

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**SIVILAŞMANIN NÜMERİK YÖNTEMLERLE
MODELLENMESİ**

İnşaat Yük. Müh. Murat TONAROĞLU

**FBE İnşaat Mühendiliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında
Hazırlanan**

DOKTORA TEZİ

Tez Savunma Tarihi : 13/03/2006
Tez Danışmanı : Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN
Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Atilla ANSAL
: Prof. Dr. EROL GÜLER
: Doç.Dr. Ayfer ERKEN
: Yrd. Doç.Dr. Mehmet BERİLGİN

İSTANBUL, 2006

İÇİNDEKİLER

SİMGE LİSTESİ	v
KISALTMA LİSTESİ	ix
ŞEKİL LİSTESİ	x
ÇİZELGE LİSTESİ	xiii
ÖNSÖZ	xiv
ÖZET	xv
ABSTRACT	xvi
1. GİRİŞ	1
2. DEPREMLER	2
2.1 Depremler	2
2.1.1 Cisim Dalgaları	2
2.1.2 Yüzey Dalgaları	6
2.1.3 Depremin Büyüklüğü	7
2.1.4 Deprem Karakteristikleri	7
2.1.4.1 Maksimum İvme	8
2.1.4.2 Frekans İçeriği	8
2.1.4.3 Depremin Süresi	9
3. DEPREMLERİN YOL AÇTIĞI ZEMİN PROBLEMLERİ	10
3.1 Aşırı Toplam ve/veya Farklı Oturmalar	10
3.2 Şev Kaymaları	10
3.3 Taşıma Gücü Kaybı	10
3.4 Zemin Büyütmesi	11
3.5 Sıvılaşma	11
4. ZEMİNLERDE SIVILAŞMA	12
4.1 Kumların Yükleme Altında Davranışı	12
4.1.1 Kritik Boşluk Oranı Kavramı	14
4.1.2 Kritik Durum Teorisi	15
4.1.3 Kararlı Durum Teorisi	17
4.2 Sıvılaşma Başlangıç Durumu	19
4.2.1 Akma Sıvılaşması	20
4.2.2 Çevrimsel Hareketlilik	21
4.3 Sıvılaşmayı Etkileyen Faktörler	22
4.3.1 Zemin Yapısı	22
4.3.1.1 Sıklık Derecesi	23
4.3.1.2 Dane Özellikleri	23

