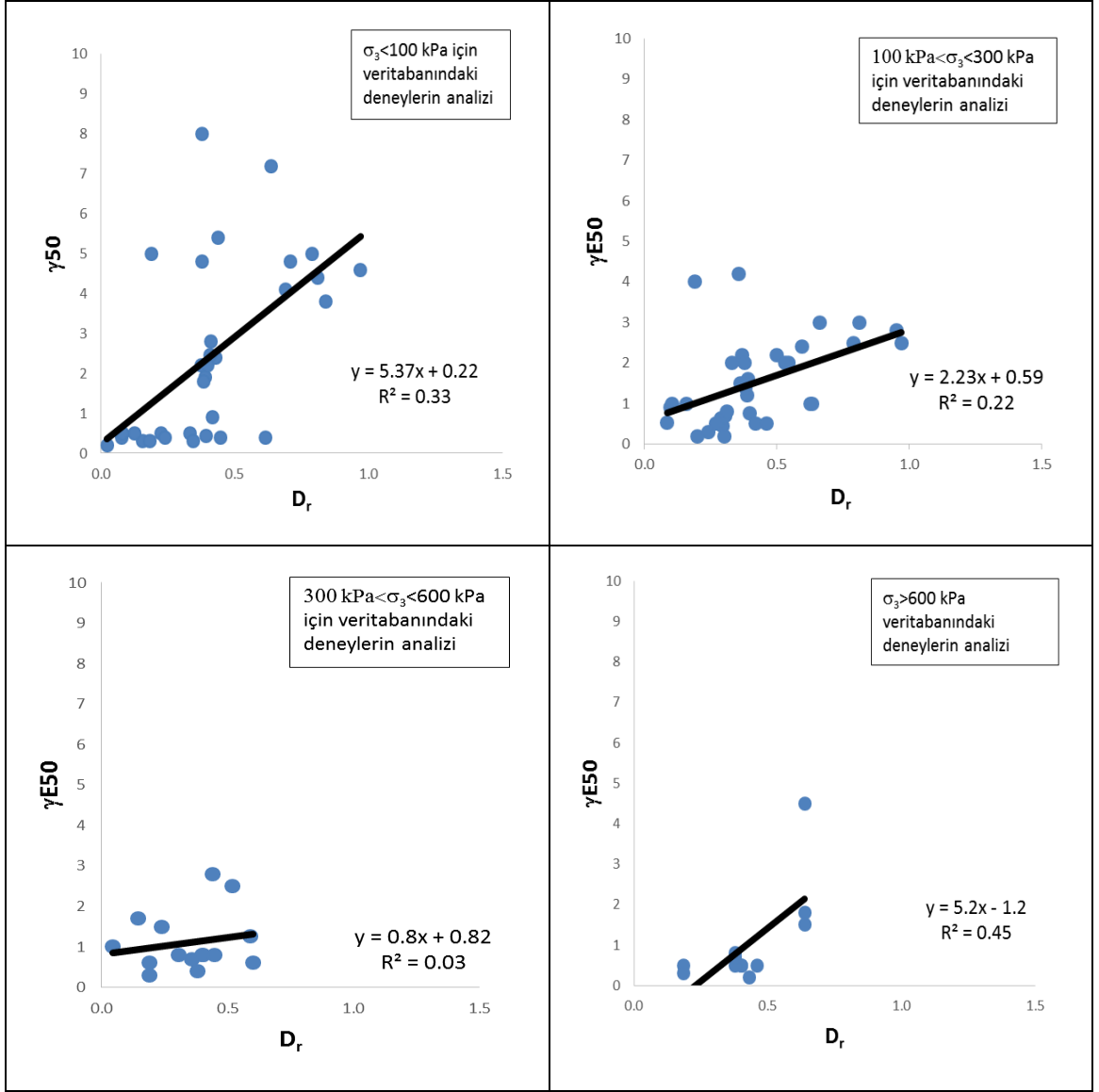
4.2.2.1. Zeminlerin Stiffness Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Rölatif Sıkılık(D_r) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.11. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_s - D_r ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_s (%) ve D_r ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.11’de zeminler için γ_s – D_r ilişkisi grafiği görülmektedir.

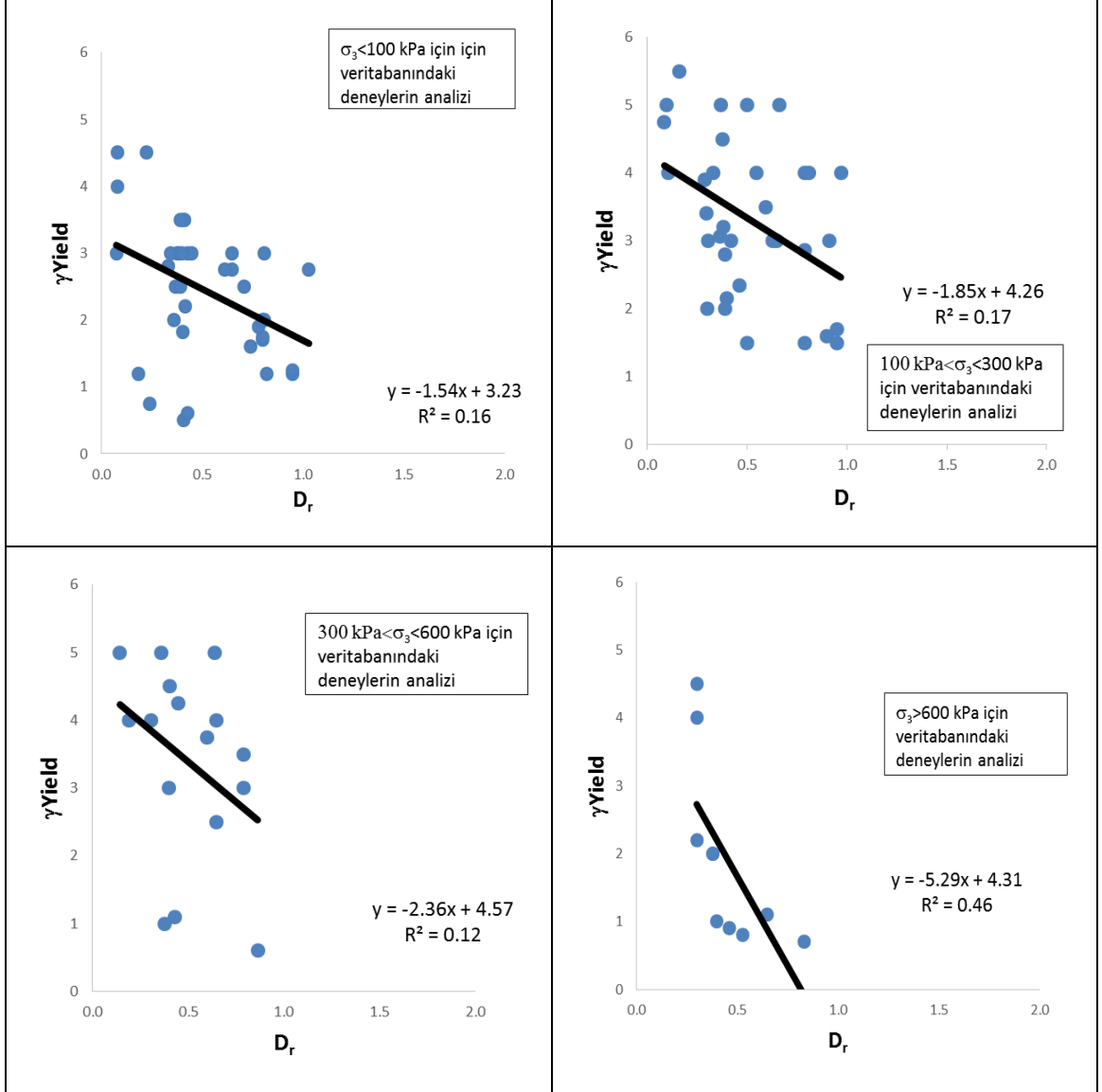
4.2.2.2. Zeminlerin Geçiş Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.12. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_{E50} - D_r ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_{E50} (%) ve D_r ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.12’de zeminler için γ_s - D_r ilişkisi grafiği görülmektedir.

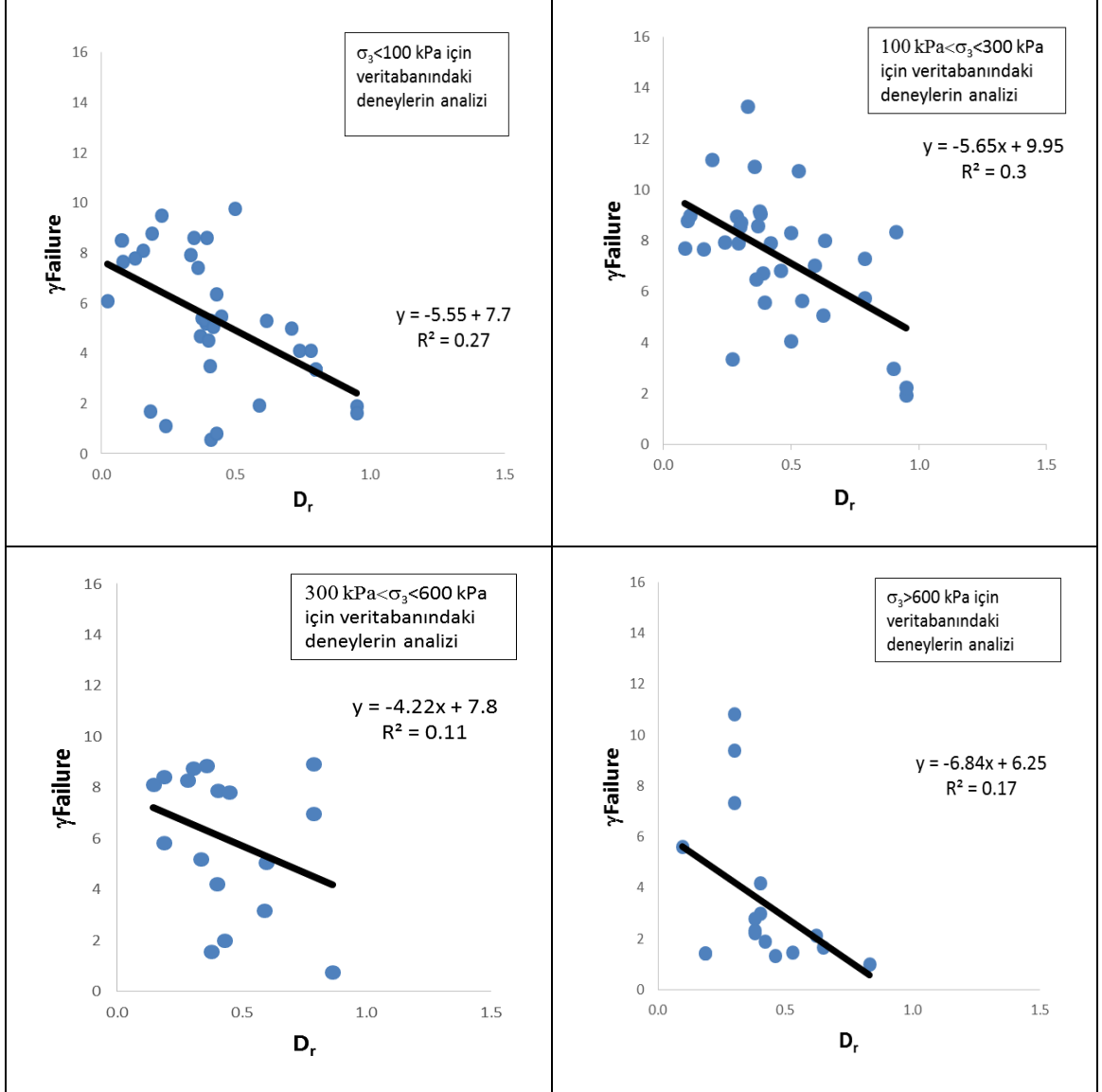
4.2.2.3. Zeminlerin Akma Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.13. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde $\gamma_y - D_r$ ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_y (%) ve D_r ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.13’de zeminler için $\gamma_y - D_r$ ilişkisi grafiği görülmektedir.

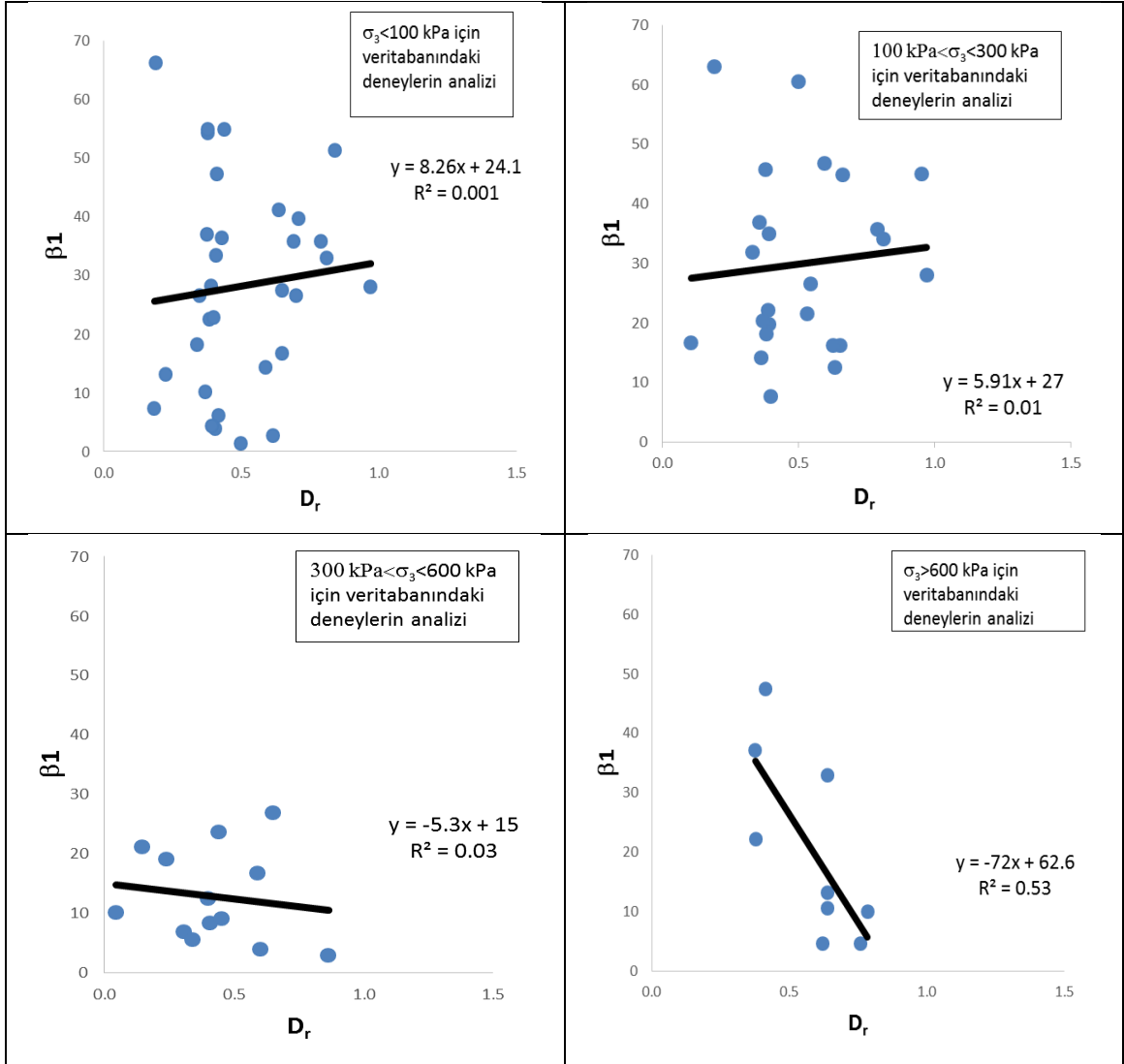
4.2.2.4. Zeminlerin Göçme Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.14. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde $\gamma_f - D_r$ ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_f (%) ve D_r ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.14.'de zeminler için $\gamma_f - D_r$ ilişkisi grafiği görülmektedir.

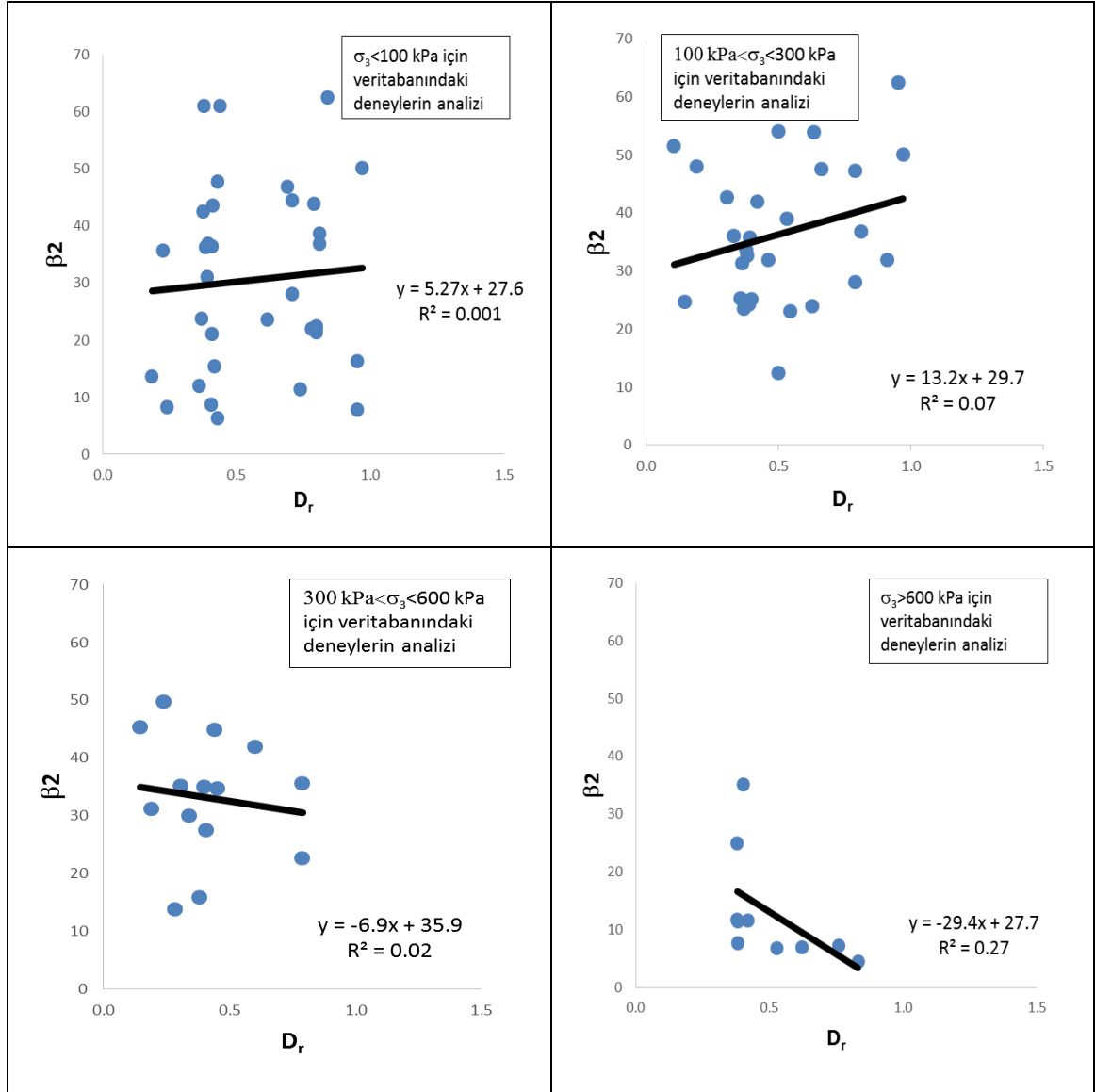
4.2.2.5. Zeminlerin Stiffness Bölgesinden Geçiş Bölgesine Geçiş Açısının β_1 'in Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.15. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_1 - D_r ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_1 ve D_r ilişkisi arasında bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.15.'de zeminler için β_1 - D_r ilişkisi grafiği görülmektedir.

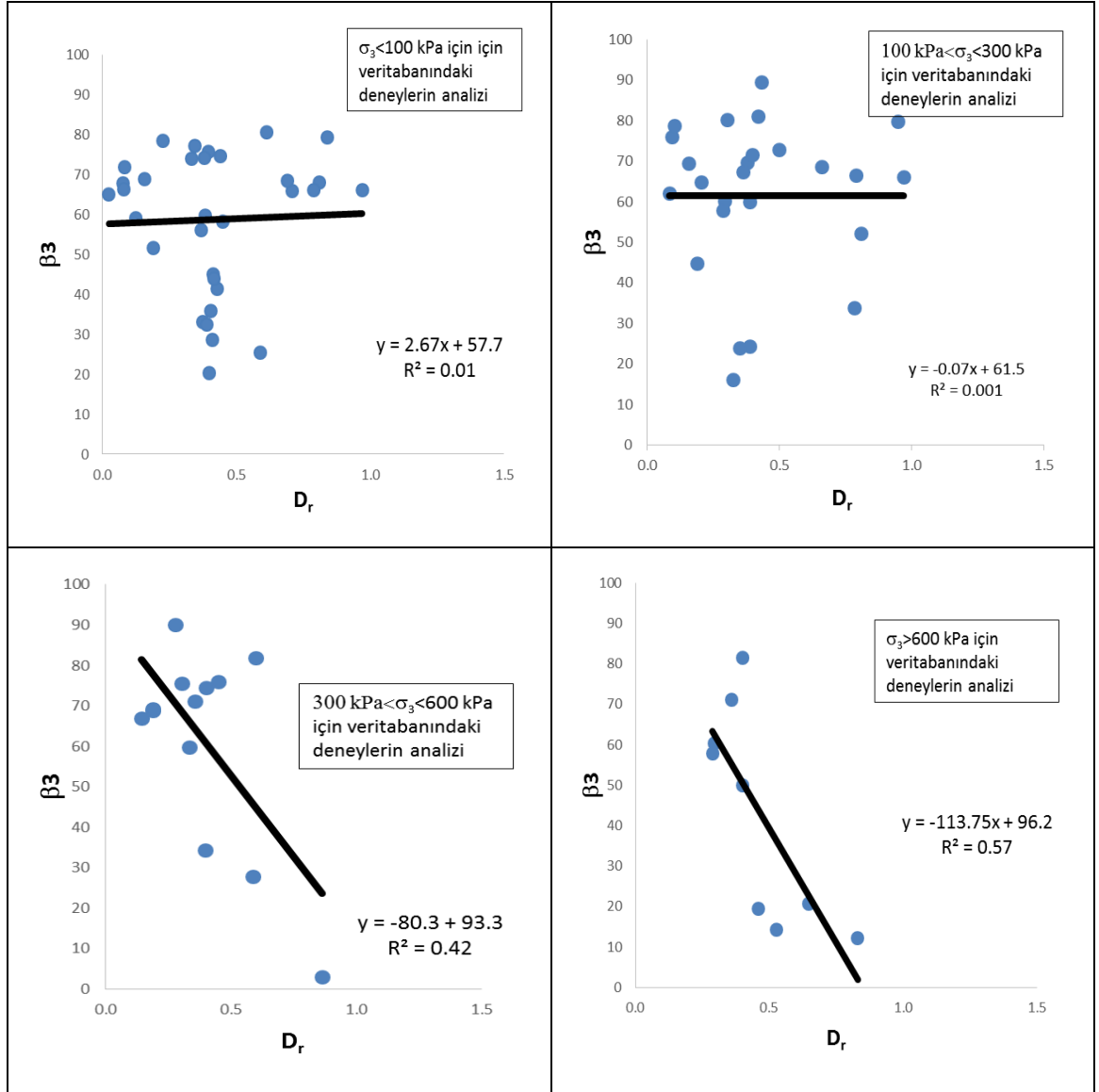
4.2.2.6. Zeminlerin Geçiş Bölgesinden Akma Bölgesine Geçiş Açısının β_2 'nin Rölatif Sıklık(D_r) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.16. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_2 - D_r ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_2 ve D_r ilişkisi arasında bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.16.'da zeminler için β_2 - D_r ilişkisi grafiği görülmektedir.

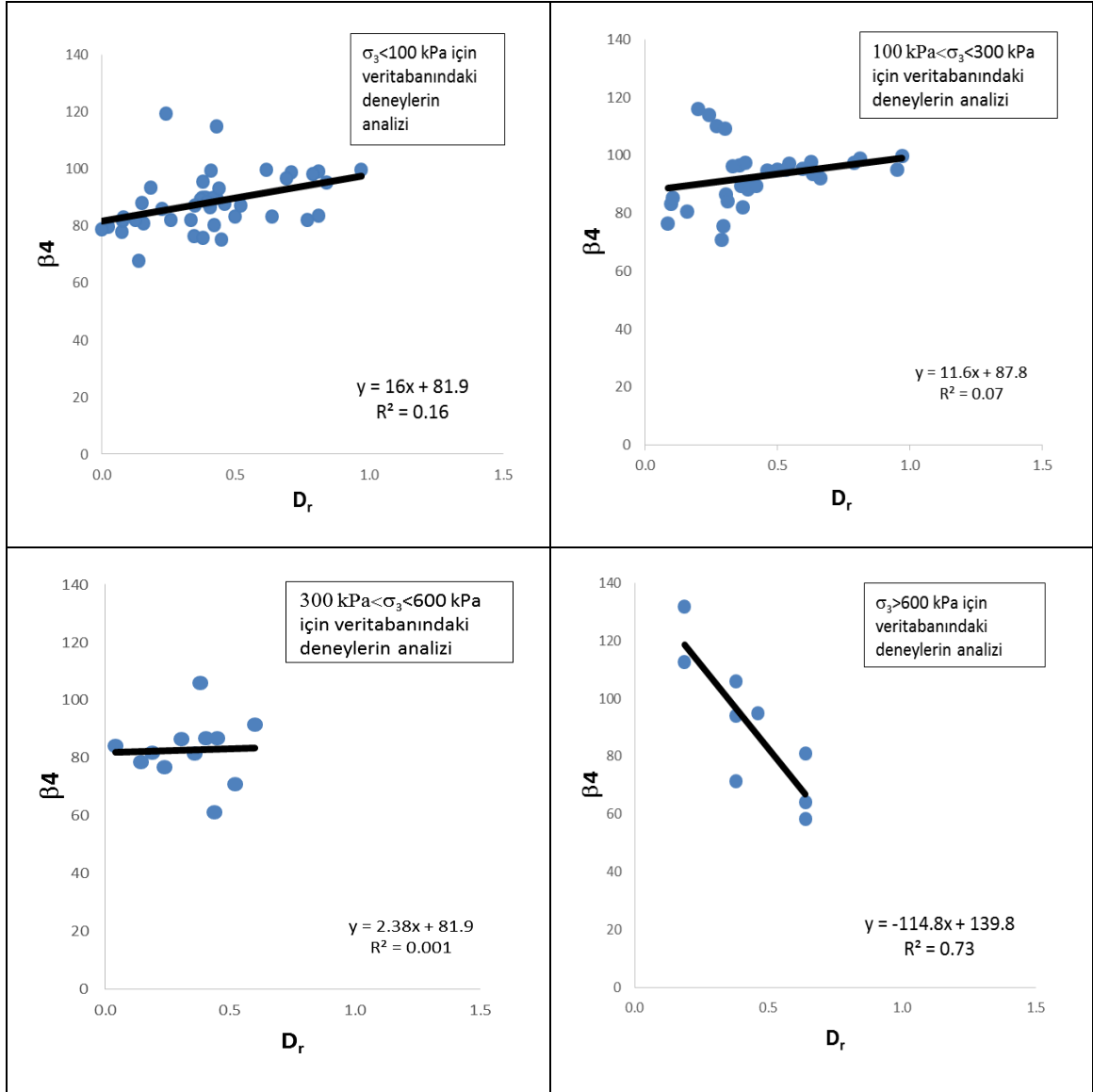
4.2.2.7. Zeminlerin Akma Bölgesinden Göçme Bölgesine Geçiş Açısı β_3 'ün Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi



Şekil 4.17. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_3 - D_r ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_3 (%) ve D_r ilişkisi arasında bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.17.'de zeminler için β_3 - D_r ilişkisi grafiği görülmektedir.

4.2.2.8. Zeminlerin Göçme Bölgesinden Çıkış Açısı β_4 'ün Rölatif Sıkılık (D_r) Doğrultusunda Analizi

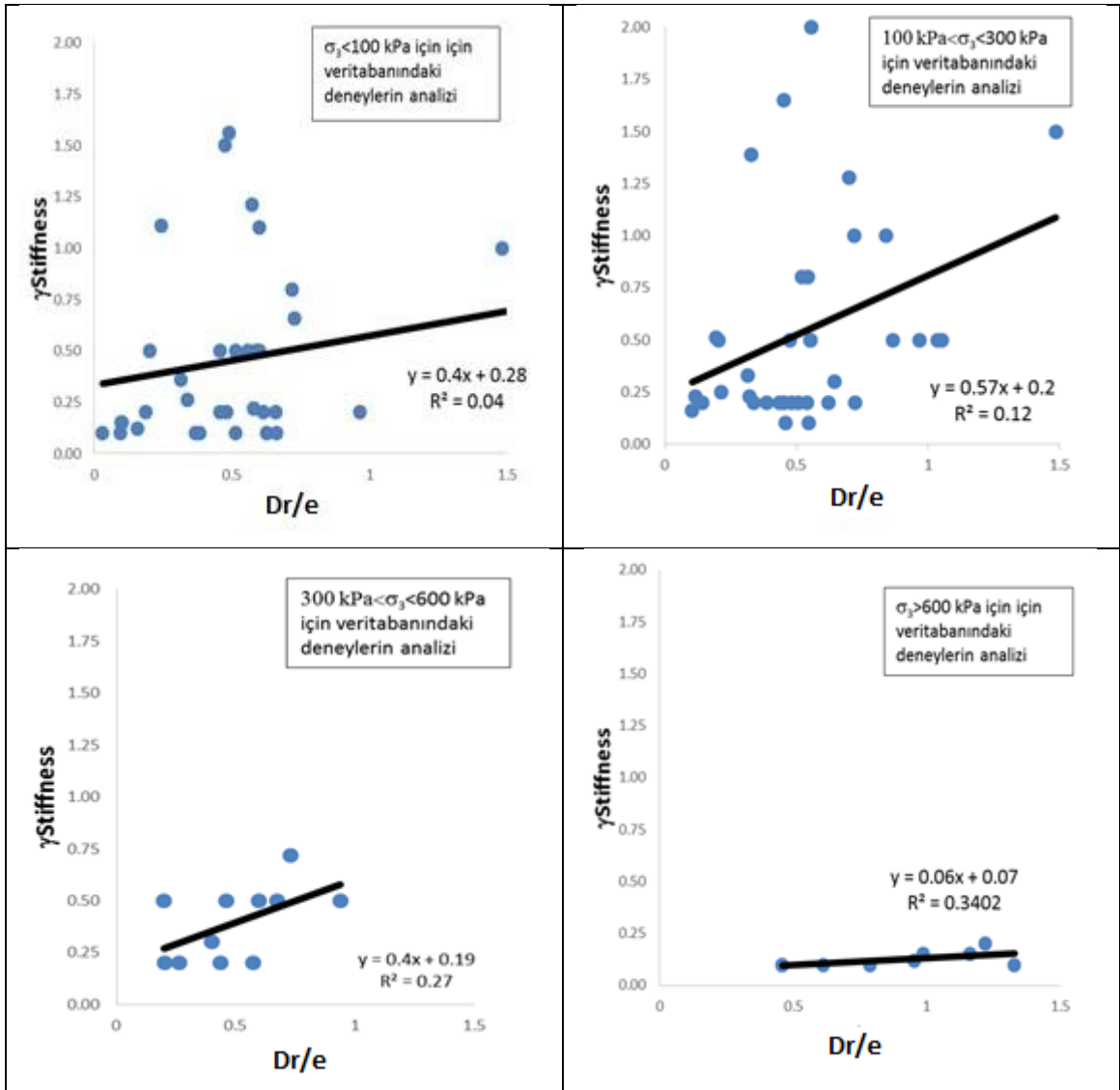


Şekil 4.18. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_4 - D_r ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_4 (%) ve D_r ilişkisi arasında bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.8.'de zeminler için β_4 - D_r ilişkisi grafiği görülmektedir

4.3. ZEMİNLERİN GERİLME-DEFORMASYON DAVRANIŞININ AMPİRİK OLARAK TANIMLANMASI

4.3.1. Zeminlerin Stiffness Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının Tanımlanması



Şekil 4.19. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_s - D_r/e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_s (%) ve D_r/e ilişkisi arasında bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$

kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600 \text{ kPa}$ ve $\sigma_3 > 600 \text{ kPa}$) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.1’de zeminler için $\gamma_s - D_r/e$ ilişkisi grafiği görülmektedir. İnceleme sonucunda bütün zemin numuneleri için γ_s (%) ve D_r/e arasında belirli gerilme aralıklarında dikkate değer bir ilişki olduğu anlaşılmaktadır. Aynı ilişki için elde edilen korelasyon araştırmacıların deneyleri kendi içlerinde kontrol edildiklerinde genellikle artmaktadır.