4.3.1.3	Kil İçeriği.....	23
4.3.1.4	Drenaj Şartları.....	24
4.3.1.5	Sismik Geçmiş.....	24
4.3.2	Dış Etken ile İlgili Özellikler.....	24
4.3.2.1	Sıvılaşmaya Sebep Olacak Yüklemenin Şiddeti	25
4.3.2.2	Yükleme Süresi.....	25
4.4	Sıvılaşmanın Yol Açtığı Zemin Problemleri	25
4.4.1	Yanal Akma	25
4.4.2	Akma Göçmesi	26
4.4.3	Zemin Yüzünde Çökme-Ayrılma	26
4.4.4	Taşıma gücü kaybı.....	27
4.4.5	İstinat Yapılarında Stabilite Bozuklukları	28
4.4.6	Kum Kaynaması ve Yüzeyde Kum Öbekleri Oluşumu.....	29
5.	SIVILAŞMA ANALİZLERİ.....	30
5.1	Çevrimli Gerilme Yaklaşımı	30
5.1.1	Sismik Gerilme Oranının Bulunması	30
5.1.2	Sismik Direnç Oranının Bulunması.....	32
5.1.3	Sıvılaşma Direnci için SPT Sonuçlarından Yararlanan Yöntemler.....	32
5.1.3.1	Revize Edilmiş Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizi (Seed ve Idriss (1971); Youd 2001).....	32
5.1.3.2	Sıvılaşma Direnci için Juang (2003) önerisi.....	35
5.1.3.3	Çetin ve Seed (2001) yöntemi	36
5.1.4	Sıvılaşma Direnci için CPT Sonuçlarından Yararlanılan Yöntemler.....	38
5.1.4.1	Robertson ve Wride (1998) Yöntemi	38
5.1.4.2	Sıvılaşma Direnci için Juang (2003b) Önerisi.....	40
5.1.5	Sıvılaşma Direncinin Bulunması için Kayma Dalgası Hızından Yararlanma (Andrus ve Stoke 1997, 2000).....	41
5.2	Çevrimsel Kayma Deformasyonu Yaklaşımı (Dobry vd., 1980; Dobry, 1982)....	42
5.3	Enerji Sönümü Yaklaşımı.....	43
5.4	Efektif Gerilme Bazlı Analiz Yaklaşımı	44
6.	NÜMERİK ANALİZLER VE ZEMİN DAVRANIŞ MODELLERİ	45
6.1	Hareketin Tanımlanması.....	45
6.2	Davranışın Tanımlanması.....	46
6.2.1	Plastisite Teorisi	46
6.2.1.1	Akma Fonksiyonu.....	46
6.2.1.2	Pekleşme	47
6.2.1.3	Plastik Fonksiyon ve Akma Kuralı.....	47
6.2.2	Bünye Modelleri	47
6.2.2.1	Gerilme-Şekil Değiştirme Bağlantıları (Ansal, 1982).....	53
6.3	Nümerik Analiz Yaklaşımları.....	57
6.3.1	Metod Analizi	57
6.3.2	Bir Boyutlu Analiz.....	58
6.3.3	İki Boyutlu Analizler	59
6.4	Nümerik Programlar	59
7.	ZEMİN TABAKALARININ DEPREM YÜKLERİ ETKİSİNDE DAVRANIŞI VE SIVILAŞMA OLUŞUMUNUN SAYISAL ANALİZİ.....	63
7.1	LASSIII Programı (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)	63

7.1.1	Hareket Denklemi ve Çözümü	64
7.1.2	İki Eksenli Çevrimsel Kayma İçin Malzeme Modeli (Ghaboussi ve Dikmen, 1979).....	65
7.1.3	Program Girdileri.....	73
7.1.4	Program Çıktıları	73
8.	SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI.....	74
8.1.1	Profilin Tanıtımı	74
8.2	Zemin Özellikleri.....	76
8.3	Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi	76
8.4	Analizlerde Kullanılan Deprem Hareketi	77
8.5	Model Parametrelerinin Araştırılması	80
8.5.1	α Parametresi	80
8.5.2	λ Parametresi.....	86
8.6	Sıkılık Derecesinin ve Permeabilitenin Etkisi	89
8.7	Yeraltı Su Seviyesinin Etkisi.....	98
8.8	İki Doğrultuda Deprem Hareketinin Etkisi	101
8.9	Zemin Yüzünde Sürşarj Yükleme Etkisi	104
8.10	Zemin Profili İçinde Yer Alan Daha Az Geçirgen Bir Tabakanın Etkisinin İncelenmesi	105
8.11	Deprem Özelliklerinin Etkisi.....	109
8.12	Wildlife Sıvılaşma Araştırma Alanı Zemin Davranışı	111
8.13	Tekrarlı Kayma Gerilmelerinin Etkileri	118
9.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	122
KAYNAKLAR.....		126
ÖZGEÇMİŞ.....		134