Tüm bu verilerin de destekleyeceği şekilde gerilme-deformasyon eğrisinin tanımlanmasında kullanılan γ_s parametresi için belirli gerilme aralıklarında aşağıdaki denklemler önerilebilir:

$\sigma_3 < 100 \text{ kPa}$ için;

$$\gamma_s = 0,4 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 0,28 \quad (4.1)$$

$100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300 \text{ kPa}$ için;

$$\gamma_s = 0,57 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 0,2 \quad (4.2)$$

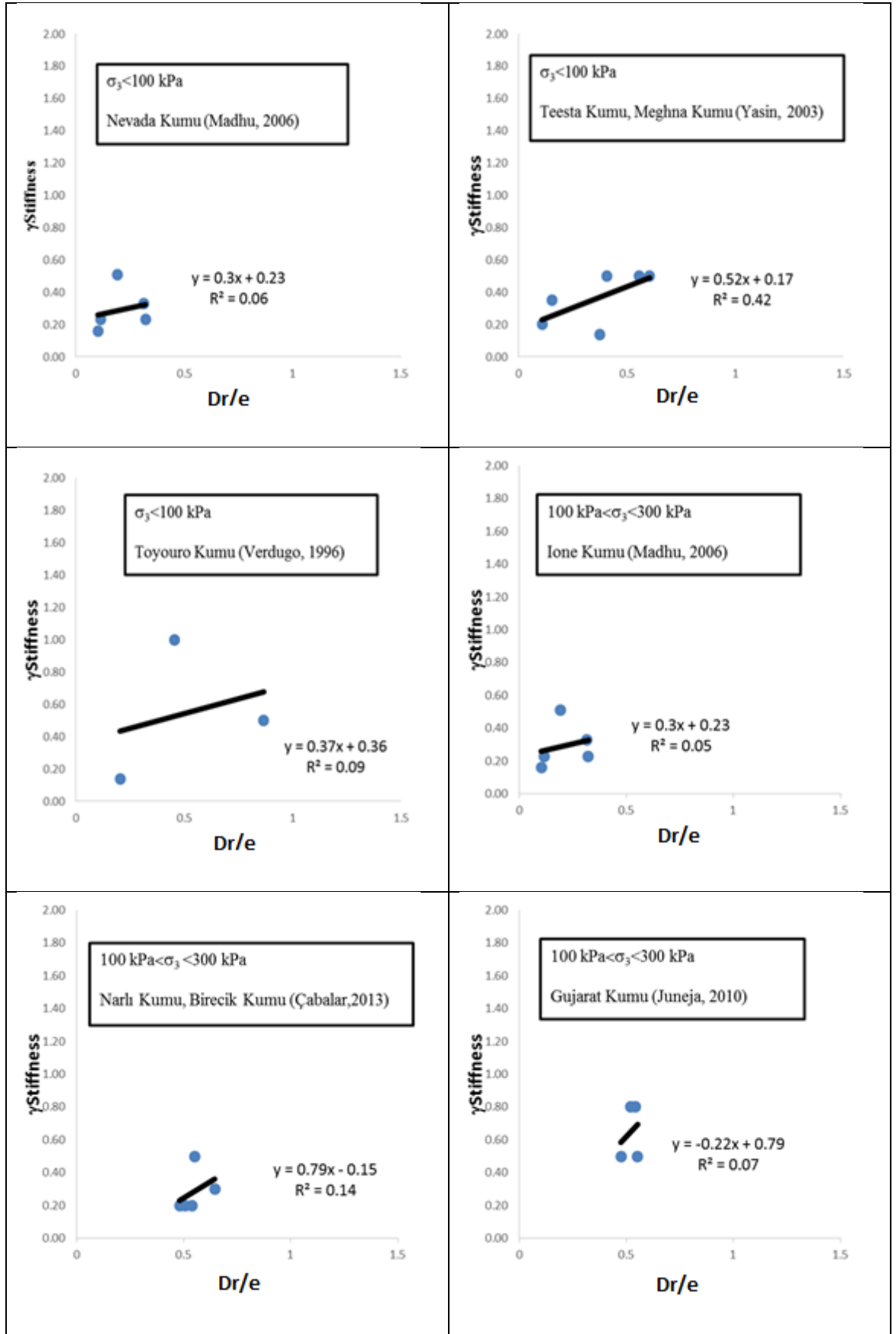
$300 < \sigma_3 < 600 \text{ kPa}$ için;

$$\gamma_s = 0,4 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 0,19 \quad (4.3)$$

$600 \text{ kPa} < \sigma_3$ için;

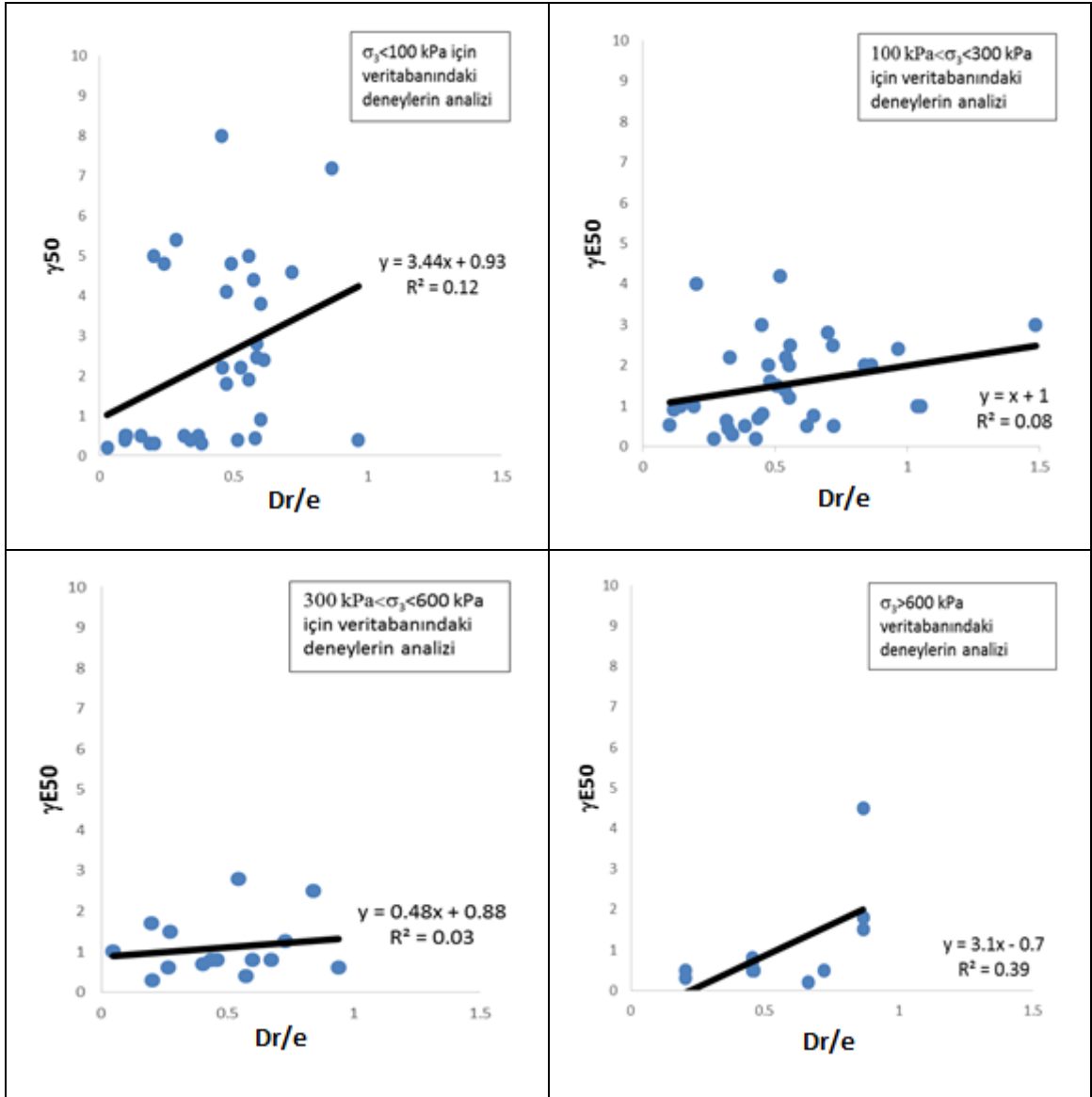
$$\gamma_s = 0,06 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 0,07 \quad (4.4)$$

denklemlerde γ_s stiffness deformasyon noktasını, e başlangıç boşluk oranını, D_r rölatif sıkılığı ifade etmektedir.



Şekil 4.20. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait γ s- Dr/e ilişkisi.

4.3.2. Zeminlerin Geçiş Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması



Şekil 4.21. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde γ_{E50} - D_r/e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_{E50} (%) ve D_r/e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.21’de zeminler için γ_{E50} - D_r/e ilişkisi grafiği görülmektedir. İnceleme sonucunda bütün zemin numuneleri için γ_{E50} (%) ve D_r/e arasında belirli gerilme aralıklarında dikkate değer bir ilişki olduğu anlaşılmaktadır. Aynı ilişki için elde edilen

korelasyon araştırmacıların deneyleri kendi içlerinde kontrol edildiklerinde genellikle artmaktadır.

Tüm bu verilerin de destekleyeceği şekilde gerilme-deformasyon eğrisinin tanımlanmasında kullanılan γ_{E50} parametresi için belirli gerilme aralıklarında aşağıdaki denklemler önerilebilir:

$$\sigma_3 < 100 \text{ kPa}$$

$$\gamma_{E50} = 3,44. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 0,93 \quad (4.5)$$

$$100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300 \text{ kPa için;}$$

$$\gamma_{E50} = \left(\frac{D_r}{e} \right) + 1 \quad (4.6)$$

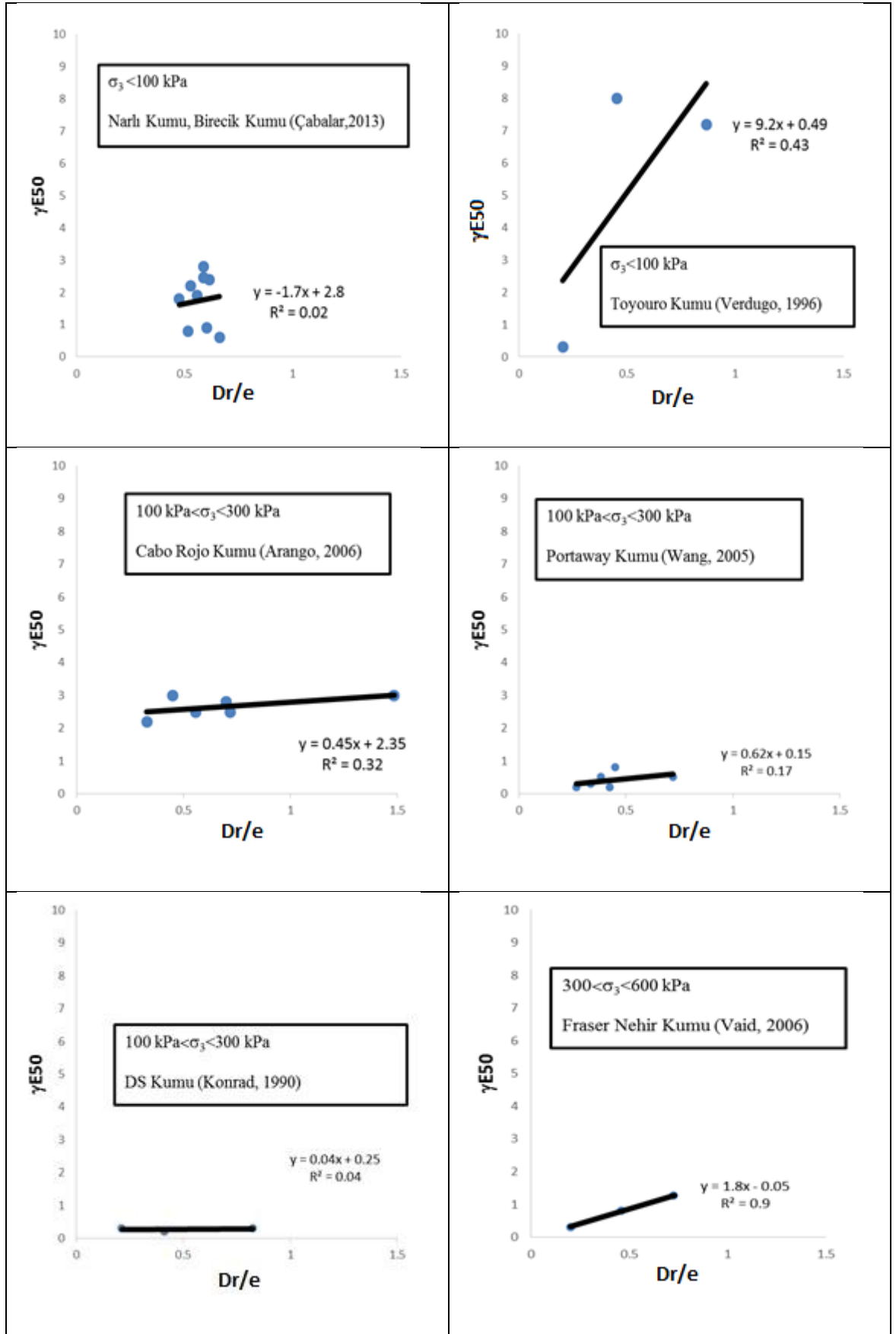
$$300 < \sigma_3 < 600 \text{ kPa için;}$$

$$\gamma_{E50} = 0,48. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 0,88 \quad (4.7)$$

$$600 \text{ kPa} < \sigma_3 \text{ için;}$$

$$\gamma_{E50} = 3,1. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 0,7 \quad (4.8)$$

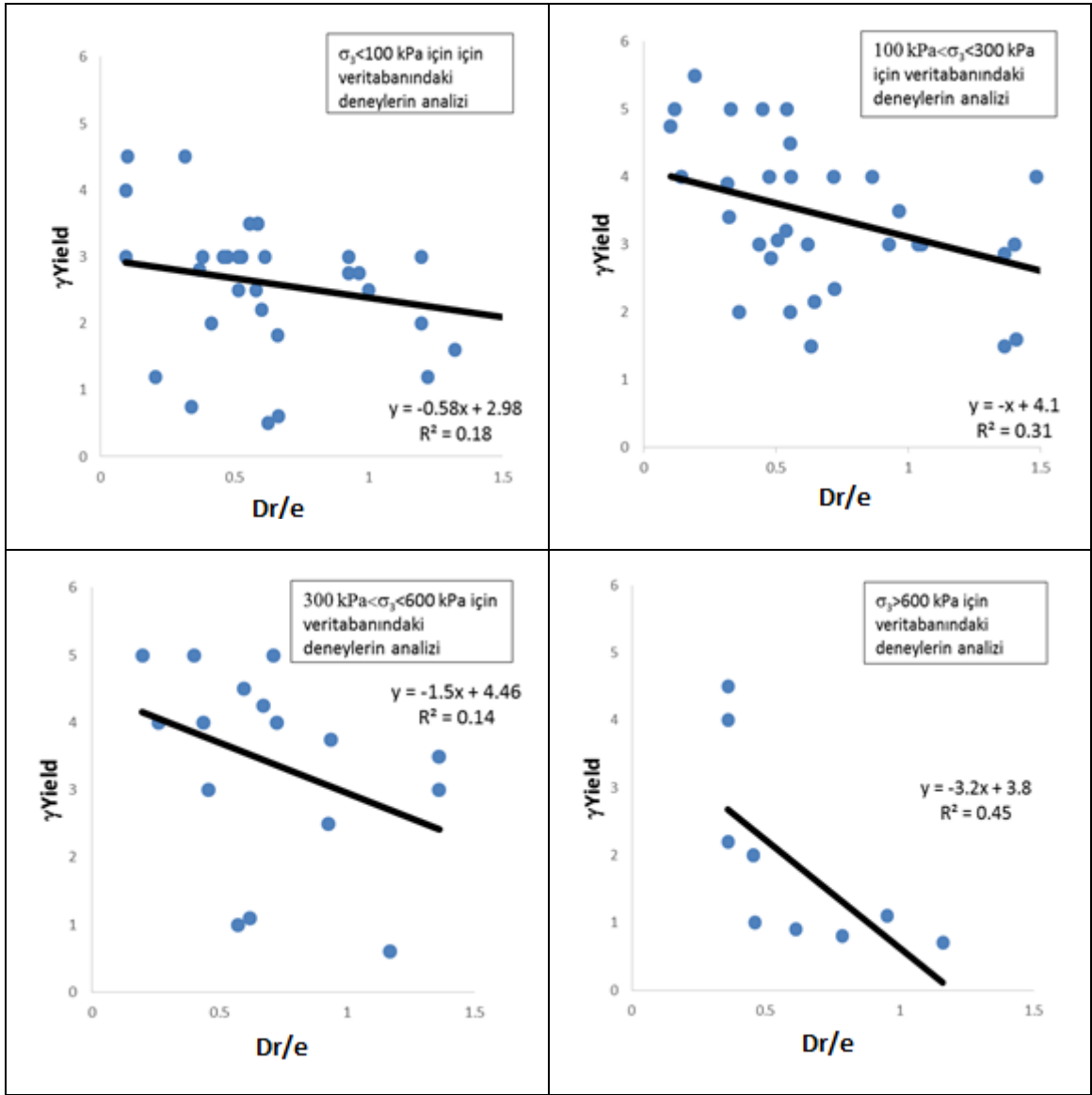
denklemlerde γ_{E50} geçiş fazı deformasyon noktasını, e boşluk oranını, D_r rölatif sıkılığı ifade etmektedir.



Şekil 4.22. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait γ_{E50} - D_r/e ilişkisi.

4.3.3. Zeminlerin Akma Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması

Boşluk oranı ve diğer faktörler arasındaki ilişkiyi tam olarak anlayabilmek amacıyla diğer tüm faktörlerin birbirine eşit veya çok yakın büyüklüklerde olduğu deneyler seçilmiştir.



Şekil 4.23. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde $\gamma_y - D_r/e$ ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_y (%) ve D_r/e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.23’de zeminler için $\gamma_y - D_r/e$ ilişkisi grafiği görülmektedir. İnceleme sonucunda bütün

zemin numuneleri için γ_y (%) ve D_r/e arasında belirli gerilme aralıklarında dikkate değer bir ilişki olduğu anlaşılmaktadır. Aynı ilişki için elde edilen korelasyon araştırmacıların deneyleri kendi içlerinde kontrol edildiklerinde genellikle artmaktadır.