SİMGE LİSTESİ

a_{\max}	Yüzeydeki maksimum ivme
α	Faz dönüşüm açısı ile içsel sürtünme açısını ilişkilendiren parametre
α	τ_x ve τ_x' aksları arasındaki açı
b	Kinematik pekleşme
c	Kinematik pekleşme fonksiyonu
C_R	Sondaj takımı çubuğu düzeltme faktörü
C_S	Numune elde etme yöntemine göre düzeltme
C_B	Sondaj çukuru çapı düzeltme faktörü
C_E	Tokmağın enerji oranının düzeltme faktörü
C_N	Deney yapıları derinlikteki jeolojik gerilmeyi normalize etmek için kullanılan faktör
C_d	Sıkışabilirlik katsayısı
C_Q	Koni üç direncini normalize etme faktörü
D	Sönümlenme oranı
D_r	Sıkılık derecesi
$\Delta\varepsilon_{vd}$	Hacimsel deformasyon artışı
ΔG	Kayma modülündeki değişim
ΔH	Plastik modüldeki değişim
e	Boşluk oranı
e_{\max}	Maksimum boşluk oranı
e_{\min}	Minimum boşluk oranı
e_y	Deviatorik şekil değişme
ε_v	Hacimsel şekil değiştirme
ε_v^e	Elastik hacimsel şekil değiştirme
ε_v^p	Plastik hacimsel şekil değiştirme
F	Şekil değiştirme pekleşmesi ve yumuşaması fonksiyonunu
F_{11}	birim hacim değişmesinin etkisini birinci şekil değiştirme tensörü invariantı
F_{12}	Efektif gerilme durumunun etkisini birinci gerilme tensörü invariantı
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ϕ_s	Faz dönüşüm çizgisinin yatayla yaptığı açı
g	Yer çekimi ivmesi
g	İzotropik pekleşme fonksiyonu

G_0	Kayma modülünün başlangıç değeri
G	Sekant kayma modülü
G_{\max}	Başlangıç kayma modülü
G_{\sec}	Ortalama kayma modülü
γ	Zeminin birim hacim ağırlığı
γ_r	Yük boşalımındaki kayma deformasyonu
H	Gerilme-şekil değiştirme eğrisinin eğimi
H_0	Başlangıç plastik modül
h	Zemin tabakası kalınlığı
I_C	Zemin davranış tipi indeksi
K	Permeabilite katsayısı
K_C	Dane karakteristikleri için düzeltme faktörü
K_w	Suyun hacim modülü
ρ	Zeminin yoğunluğu
ρ_f	Suyun yoğunluğu
M	Kritik durum çizgisi eğimi
M	Efektif gerilme için Ödometre modülü
M_w	Moment Magnitudü
M_L	Richter magnitudü
N	Standart penetrasyon deneyi darbe sayısı
n	Akma yüzeyinden dış doğrultuda birim normal vektör
$N_{1,60}$	Düzeltilmiş standart penetrasyon darbe sayısı
q	Kayma gerilmesi
p'	Efektif gerilme
r_u	Artık boşluk suyu basıncı oranı
λ	Sıkışma indeksi
λ	Boşluk suyu basıncı parametresi
Λ	Eliptik efektif gerilme izinin düşey ve yatay eksenlerinin oranı
σ_{vo}'	Düşey jeolojik efektif gerilme
σ_{ij}	Gerilme tensörü
σ_1	Maximum asal gerilme
σ_3	Minimum asal gerilme
S_{\max}	Asimptotik gerilme oranı
τ_{\max}	Maksimum kayma gerilmesi