Tüm bu verilerin de destekleyeceği şekilde gerilme-deformasyon eğrisinin tanımlanmasında kullanılan γ_y parametresi için belirli gerilme aralıklarında aşağıdaki denklemler önerilebilir:

$\sigma_3 < 100$ kPa için;

$$\gamma_y = -0,58. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 2,98 \quad (4.9)$$

$100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300 \text{ kPa}$ için;

$$\gamma_y = - \left(\frac{D_r}{e} \right) + 4,1 \quad (4.10)$$

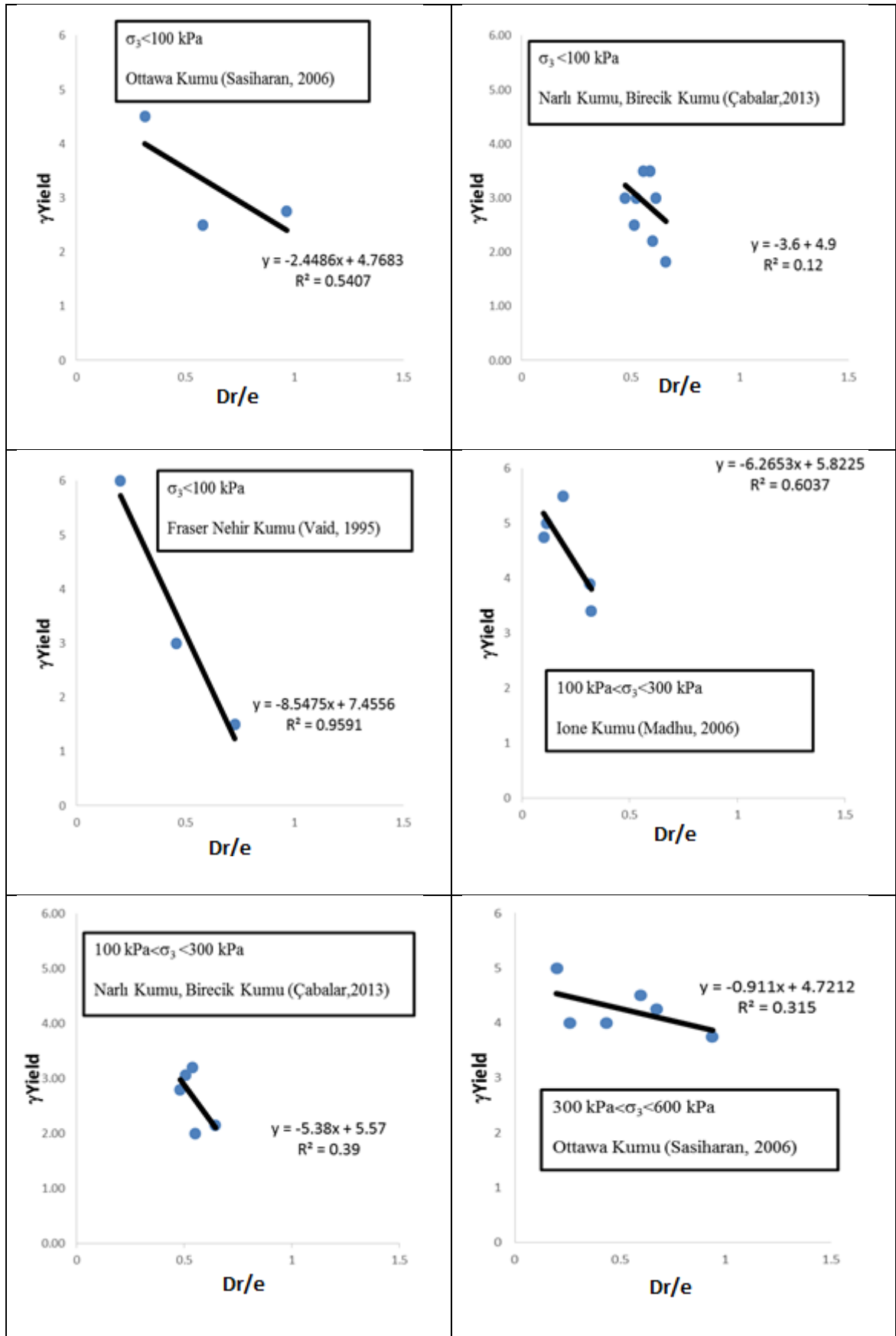
$300 < \sigma_3 < 600 \text{ kPa}$ için;

$$\gamma_y = -1,5. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 4,46 \quad (4.11)$$

$600 \text{ kPa} < \sigma_3$ için;

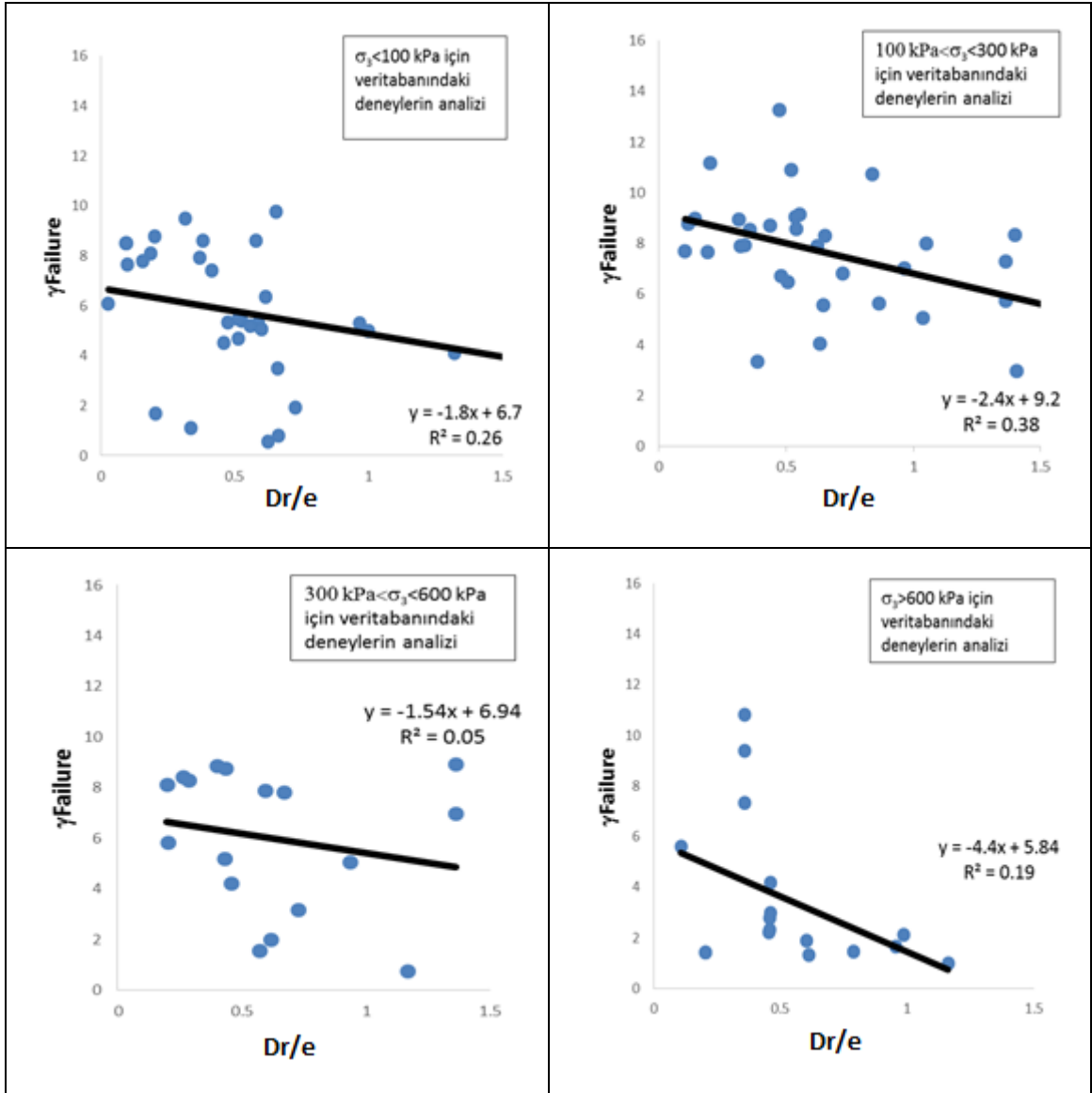
$$\gamma_y = -3,2. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 3,8 \quad (4.12)$$

denklemlerde γ_y akma deformasyon noktasını, e başlangıç boşluk oranını, D_r rölatif sıkılığı ifade etmektedir.



Şekil 4.24. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait $\gamma\gamma$ - Dr/e ilişkisi.

4.3.4. Zeminlerin Göçme Bölgesinde Gerilme-Deformasyon Davranışının D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması



Şekil 4.25. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde $\gamma_f - D_r/e$ ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için γ_f (%) ve D_r/e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.25.'de zeminler için $\gamma_f - D_r/e$ ilişkisi grafiği görülmektedir. İnceleme sonucunda bütün zemin numuneleri için γ_f (%) ve D_r/e arasında belirli gerilme aralıklarında dikkate değer bir ilişki olduğu anlaşılmaktadır. Aynı ilişki için elde edilen korelasyon araştırmacıların deneyleri kendi içlerinde kontrol edildiklerinde genellikle artmaktadır

Tüm bu verilerin de destekleyeceği şekilde gerilme-deformasyon eğrisinin tanımlanmasında kullanılan γ_f parametresi için belirli gerilme aralıklarında aşağıdaki denklemler önerilebilir:

$\sigma_3 < 100$ kPa için;

$$\gamma_y = -1,8 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 6,7 \quad (4.13)$$

$100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa için;

$$\gamma_y = -2,4 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 9,2 \quad (4.14)$$

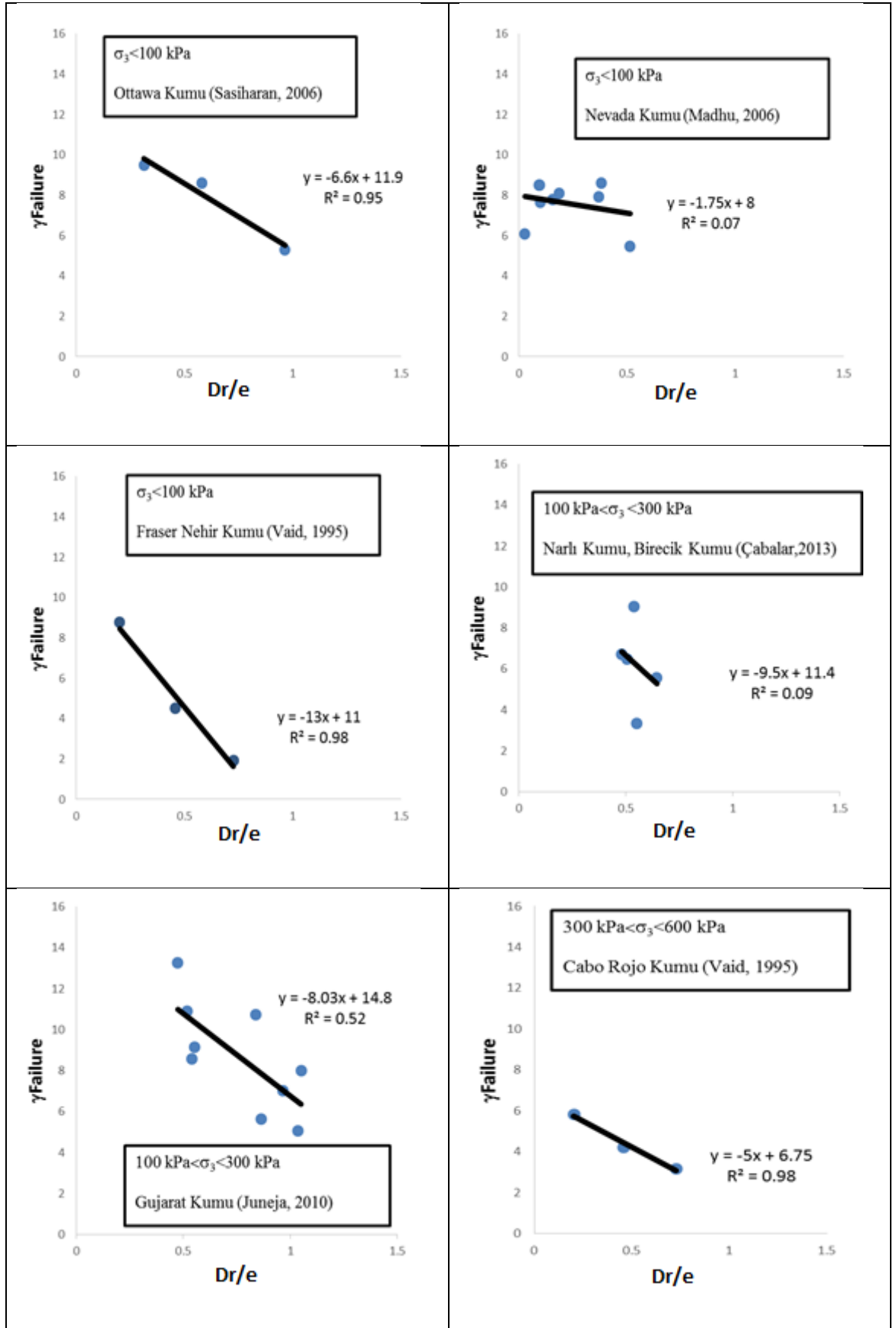
$300 < \sigma_3 < 600$ kPa için;

$$\gamma_y = -1,54 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 6,92 \quad (4.15)$$

$600 \text{ kPa} < \sigma_3$ için;

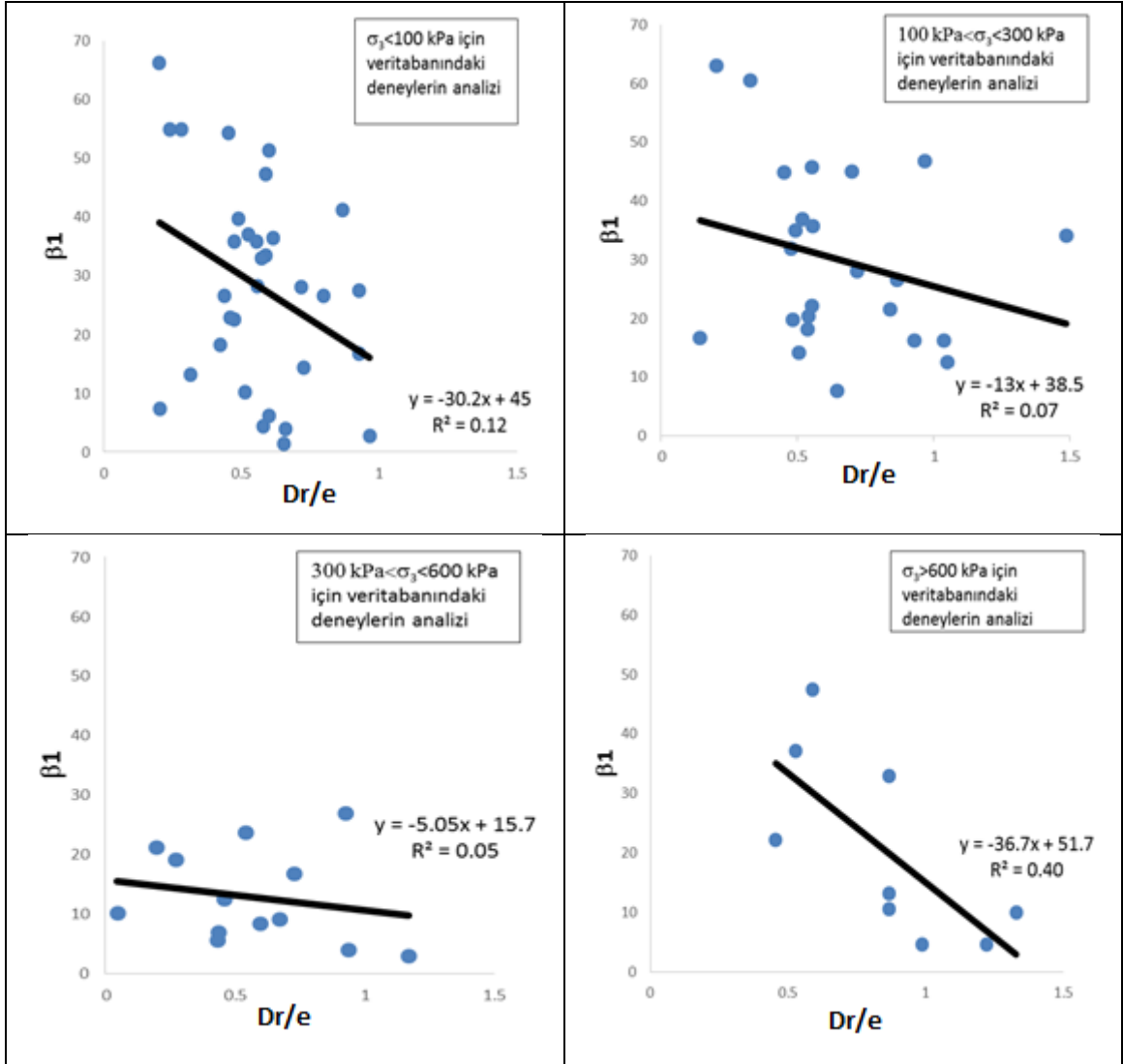
$$\gamma_y = -4,4 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 5,84 \quad (4.16)$$

denklemlerde γ_f göçme deformasyon noktasını, e boşluk oranını, D_r rölatif sıkılığı ifade etmektedir.