τ_{ort}	Ortalama kayma gerilmesi
$\tau_{eş}$	Eşdeğer kayma gerilmesi
τ_r	Yük boşalımındaki gerilme
τ_c	Elipsin merkezindeki gerilme vektörü
t	Zaman
r_d	Derinlik azalım faktörü
P_a	Atmosferik basınç
PI	Plastisite indeksi
$q_{c,IN}$	Normalize edilmiş penetrasyon direnci
γ_{cyc}	Çevrimli deformasyon değeri
γ_v^p	Plastik kayma şekil değiştirmesi
γ_v^e	Elastik kayma şekil değiştirmesi
ν	Poisson oranı
τ_f	Zeminin kayma mukavemeti
γ_r	Referans kayma deformasyon değeri
τ_1	Malzeme sabiti
K	Rijitlik matrisi
K_2	Malzeme sabiti
K_s	Suyun hacımsal sıkışma modülü
L	İçerisinde 1 ve 0 lar olan bir katsayı matrisi
m	Malzeme sabiti
M	Kütle matrisleri
n	porozite
n	Malzeme sabiti
$u(t)$	Katı kısmın yerdeğiştirme vektörü
$\ddot{u}(t)$	Katı kısmın yerdeğiştirme vektörünün zamana göre 2. dereceden türevi
$\dot{u}(t)$	Katı kısmın yerdeğiştirme vektörünün zamana göre 1. dereceden türevi
$\ddot{u}_g(t)$	Taban ivmesi
ζ	Şekil bozulma birimi
$\delta_{ij}\epsilon$	Deviatorik birim şekil değiştirmeye tensörü
J_{2s}	İkinci deviatorik şekil değiştirmeye tensörü invariantı
s	Hacımsel şekil değişme
R	Gerilmelerden yararlanılarak hesaplanan içsel direnç kuvvetleri

V_{S1}	Gerilmeler için düzeltilmiş kayma dalgası hızı
ν	Poisson oranı
V_s	Kayma dalgası hızı
z	Derinlik
Z_1	Malzeme sabiti

KISALTMA LİSTESİ

bsb	boşluk suyu basıncı
CPT	Konik Penetrasyon Deneyi
CRR	Sıvılaşma direnci oranı
CSR	Çevrimli kayma gerilmesinin oranı
FC	İnce Dane içeriği
MSF	Deprem büyüklüğü düzeltme faktörü
SPT	Standart Penetrasyon Deneyi

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 P dalgasının yayılma biçimi (www.geo.uib.no).....	3
Şekil 2.2 S dalgalarının yayılma biçimi (www.piru.alexandria.ucsb.edu).....	4
Şekil 2.3 Rayleigh dalgaları(www.geo.uib.no)	6
Şekil 2.4 Love dalgaları (www.geo.uib.no).....	6
Şekil 2.5 İvme davranış spektrumunun değerlendirilmesi	9
Şekil 4.4 Monotonik Yüklemeli bir deney için 3 farklı sıklık için numune davranışı (Kramer , 1996).....	13
Şekil 4.1 Gevşek ve sıkı zeminler için CVR çizgisi (Kramer,1996).....	14
Şekil 4.2 Kritik durum çizgisi (Budhu, 2000)	17
Şekil 4.3 Monotonik ve tekrarlı gerilme izlerinin kararlı durum çizgisi ile birlikte gösterimi (Rauch,1997).....	18
Şekil 4.5 Akma sıvılaşması yüzeyi. (Kramer, 1996).....	20
Şekil 4.6 Akma sıvılaşmasının başlaması (Kramer, 1996).....	21
Şekil 4.7 Çevrimsel hareketlilik için hassas zeminlerin başlangıç gerilme durumu (Kramer, 1996)	22
Şekil 4.8 Bir yanal akma örneği (http://earthquake.usgs.gov/)	26
Şekil 4.10 Sıvılaşma nedeniyle oluşan taşıma gücü kaybının sonuçlarına bir örnek (USGS) .	27
Şekil 4.11 1999 Gölçük depremi nedeniyle oluşan sıvılaşmanın yol açtığı taşıma gücü kaybının Adapazarı'nda bir binaya etkisi (www.learn-hazards.org).....	28
Şekil 4.12 Yıkılmış bir istinat duvarı örneği (www.earthscape.org/r1/uac01/uac01.html).....	28
Şekil 4.13 Sıvılaşma nedeniyle oluşan kum öbeğine (konisine) bir örnek (www.tfhr.gov)...	29
Şekil 5.1 Sıvılaşma direnci-standart penetrasyon darbe sayısı ilişkisi (Seed vd, 1975).....	34
Şekil 5.3 K_{σ} değişimi (Marcuson vd, 1990)	38
Şekil 5.4 CPT uç direnci-CRR arasındaki ilişki (Robertson ve Wride, 1998)	40
Şekil 5.5 Kayma dalgası hızı-CRR ilişkisi (Andrus ve Stokoe, 2000).....	42
Şekil 5.6 Çevrimsel kayma deformasyonu ile r_u arasındaki ilişki (Dobry ve Ladd, 1980).....	43
Şekil 6.1 Analiz için seçilmiş zemin profili (Ansal, 1982)	56
Şekil 6.2 Bir zemin tabakasında Endokronik sıvılaşma modeli sonuçları (Ansal, 1982)	57
Şekil 6.2 Histerisis ilmiği ve kayma modüllerinin gösterimi (Kramer, 1996)	59
Şekil 7.1 Göçme ve akma yüzeylerinin şekli (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)	66
Şekil7.2 σ' sabit düzleminde eliptik akma yüzeyi (Ghaboussi ve Dikmen, 1979).....	67
Şekil 7.3 Kinematik pekleşmenin oluşumu (Dikmen, 1979)	70
Şekil 7.4 λ parametresinin efektif gerilme izi ile belirlenmesi (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)	72