Şekil 4.26. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait γ_f - Dr/e ilişkisi.

4.3.5. Zeminlerin Stiffness Bölgesinden Geçiş Bölgesine Geçiş Açısının(β_1) D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması



Şekil 4.27. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_1 - D_r/e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_1 ve D_r/e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.27.'de zeminler için β_1 - D_r/e ilişkisi grafiği görülmektedir. İnceleme sonucunda bütün zemin numuneleri için β_1 (%) ve D_r/e arasında belirli gerilme aralıklarında dikkate değer bir

ilişki olduğu anlaşılmaktadır. Aynı ilişki için elde edilen korelasyon araştırmacıların deneyleri kendi içlerinde kontrol edildiklerinde genellikle artmaktadır

Tüm bu verilerin de destekleyeceği şekilde gerilme-deformasyon eğrisinin tanımlanmasında kullanılan β_1 parametresi için belirli gerilme aralıklarında aşağıdaki denklemler önerilebilir:

$\sigma_3 < 100$ kPa için;

$$\beta_1 = -30,2 \cdot \left(\frac{D_r}{e}\right) + 45 \quad (4.17)$$

$100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300 \text{ kPa}$ için;

$$\beta_1 = -13 \cdot \left(\frac{D_r}{e}\right) + 38,5 \quad (4.18)$$

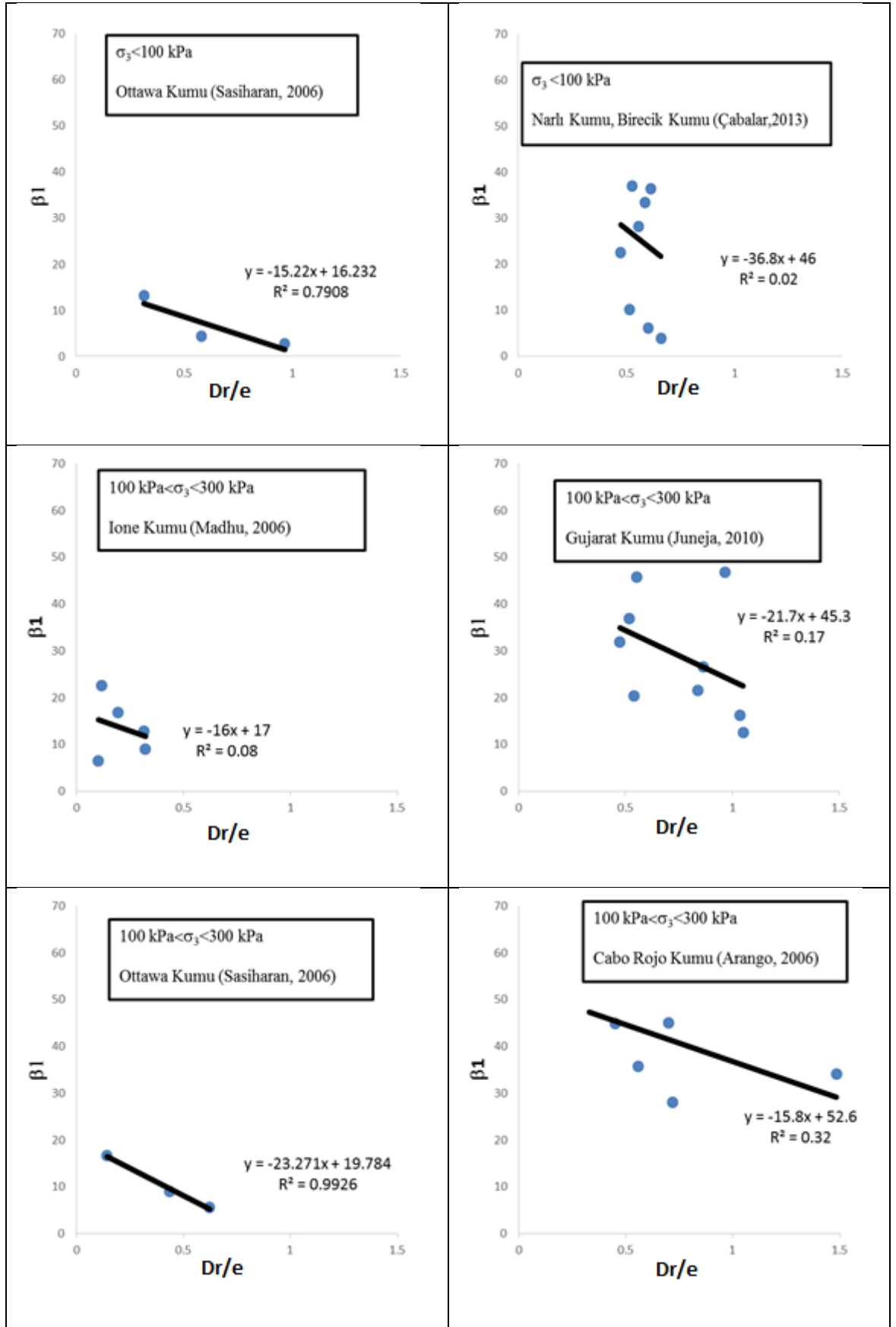
$300 < \sigma_3 < 600$ kPa için;

$$\beta_1 = -5,05 \cdot \left(\frac{D_r}{e}\right) + 15,7 \quad (4.19)$$

$600 \text{ kPa} < \sigma_3$ için;

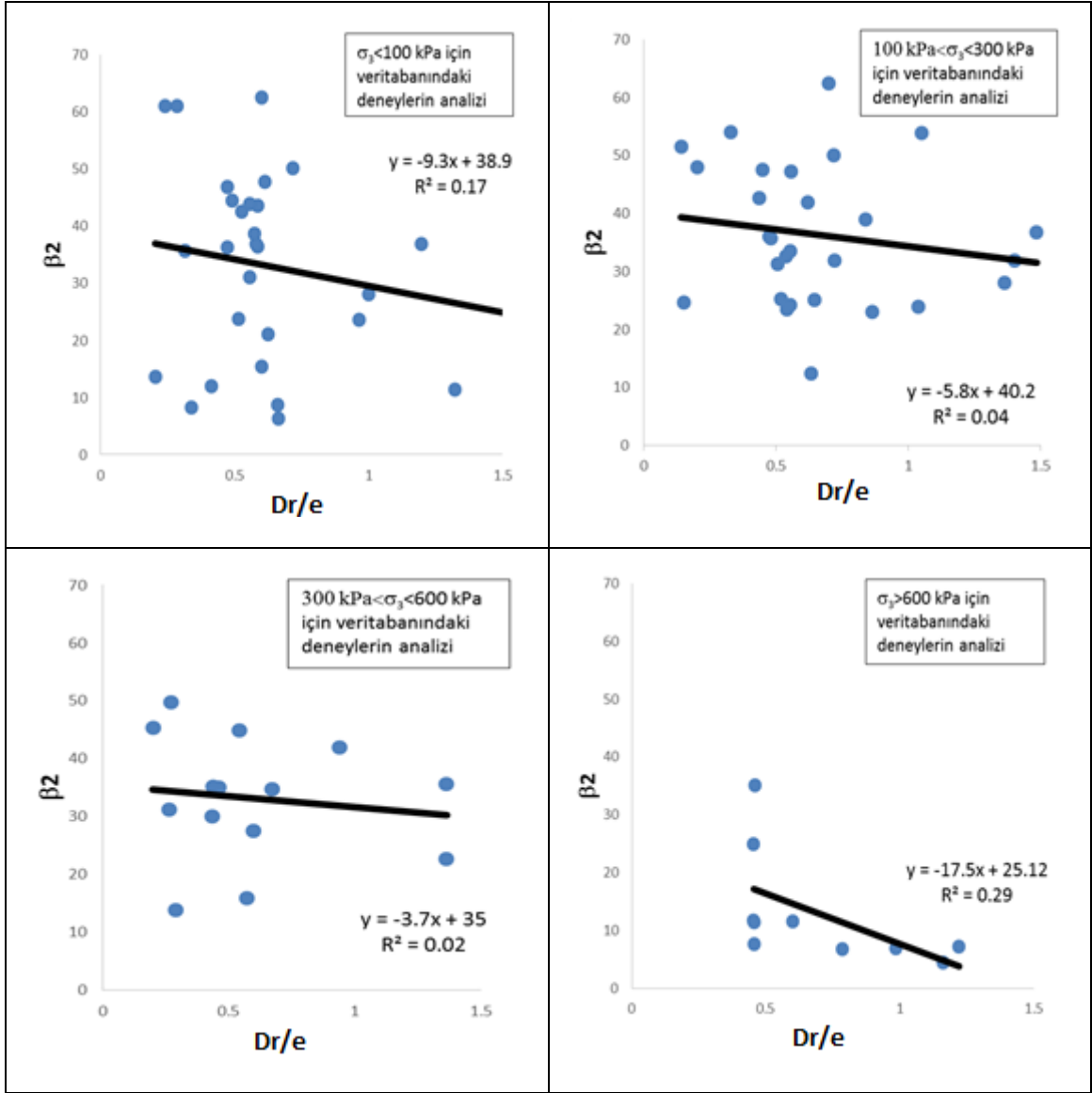
$$\beta_1 = -36,7 \cdot \left(\frac{D_r}{e}\right) + 51,7 \quad (4.20)$$

denklemlerde β_1 stiffness bölgesinden geçiş bölgesine geçiş açısını, e boşluk oranını, D_r rölatif sıkılığı ifade etmektedir.



Şekil 4.28. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait β_1 - Dr/e ilişkisi.

4.3.6. Zeminlerin Geçiş Bölgesinden Akma Bölgesine Geçiş Açısının(β_2) D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması



Şekil 4.29. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_2 - D_r/e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_2 ve D_r/e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.29.'da zeminler için β_2 - D_r/e ilişkisi grafiği görülmektedir. İnceleme sonucunda bütün zemin numuneleri için β_2 (%) ve D_r/e arasında belirli gerilme aralıklarında dikkate değer bir ilişki olduğu anlaşılmaktadır. Aynı ilişki için elde edilen korelasyon araştırmacıların deneyleri kendi içlerinde kontrol edildiklerinde genellikle artmaktadır.

Tüm bu verilerin de destekleyeceği şekilde gerilme-deformasyon eğrisinin tanımlanmasında kullanılan β_2 parametresi için belirli gerilme aralıklarında aşağıdaki denklemler önerilebilir:

$\sigma_3 < 100$ kPa için;

$$\beta_2 = -9,3 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 38,9 \quad (4.21)$$

$100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa için;

$$\beta_2 = -5,8 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 40,2 \quad (4.22)$$

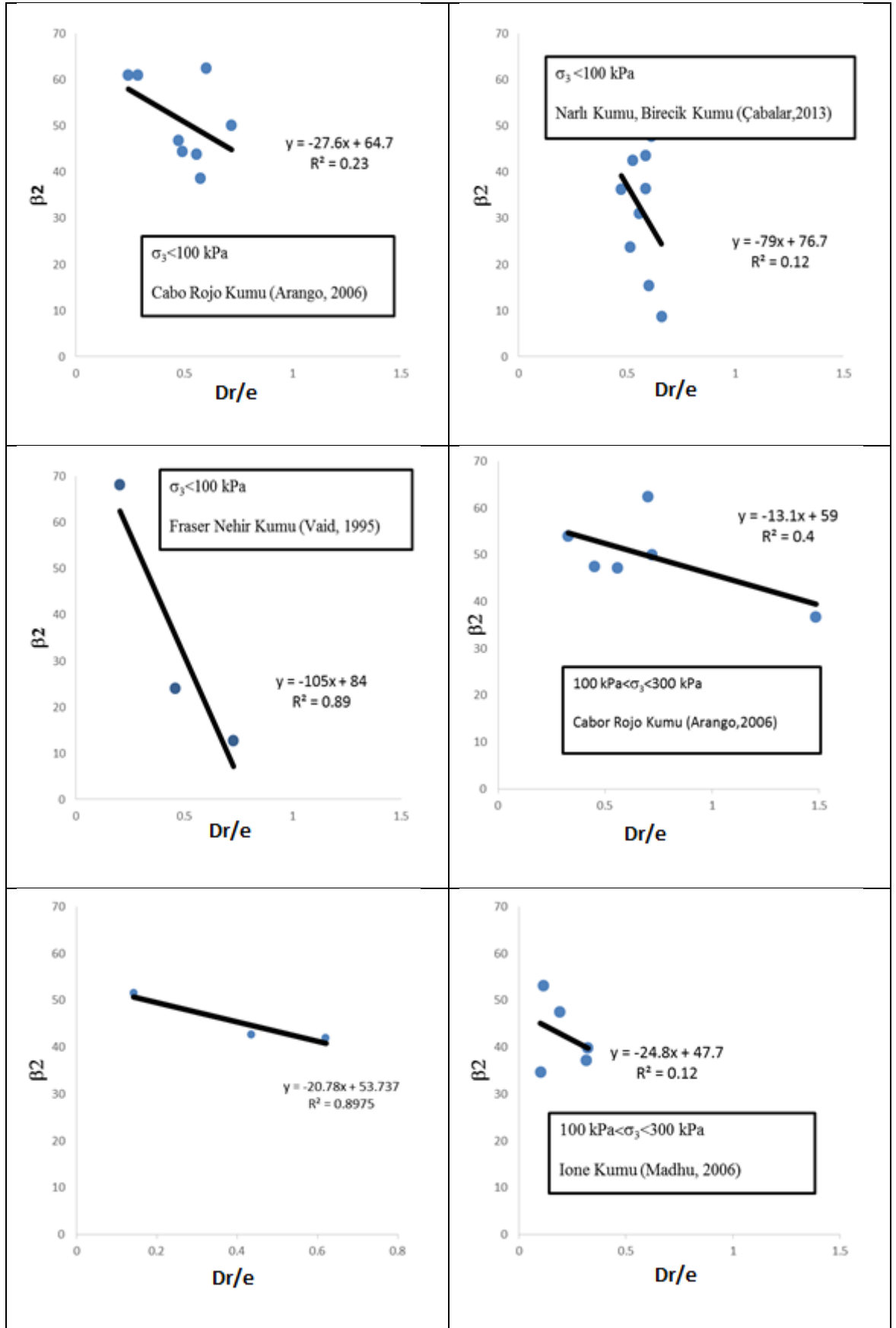
$300 < \sigma_3 < 600$ kPa için;

$$\beta_2 = -3,7 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 35 \quad (4.23)$$

$600 \text{ kPa} < \sigma_3$ için;

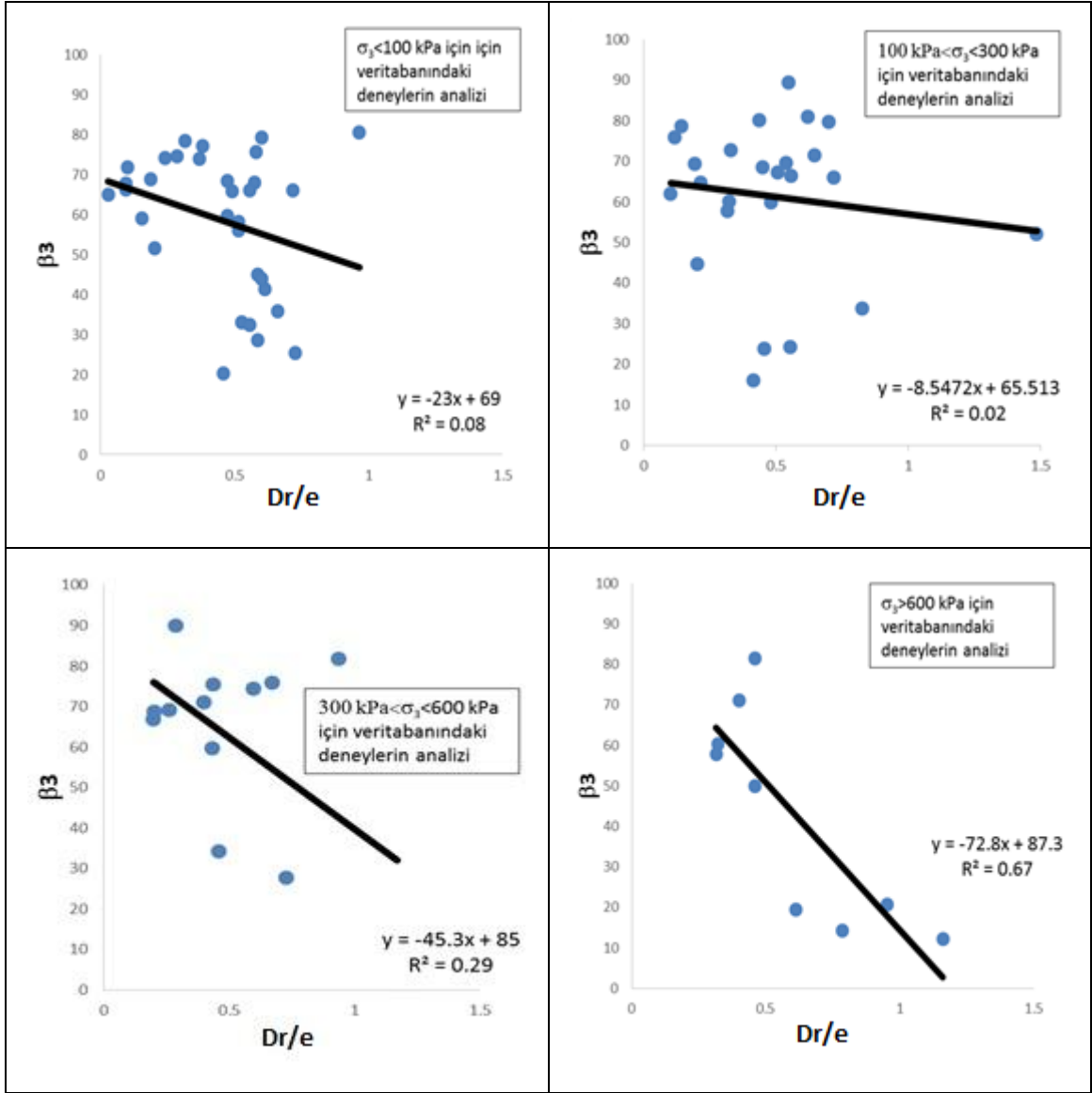
$$\beta_2 = -17,5 \cdot \left(\frac{D_r}{e} \right) + 25,12 \quad (4.24)$$

denklemlerde β_2 geçiş bölgesinden akma bölgesine geçiş açısını, e boşluk oranını, D_r rölatif sıkılığı ifade etmektedir.