Şekil 7.5 λ parametresinin sıklık derecesi ile ilişkisi (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)	72
Şekil 8.1 Sayısal analizlerde gözönüne alınan zemin profili.....	74
Şekil 8.2 Orta sıkı bir kum tabakasında boşluk suyu basıncı oluşumu	75
Şekil 8.3 1999 Gölcük depreminde Gebze’de bir kaya istasyonunda (Arçelik) kaydedilen deprem hareketi	78
Şekil 8.4 Üç farklı sıklıktaki kum tabaka için artık bsb oranı ile zaman ilişkisi.....	79
Şekil 8.5 Tekrarlı kayma gerilmeleri uygulanan bir zemin elemanı için gerilme izleri (Ishihara, 1975).....	80
Şekil 8.6 Drenajsız gerilme izi (Ishihara, 1975).....	82
Şekil 8.7 Farklı α değerleri için $r_{u(max)}$ -derinlik ilişkisi ($k= 10^{-6}m/sn$): (a) Gevşek kum (b) orta sıkı kum (c) sıkı kum	84
Şekil 8.8 Farklı α değerleri için $r_{u(max)}$ -derinlik ilişkisi ($k= 10^{-4}m/sn$): (a) Gevşek kum (b) orta sıkı kum (c) sıkı kum	85
Şekil 8.9 Drenajsız gerilme izi (Ghaboussi ve Dikmen, 1979).....	86
Şekil 8.10 Boşluk suyu basıncı parametresinin sıklık derecesi ile ilişkisi (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)	87
Şekil 8.11 Farklı λ değerlerinin artık bsb oranı üzerindeki etkisinin değişimi ($k=10^{-6} m/sn$)	88
Şekil 8.12 Artık bsb oranının (r_u) üç farklı sıklık derecesine sahip kumda zamanla değişimi	90
Şekil 8.13 Permeabilite katsayısı değişiminin artık bsb oranı üzerindeki etkisi	91
Şekil 8.14 Gevşek yerleşimli ($D_r = \%30$) kum tabakada farklı maksimum ivme ve farklı permeabilite değerleri için artık bsb oranının derinlikle değişimi	93
Şekil 8.15 Orta sıkı yerleşimli ($D_r = \%50$) kum tabakada farklı maksimum ivme ve farklı permeabilite değerleri için artık bsb oranının derinlikle değişimi	94
Şekil 8.16 Sıkı yerleşimli ($D_r = \%80$) kum tabakada farklı maksimum ivme ve farklı permeabilite değerleri için artık bsb oranının derinlikle değişimi	95
Şekil 8.17 Sıklık derecesi ve sarsıntı şiddetinin bsb artışı üzerindeki etkisi ($k=10^{-4} m / sn$)...	96
Şekil 8.18 Sıklık derecesi ve permeabilitenin bsb artışı üzerindeki etkisi ($a_{max} = 0.3g$)	97
Şekil 8.19 YASS’nin farklı derinliklerde olmasının üç farklı sıklık için artık bsb oranı üzerindeki etkisi ($k = 10^{-4} m / sn$)	99
Şekil 8.20 YASS’nin farklı derinliklerde olmasının üç farklı sıklık için artık bsb oranı üzerindeki etkisi ($k = 10^{-6} m / sn$)	100
Şekil 8.21 Orta sıkı yerleşimli kum tabakasında üç farklı pik ivmeli deprem hareketi için 1 ve 2 boyutlu analizlerin sonuçları ($k = 10^{-6} m / sn$)	102