Şekil 4.30. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait β_2 - D_r/e ilişkisi.

4.3.7. Zeminlerin Akma Bölgesinden Göçme Bölgesine Geçiş Açısının (β_3) D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması



Şekil 4.31. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_3 - D_r/e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_3 (%) ve D_r/e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.31.'de zeminler için β_3 - D_r/e ilişkisi grafiği görülmektedir. İnceleme sonucunda bütün zemin numuneleri için β_3 (%) ve D_r/e arasında belirli gerilme aralıklarında dikkate değer bir ilişki olduğu anlaşılmaktadır. Aynı ilişki için elde edilen korelasyon araştırmacıların deneyleri kendi içlerinde kontrol edildiklerinde genellikle artmaktadır.

Tüm bu verilerin de destekleyeceği şekilde gerilme-deformasyon eğrisinin tanımlanmasında kullanılan β_3 parametresi için belirli gerilme aralıklarında aşağıdaki denklemler önerilebilir:

$\sigma_3 < 100$ kPa için;

$$\beta_3 = -23. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 69 \quad (4.25)$$

$100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300 \text{ kPa}$ için;

$$\beta_3 = -8,54. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 65,5 \quad (4.26)$$

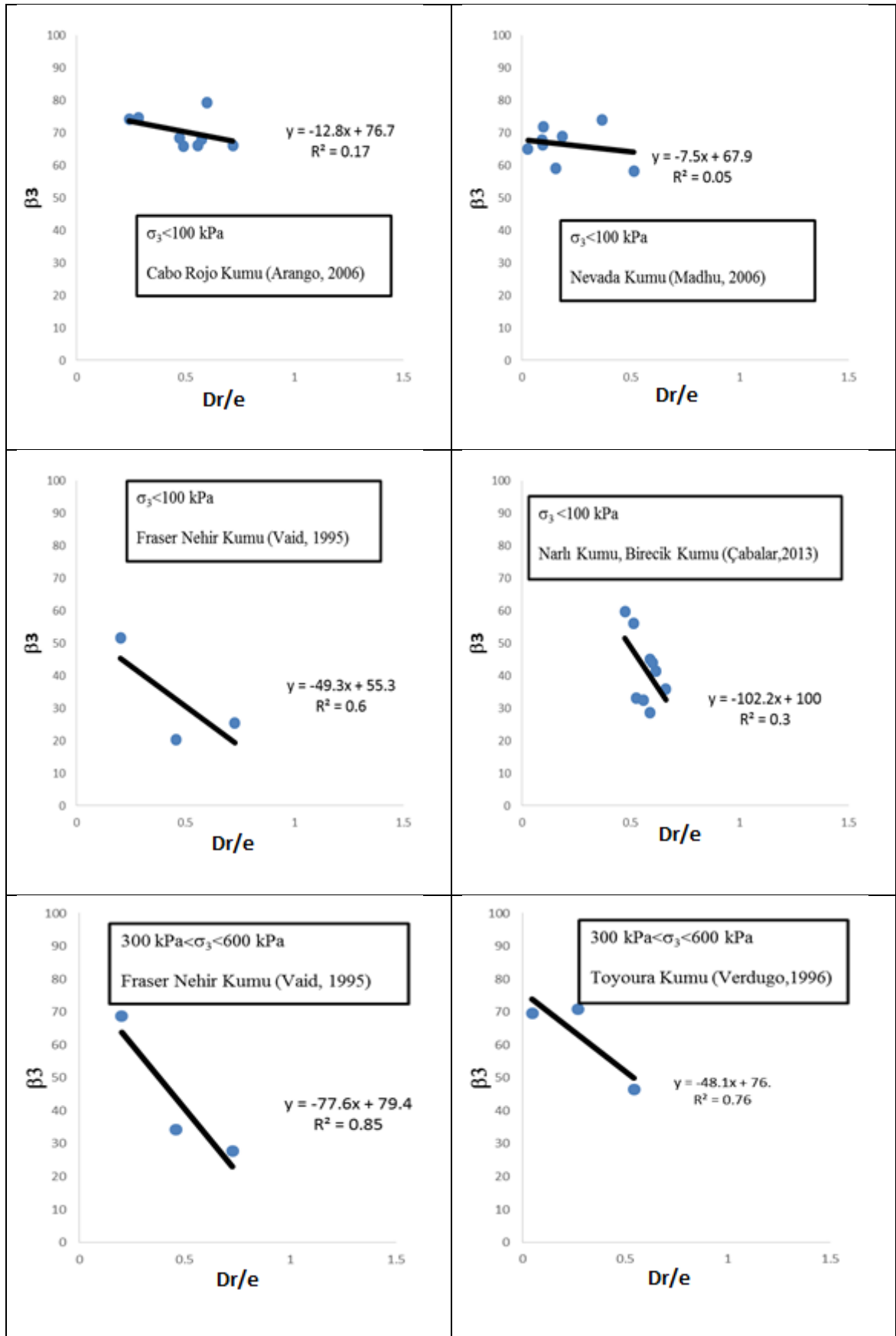
$300 < \sigma_3 < 600$ kPa için;

$$\beta_3 = -45,3. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 85 \quad (4.27)$$

$600 \text{ kPa} < \sigma_3$ için;

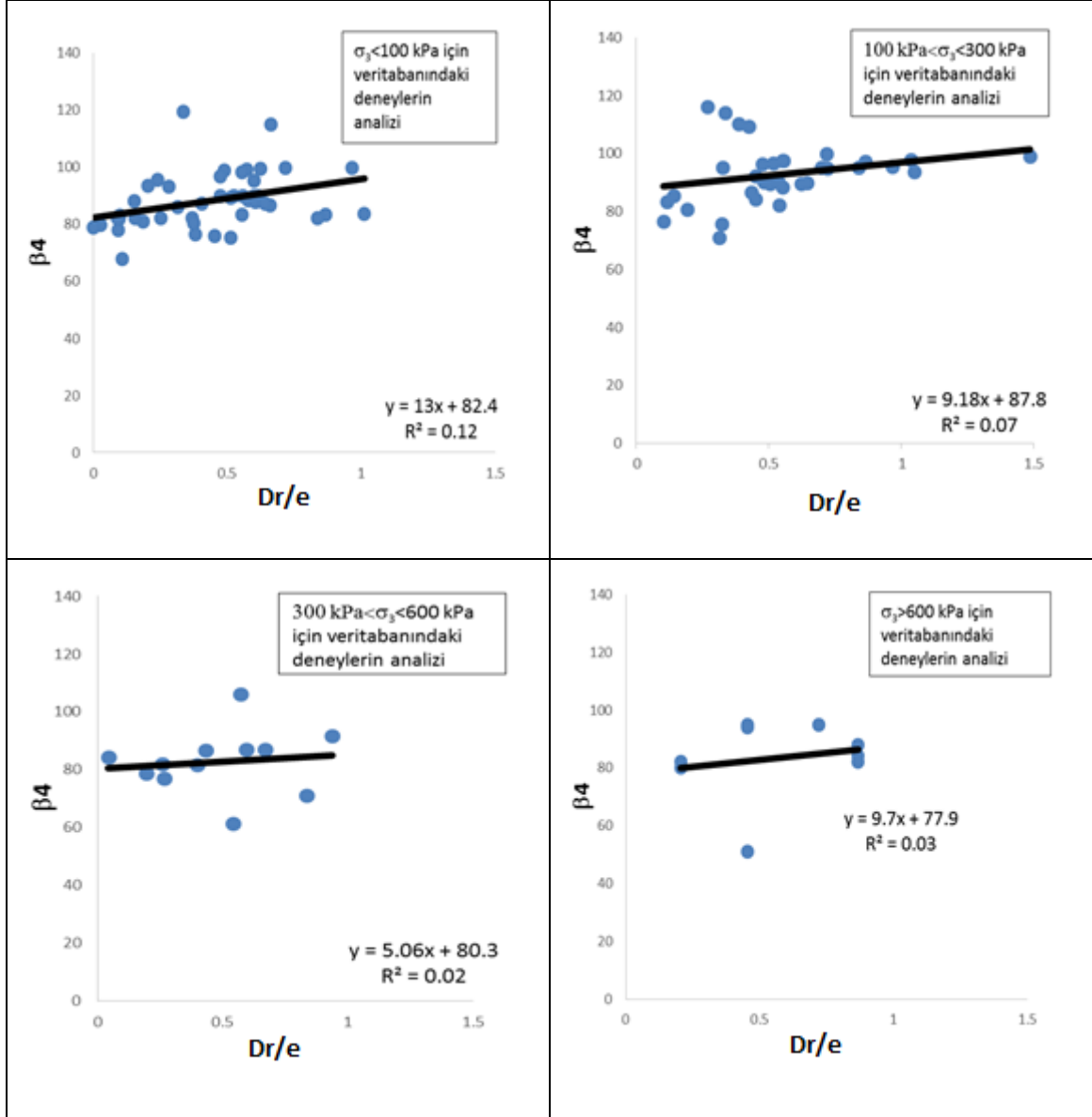
$$\beta_3 = -72,2. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 87,3 \quad (4.28)$$

denklemlerde β_3 akma bölgesinden göçme bölgesine geçiş aşamasını, e boşluk oranını, D_r rölatif sıkılığı ifade etmektedir.



Şekil 4.32. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait β_3 - D_r/e ilişkisi.

4.3.8. Zeminlerin Göçme Bölgesinden Çıkış Açısının(β_4) D_r/e Doğrultusunda Tanımlanması



Şekil 4.33. Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinde β_4 - D_r/e ilişkisi.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerini tanımlamak için oluşturulan bütün zemin numuneleri için β_4 (%) ve D_r/e ilişkisi için bir korelasyon olup olmadığı incelenmiştir. Bu incelemeler çevresel basınç değerleri ($\sigma_3 < 100$ kPa, $100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300$ kPa, $300 \text{ kPa} < \sigma_3 < 600$ kPa ve $\sigma_3 > 600$ kPa) belirli aralıklarda olacak şekilde yapılmıştır. Şekil 4.33.'de zeminler için β_4 - D_r/e ilişkisi grafiği görülmektedir. İnceleme sonucunda bütün zemin numuneleri için β_4 (%) ve D_r/e arasında belirli gerilme aralıklarında

dikkate değer bir ilişki olduğu anlaşılmaktadır. Aynı ilişki için elde edilen korelasyon araştırmacıların deneyleri kendi içlerinde kontrol edildiklerinde genellikle artmaktadır

Tüm bu verilerin de destekleyeceği şekilde gerilme-deformasyon eğrisinin tanımlanmasında kullanılan β_4 parametresi için belirli gerilme aralıklarında aşağıdaki denklemler önerilebilir:

$\sigma_3 < 100$ kPa için;

$$\beta_4 = 13. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 82,3 \quad (4.29)$$

$100 \text{ kPa} < \sigma_3 < 300 \text{ kPa}$ için;

$$\beta_4 = 9,18. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 87,8 \quad (4.30)$$

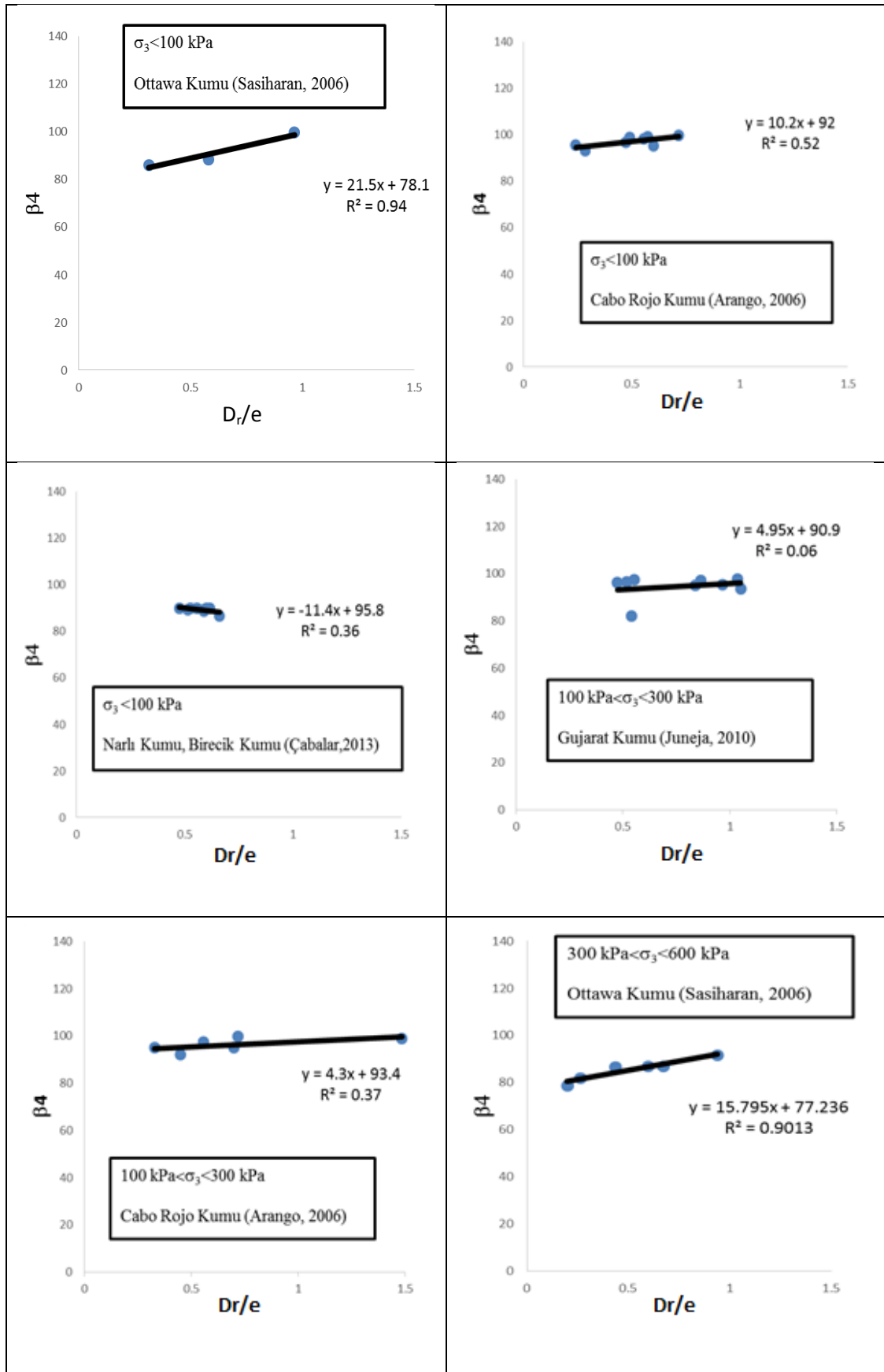
$300 < \sigma_3 < 600$ kPa için;

$$\beta_4 = 5,06. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 83 \quad (4.31)$$

$600 \text{ kPa} < \sigma_3$ için;

$$\beta_4 = -72. \left(\frac{D_r}{e} \right) + 131 \quad (4.32)$$

denklemlerde β_4 göçme bölgesinden çıkış açısını, e boşluk oranını, D_r rölatif sıkılığı ifade etmektedir.



Şekil 4.34. Belirli çevresel basınç aralıkları için farklı deney gruplarına ait β_4 - Dr/e ilişkisi.

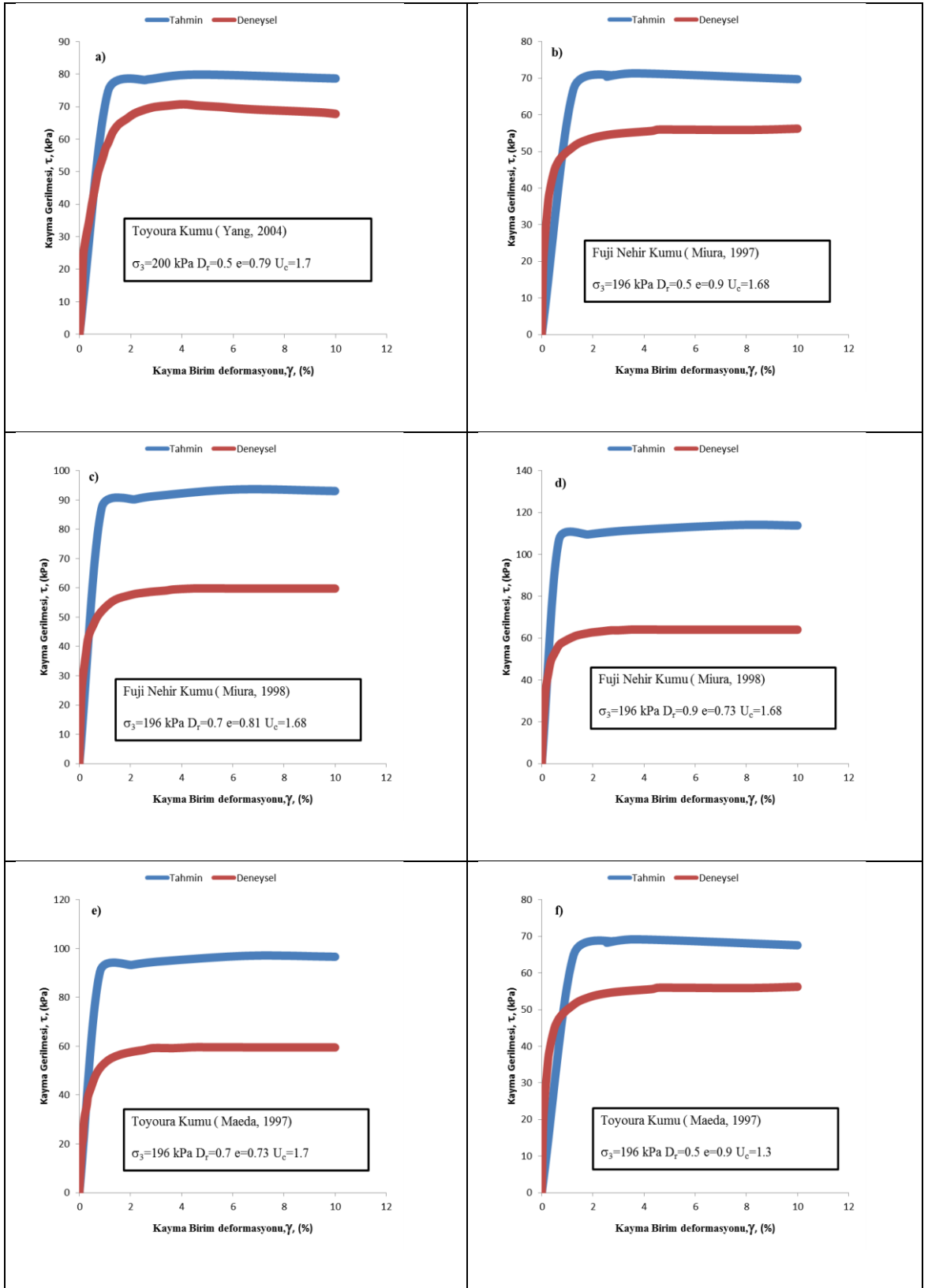
4.4. ÖNERİLEN EĞRİ ELDE ETME METODUNUN PERFORMANSI

Bu çalışmada zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının tanımlanması amacıyla eğriler farklı fazlar dikkate alınarak tanımlanmıştır. Veritabanında yer alan eğrilerin yanında, önerilen gerilme-deformasyon tahmin modelinin performansını daha gerçekçi bir şekilde test edebilmek için veritabanında yer almayan eğrilere ait tahmin ve deney sonuçları da karşılaştırılmıştır.

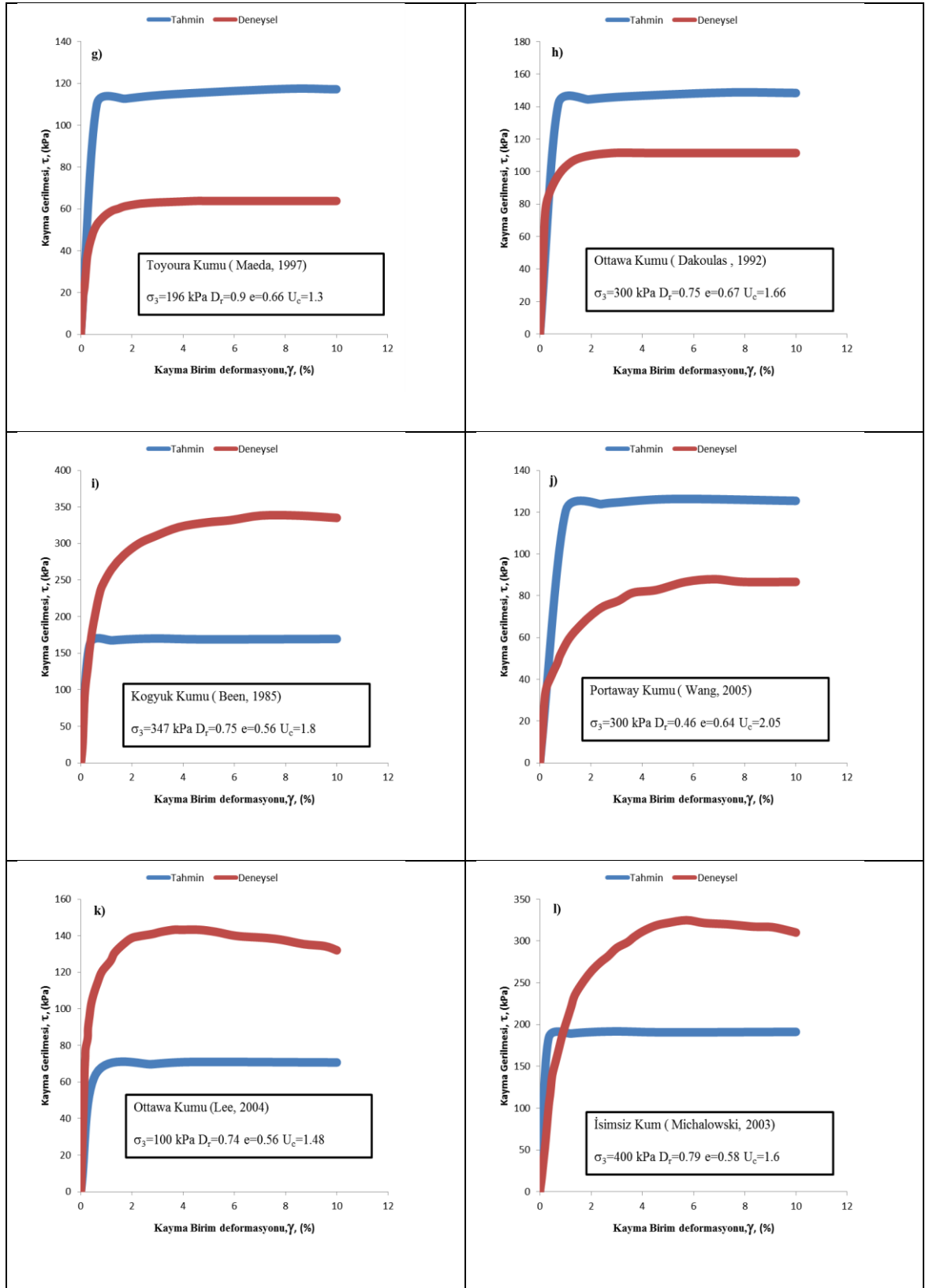
Şekil 4.35’de Toyoura kumu (Yang,2004), Fuji nehir kumu (Miura,1997),Fuji nehir kumu(Miura,1998) ve Toyoura kumu (Maeda, 1998) ile yapılan üç eksenli basınç deneyi sonuçları ile tahmin edilen eğrilerin karşılaştırması görülmektedir.

Şekil 4.36’da Toyoura kumu (Maeda,1997), Toyoura kumu (Dakoulas,1992),Kogyuk kumu (Been,1985), Portaway kumu (Wang,2005),Ottawa kumu (Lee, 2004) ve isimsiz kum (Michalowski, 2003) ile yapılan üç eksenli basınç deneyi sonuçları ile tahmin edilen eğrilerin karşılaştırması görülmektedir.

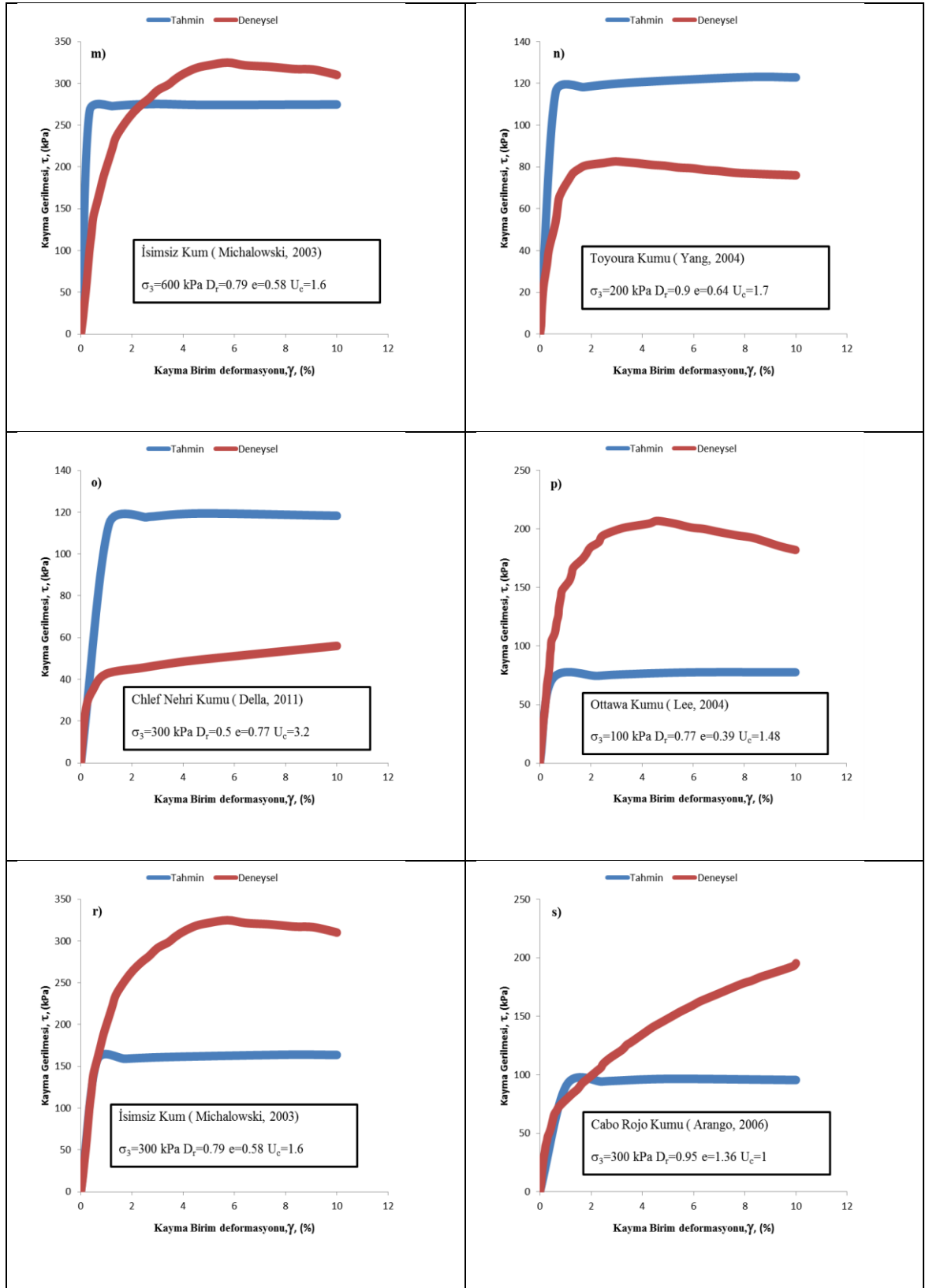
Şekil 4.37’de Toyoura kumu (Yang,2004), Chlef nehir kumu (Della,2011),Ottawa kumu(Lee,2004), İsimsiz kum(Michalowski, 2003) ve Cabo Rojo kumu (Arango, 2006) ile yapılan üç eksenli basınç deneyi sonuçları ile tahmin edilen eğrilerin karşılaştırması görülmektedir.



Şekil 4.35. Deneyler ve tahminlerin karşılaştırılması a)Yang (2004) b)Miura (1997) c) Miura (1998) d) Miura (1998) e)Maeda(1998).



Şekil 4.36. Deneyler ve tahminlerin karşılaştırılması g) Maeda (1997) h) Dakoulas (1992) i) Been (1985) j) Wang (2005) k) Lee (2004) l) Michalowski (2003) .



Şekil 4.37. Deneyler ve tahminlerin karşılaştırılması m) Yang (2004) n) Yang (2004) o) Della (2011) p) Lee (2004) r) Michalowski (2003) s) Arango (2006).

5. TARTIŞMA VE SONUÇ

Gerilme-Deformasyon eğrisi; deformasyon ve mukavemet özelliklerini belirlediği için; en önemli zemin karakteristiklerinden biridir. 1900'lerin başından itibaren gerilme-deformasyon eğrisini modellemek için pek çok çalışma yapılmıştır. Lakin birçok etmen yüzünden ve değişik deney koşulları yüzünden eğri değişiklikler göstermektedir. Günümüzde zeminlerin gerilme-deformasyon eğrileri halen kesin olarak modellenememektedir. Mevcut modeller pek çok deney verisinin elde edilmesini zorunlu kılmaktadır ve kullanılan modeller deneysel olarak sağlanan gerilme-deformasyon sonuçlarına uygun matematiksel bağıntılarla elde edilmeye çalışılmaktadır. Şayet malzemenin gerilme-burkulma ilişkisi lineer-elastik ise bu oldukça anlaşılır bir uygulamadır. Lakin ilişki non-lineer ise davranışı tam olarak göstermek oldukça zor olmaktadır. Devreye diğer değişkenler de girdiği zaman daha da zor bir hal alır. Büyük ölçüde, modelin kesinliği gerilme-burkulma davranışını göstermek için seçilen matematiksel ifadeye bağlıdır.

Zeminlerin mühendislik problemlerinde; başlangıçta gerilmemiş olan cisimlerin yükleme yapıldıktan sonraki davranışları önemlidir. Gerilme ve deformasyonun, cismin önemli noktalarına dağılımı tahmin edilmeye çalışılır. Çoğu zaman gerilme ve deformasyon arasında doğrusal bir ilişki elde etmek için malzemenin tamamen elastik olduğu kabul edilir. Ve analizler bu yaklaşıma göre yapılır. Ama zeminlerde bu yaklaşım uygulanamaz. Çünkü zemin sürekli elastik davranış göstermez. Zemin; iki fazın homojen olarak mekanik biçimde karışımından oluşan bir malzeme olarak kabul edilir. Bir faz zemin tanelerinin meydana getirdiği yapıdır, diğer fazda agregalar arası boşluktaki akışkan sudur. Zemini katı, sıvı ve gaz fazlarından oluşan üç fazlı bir malzeme olarak tanımlayan araştırmacılar da vardır. Zeminin mekanik özelliklerini belirlemek; tamamen plastik veya elastik malzemelere göre daha zordur. Zeminlerin gerilme deformasyon davranışlarını incelerken zeminlerin başlangıçta gerilme altında olduğu dikkate alınmalıdır. Gerilme ve deformasyonların zemin özelliklerini anlayabilmek için belirlenmesinde bu üç fazın etkileri dikkate alınmalıdır.

Zeminlerin tamamen plastik veya tamamen elastik malzemelerden farklı olarak karmaşık bir yapıya sahip olmalarından dolayı diğer malzemelerde geçerli olan gerilme-deformasyon davranışları zeminlerde çoğu zaman geçerli değildir. Çünkü zemin organik özelliklere sahip değişken bir malzemedir. Örneğin metaller için çok basit bir şekilde belirlenebilen akma noktasının yerinin, zeminler için belirlenmesi bile başlı başına büyük bir sorun teşkil etmektedir. Zeminlerin akma noktasının yerini belirlemek metallere kıyasla oldukça zordur. Üstelik bunu belirlemek için yapılan deneyler pek pratik bir kullanım alanı sağlamamaktadır.

Zeminler hakkında bugüne kadar yapılan araştırmalarda zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını etkilediği düşünülen pek çok faktör deneysel olarak incelenmiştir. Yapılan araştırmalar çoğu zaman farklı özellikler sergileyen zemin numuneleri incelenerek gerilme-deformasyon davranışında belirleyici olduğu düşünülen temel faktörü bulmak amacıyla yapılmıştır. Ama zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı incelenirken yapılan bu çalışmalarda davranış değişimine yol açan faktörler arasındaki ilişkiyi net olarak ifade edilememiştir. Araştırmalarda bu faktörler için bir trend belirlenmiş olsa da; aynı araştırmacılara ait deneylerde bile trend farklılıkları gözlemlenmektedir. Bunun sebebinin yapılan incelemelerde zemin özelliklerinin birbirleri ile ilişkilerinin dikkate alınmaması olduğunu düşünülebilir.

Bu sorunları çözmek amacıyla bugüne kadar taneli zemin numuneleri ile yapılmış gerilme-deformasyon deneylerine ait verileri bir araya getirmeye çalıştık. Bir veritabanı oluşturmayı denedik. Bu veritabanında araştırmacılar tarafından bugüne kadar yapılan araştırmalara göre en yoğun kabul gören faktörleri dikkate aldık. Deneysel verileri ve zemin karakteristiklerini aktardığımız bu veritabanı sayesinde zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını detaylı olarak incelemeye çalıştık. Verilerimizi pekleşen ve yumuşayan zeminler için ayrı ayrı inceledik. Çünkü elde ettiğimiz verilerin de desteklediği gibi zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı daha ilk anda iki temel farklılığa sahipti. İncelemelerde kum numunelerine ait verileri kullandık. Çalışmamızda zemin davranışını etkileyen temel faktörlerin etkisinin izole edilebilmesi amacıyla belirli gerilme aralıkları için verileri ayrı ayrı gruplandırarak inceledik. İncelemelerimizde zeminlerin gerilme-deformasyon eğrilerinin belirli fazlardan meydana geldiğini ve eğrilerin değişim trendlerinin açısal olarak ifade edilebileceğini

gözlemledik. Bundan dolayı oluşturduğumuz veritabanında bugüne kadar bahsedilen zemin özelliklerini etkilediği düşünülen faktörlerin yanında eğrilerin faz değişim bölgelerini tanımlamak için γ Stiffness, γ_{50} , γ Yield ve γ Failure olarak ifade ettiğimiz modülleri ve $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ ve β_4 olarak ifade ettiğimiz açılar da kullandık.

Veritabanında bulunan eğrilere ait verileri tanımladığımız faz değişim parametreleri γ Stiffness, γ_{50} , γ Yield ve γ Failure ile bu faz değişimleri arasındaki açılar olan $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ ve β_4 değişkenlerini dikkate alarak analiz ettik. Ve incelenen faktörler ile tanımladığımız parametreler arasında bir ilişki bulmaya çalıştık. Bulduğumuz ilişkiler ile zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını tanımlamayı ve gerilme-deformasyon eğrilerini oluşturmayı denedik. Veritabanının geliştirilmesi ile yapılacak olan daha kapsamlı bir çalışma ile zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının daha net bir şekilde ifade edilebileceğini umut ediyoruz.

KAYNAKLAR

- Alim A., 2006, Effect of confining pressure on the strength behaviour of granular material simulated by the discrete element method, IAEG2006, No.372.
- Andersen K.H., 2013, Database of friction angles of sand and consolidation characteristics of sand, silt, and clay, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.139, 1140-1155.
- Arango J., 2006, Stress-strain behaviour and dynamic properties of cabo rojo calcareous sands, MSc Thesis, University of Puerto Rico.
- Arthur J.R.,F., Menzies B.K., 1972, Inherent anisotropy in a sand, Géotechnique, Vol.22, No. 1, 115-128.
- Barnes A.H., 1999, The yield stress—a review or ‘πανταροι’—everything flows?, J. Non-Newtonian Fluid Mech., Vol.81, 133–178.
- Been K. , Jefferies M.G., 1985, A state parameter for sands, Géotechnique 35, No. 2, 99-112.
- Bolton M.D., 1986, The strength and dilatancy of sands, Géotechnique 36, No. 1.65578.
- Braja D., 1990, Principle of geotechnical engineering, Second Edition, pp. 10-16.
- Chai J.C., 2007, Modelling strain-softening behaviour of clayey soils, Lowland Technology International, Vol.9, 29-37
- Cho G., 2006, Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength natural and crushed sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.132, 591-602.
- Chu, T.Y., 1973. Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests, Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, Israel, 177-185.
- Clough W., 1989, Influence of cementation on liquefaction of sands, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.115, 1102-1117.
- Consoli N.C., 2007, Shear Strength Behavior of Fiber-Reinforced Sand Considering Triaxial Tests under Distinct Stress Paths, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.133, No.11.

- Coop M.R., Atkinson J.H., 1993, The mechanics of cemented carbonate sands, *Géotechnique*, Vol.43, No.1, 53-67.
- Cubrinowski M., 1998, Modelling of sand behaviour based on state concept, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.3, 115-127.
- Cuccovillo T., COOP M.R., 1999, On the mechanics of structured sands, *Géotechnique*, Vol.49, No. 6, 741-760.
- Çabalar A.F., 2013, Strength of various sands in triaxial and cyclic direct shear tests, *Engineering Geology*, Vol.156, 92-102.
- Dakoulas P., 1992, Fine ottawa sand experimental behaviour and theoretical predictions, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.118, 1906-1923.
- Darendeli M.B., 2001, Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, PhD Thesis, The University of Texas at Austin.
- Das M.B., 2008, *Advanced soil mechanics*, Taylor&Francis Group, 3rd Edition, 50-60.
- Della N., 2011, Effect of confining pressure and depositional method on the undrained shearing response of medium dense sand, *Journal of Iberian Geology*, Vol.37, No.1, 37-44.
- Dunlap W.H., 1969, Compaction of an unsaturated soil under a general state of stress, PhD Thesis, University of Illinois.
- Elsayed A., Swan C., 2010, Controlling preshear relative density in triaxial tests and its effects on undrained behavior of sand, *Advances in Analysis, Modeling, Design*, Vol.199, 2581-2590.
- Fereueil S., Vaughan P.R., 1990, The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, *Géotechnique* Vol.40, No. 3, 467-488
- Ferris G., 2000, An elastic plastic approach modeling deformation of dense sand, MSc Thesis, University of Manitoba.
- Grine K., 2007, Creation of an artificial carbonate sand, *Geotech Geol Eng*, Vol.25, 441-448
- Grozic J.L.H., 2005, On the undrained shear strength of gassy clays, *Computers and Geotechnics*, Vol.32, 483-490
- Guo P., Su X., 2007, Shear strength, interparticle locking and dilatancy of granular materials, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.44, No.5, 579-591.
- Hamilton L.E., 1979, V_p/V_o and Poisson's ratios in marine sediments and rocks, *Journal of Acoust*, Vol. 66, 1093-1100.

- Hettler A., Vardoulakis I., 1984, Behaviour of dry sand tested in a large triaxial apparatus, *Géotechnique*, Vol.34, No.2, 183-198.
- Holtz, W. G., Gibbs, H. J., 1956, Engineering properties of expansive clays, *ASCE Transactions*, Vol.121, 641-663.
- Holtz, R.D., Kovacs, W.D., 1981, An introduction to geotechnical engineering, Prentice Hall, New Jersey, 733.
- Houlsby G.T, 1991, How the dilatancy of sands affects their behaviour, Written Version of Tenth Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 886-894.
- Huy N.Q., 2006, Laboratory investigation of the loading rate effects in sand, PhD Thesis, Geoscience and civil engineering department Delft University of Technology.
- Ishihara K., 2012, Liquefaction of silty sand, proceedings of international symposium on engineering lessons.
- Jardine R.J., Burland J.B., 1984, The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus, *Géotechnique*, Vol.34, No. 3, 323-340.
- Jardine R.J., Potts D.M. , Fourie A.B., Burland J.B., 1986, Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, *Géotechnique*, Vol.36, No. 3, 377-396.
- Juneja A., 2010, Effect of sample preparation on strength of sands, Indian Geotechnical Conference, 327-330.
- Kamata T., 2009, Undrained shear strength of partially saturated sand in triaxial tests, *Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 42, No. 1, 57-62.
- Kato S., Ishihara K., Undrained shear characteristics of saturated sand under unisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.41, No.1, 1-11
- Kim Y., 2008, Static Simple Shear Characteristics of Nak-dong River Clean Sand, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol.13, No.6, 389-401.
- Konrad J., 1990, Minimum undrained strength of two sands, *Journal of geotechnical engineering*, Vol.116, 932-947.
- Krachtoudi C., 2011, Numerical simulation of the response of ottawa sand in the triaxial and torsional shear apparatus, MSc Thesis, National Technical University of Athens.
- Kumruzzaman M., YIN J., 2010, Influence of principal stress direction on the stress-strain-strength behaviour of completely decomposed granite, Vol.8, No.1, 79-97.

- Lade P.V., 1995, Strain Localization in Extension Test on Granular Materials, *Journal of Engineering Mechanics*, 828-836.
- Lade P.V., Abelev A.V., 2003, Effects of Cross Anisotropy on Three-Dimensional Behavior of Sand. II: Volume Change Behavior and Failure, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.129, 167-174.
- Lagioia R., Nova R., 1995, An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression, *Géotechnique*, Vol.45, No. 4, 633-648.
- Lambe, T., Whitman R.V., 1959. The role of effective stress in the behaviour of expansive soils, *Quarterly of Colorado School of Mines*, Vol.54. No.4. p.33-61.
- Lambe, T.W., Whitman, R.V., 1969. *Soil mechanics*, New York (Wiley).
- Lancelotta, R., 2009, *Geotechnical Engineering*, Taylor & Francis, 2nd edition.
- Lee J., 2004, Stiffness degradation and shear strength of silty sands, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.41, 831-842.
- Lee W., 2003, Applications of dilative behaviour in marine soil, *Proceedings of the Thirteenth International and Polar Engineering Conference Hawaii*, 366-371.
- Leroueil S., Vaughan P.R., 1990, The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, *Géotechnique*, Vol.40, No. 3, 467-488.
- Li X., 1999, State-dependent dilatancy in critical-state constitutive modeling of sand, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.36, 599-611.
- Ling H., 2006, Unified sand model based on the critical state and generalized plasticity, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.132, No.12, 1380-1391.
- Madhu R., 1995, Liquefaction and residual strength of loose sands from drained triaxial tests, PhD Thesis, University of Nevada.
- Marri A., 2010, The mechanical behaviour of cemented granular materials at high pressures, PhD Thesis, The University of Nottingham.
- Matsuoka H., Nakai T., 1974, Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses, *JSCE*, No.232, 59-69.
- Mattutis H.G., 2003, Effect of particle shape on bulk-stress-strain relations of granular materials, 89-99.
- McDowell G.R., Bolton M.D., 1998, On the micromechanics of crushable aggregates, *Géotechnique*, Vol.48, No. 5, 667-679.
- Mitchell A., 1988, An experimental study of three dimensional behaviour of naturally normally consolidated anisotropic clay, PhD Thesis, University of California.

- Mitchell, J. K., 1960. "Fundamental Aspects of Thixotropy of Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 86, pp. 19–52.
- Mitchell, J.K., 1976. *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 422.
- Miura K., Maeda K., 1998, Mechanical characteristics of sands with different primary properties, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, 159-172.
- Ochiai H., 1983, Three dimensional behaviour of sand with anisotropic fabric, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.109, 1313-1328.
- Oda M., 1972, Deformation mechanics of sand in triaxial compression tests, *Soils and Foundations*, Vol.12, No.4, 45-62.
- Oda M., 1978, Experimental study of anisotropic shear strength of sand by plane strain test, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.1, 25-38.
- Öztoprak S., 2002, *Yüklenmiş zeminlerde gerilme-deformasyon davranışının teorik tanımlaması ve modellenmesi*, Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi.
- Öztoprak S., Bolton M.D., 2013, Stiffness of sands through a laboratory test database, *Géotechnique* 63, No. 1, 54–70.
- Parker, J.C., Amos, D.F., Kaster, D.L., 1977. An evaluation of several methods of estimating soil volume change, *Soil Soc. Am. J.*, Vol.41., 1059– 1064.
- Poulos S.J., 1971, *The stress-strain curves of soils*, Geotechnical Engineers Inc. *Response of Sands: Experimental Study*, J. Geotech. Geoenviron. Eng. Vol.134, 1820-1824.
- Poulos S.J, 1985, Liquefaction evaluation procedure, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.111, 772-792.
- Presti L., 2000, Experimental laboratory determination of the steady state of sands, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.1, 113-122.
- Qubain B., 1999, *Stress-deformation behaviour of footing foundations*, PhD Thesis, Drexel University.
- Rodriguez N., Lade P., Effects on principal stress directions and mean normal stress on failure criterion for cross anisotropic sand, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.139, 1592-1601.
- Rondon H., 2009, Comparison of cyclic triaxial behaviour of unbound granular material under constant and variable confining pressure, *Journal of Transportation Engineering*, 467-478.

- Roscoe K.H., 1970, The Influence of Strains in Soil Mechanics, *Géotechnique* 20, No. 2, 129-170.
- Roscoe K.H., Schofield A.N., 1964, An evaluation of test data for selecting a yield criterion for soils, *ASTM International*, 111-133.
- Rowe P.W., 1969, The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear, *Géotechnique*, Vol.19, No. 1, 75-86.
- Sadrekarami A., 2011, Undrained brittleness of sand in triaxial compression and ring shear tests, *Pan-Am CGS Geotechnical Conference*
- Salot C., 2009, Influence of relative density on granular materials behavior: DEM simulations of triaxial tests, *Granular Matter*, Vol. 11, 221–236.
- Sasiharani., 2006, Mechanics of dilatancy and its application to liquefaction problems, PhD Thesis, Washington State University.
- Schanz T., 1996, Angles of friction and dilatancy of sand, *Géotechnique* Vol.46, 145-151.
- Schnaid F., 2001, Characterization of cemented sand in triaxial compression, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.127, 857-868.
- Schofield A., Wroth P., 1965, Critical state soil mechanics, Cambridge University Press *Soils and Foundations*, Vol.12, No.4, 16-32.
- Shapiro S., 2003, Effects of Silt on Three-Dimensional Stress–Strain Behavior of Loose Sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.129, 1-11.
- Singh V.K., 2013, Determination of Deformation Modulus for Lower Sands in Nakdong River Delta, *Marine Georesources and Geotechnology*, Vol.31, 290-307.
- Tafreshi M., 2007, Strength evaluation of wet reinforced silty sand by triaxial test, *International Journal of Civil Engineering*, Vol.5, 274-283.
- Thevanayagam S., Mohan S., 2000, Intergranular state variables and stress-strain behaviour of silty sands, *Géotechnique*, Vol 50, No. 1, 1-23.
- Thomas A., 2011, Constitutive Soil Properties for Mason Sand and Kennedy Space Center, *NASA Center for AeroSpace Information*, 26-32.
- Vaid P., 1985, Confining Pressure – Grain Angularity and Liquefaction, *J. Geotech. Engrg*, Vol.111, 1229-1235.
- Vaid P., 1995, Liquefaction and postliquefaction behaviour of sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.121, 163-173.

- Valdes J.R., 2008, Influence of Mineral Composition on the Simple Shear Response of Sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.134, 1820-1824.
- Vardanega P.J., 2013, Stiffness of Clays and Silts: Normalizing Shear Modulus and Shear Strain, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.139, 1575-1589.
- Vucetic M., Dobry R., 1991, Effect of soil plasticity on cyclic response, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.117, 89-107
- Wanatowski D., 2008, Undrained behaviour of Changi sand in triaxial and plane-strain compression, *Geomechanics and Geoengineering*, Vol. 3, No. 2, 85-96.
- Wang J., 2005, The stress-strain and strength characteristics of Portaway Sand, PhD Thesis, University of Nottingham.
- Wang Z., 2002, State-pressure index for modeling sand behaviour, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.128, 511-519.
- Wong R., 2001, Strength of two structured soils in triaxial compression, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol.25, 131-153.
- Wroth C.P., 1964, A stress-strain relationship for the shearing behaviour of a sand, 32-55.
- Yamada Y., Ishihara K., 1982, Yielding of loose sand in three dimensional stress conditions, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.3, 15-31.
- Yamamoto J.A., 2011, Effect of Strain Rate on the Stress-Strain Behavior of Sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.137, 1169-1178.
- Yamashita S., 2003, Effects of initial and induced anisotropy on initial stiffness of sand by triaxial and bender elements tests, *Geomechanics*, 350-369.
- Yang J., 2004, State-dependent strength of sands from the perspective of unified modeling, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.130, 186-198.
- Yasin S.J.M, Safiullah A.M.M., 2003, Effect of particle characteristics on the strength and volume change behaviour of sand, *Journal of Civil Engineering*, Vol.31, No.2.
- Yasufuku N., 1991, Yield characteristics of anisotropically consolidated under low and high stresses, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.1, 876-884.
- Yoshimine M., Ishihara K., 1998, Effects of principal stress direction and intermediate principal stress on undrained shear behaviour of sand, Vol.38, No.3, 179-188.

- Yu H.S., 2005, Experimental evaluation and extension of a simple critical state, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.137, 61-67.
- Zhang M.X., 2006, Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.24, 201–209.
- Zheng Y., 2004, Deformation characteristics and critical state of sand, *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.26, No.5, 697-701.

ÖZGEÇMİŞ



Kişisel Bilgiler

Adı Soyadı	Fehmi Cenk ŞENER
Uyruğu	T.C.
Doğum tarihi, Yeri	1982, İstanbul
Telefon	(0553) 347 71 56
E-mail	cenksener@gmail.com

Eğitim

Derece	Kurum/Anabilim Dalı/Programı	Yılı
Yüksek Lisans	İ.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü/ Mühendisliği Anabilim Dalı / İnşaat	2007...
Lisans	İ.Ü. Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü	2004
Lise	Burak Bora Anadolu Lisesi	2000