Şekil 8.22 Üç farklı sıklıktaki kum tabakasında 1 ve 2 boyutlu analiz sonuçları ($k = 10^{-6} m / sn$)	102
Şekil 8.23 YASS'nin farklı derinliklerde olmasının orta sıkı yerleşimli kum tabakasında 1 ve 2 boyutlu analizlerden elde edilen artık bsb oranı üzerindeki etkisi ($k = 10^{-4} m/sn$)	103
Şekil 8.24 Zemin yüzünde uygulanan sürşarj yükünün orta sıkı kum tabakasında oluşan artık bsb oranı üzerindeki etkisi ($k = 10^{-6} m / sn$)	105
Şekil 8.25 Silt tabakalı analizler için kullanılan zemin profili	106
Şekil 8.26 Kum ve silt tabakaların farklı permeabilite katsayısı değerleri için 1 boyutlu analizlerden elde edilen artık bsb oranı değerlerinin derinlikle değişimi	107
Şekil 8.27 Gevşek yerleşimli kum tabakasında 4m derinde 1m kalınlıklı bir silt tabakası varlığının artık bsb oranına etkisi ($k_{kum} = 10^{-4} m / sn, k_{silt} = 10^{-7} m / sn$)	108
Şekil 8.28 Superstition Hills depreminin büyütülmüş ivme kayıtları	110
Şekil 8.29 Maksimum yatay ivmeleri 0.3 g'ye yükseltilmiş iki farklı deprem hareketinin ivme spektrumları	110
Şekil 8.30 İki farklı deprem kaydı için orta sıkı yerleşimli kum tabakasında oluşan artık bsb oranlarının derinlikle değişimi ($k = 10^{-6} m / sn$)	111
Şekil 8.31 a) arazi planı b) zemin kesiti ve piezometre derinlikleri (Youd vd., 2004)	112
Şekil 8.32 Superstition Hills depremi 7.5 m ivme kaydı (Youd,2005).....	113
Şekil 8.33 Superstition Hills depremi sırası ve sonrasında elde edilen artık boşluk suyu basıncı oranı değerleri (Youd vd., 2003).....	114
Şekil 8.34 Wildlife arazisi için bir ve iki boyutlu analizler sonucunda elde edilen artık bsb oranı zaman değişimi	117
Şekil 8.35 Deprem nedeniyle zeminde belirli bir derinlikte oluşan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi (Seed ve Idriss, 1982)	118
Şekil 8.36 Belirli bir derinlikte elde edilen kayma gerilmesi değerleri.....	119
Şekil 8.37. Eşdeğer kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	120
Şekil 8.38 Artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi.....	121

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 Penetrasyon deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak, kayma dalgası hızı hesabında kullanılan bazı eşitlikler (Adatepe,2002).....	5
Çizelge 4.1 Andrew ve Martin (2000) Kriterleri.....	24
Çizelge 8.1 WLA test alanı zemin tabakaları için kullanılan zemin parametreleri.....	114
Çizelge 8.2 Wildlife test alanı zemin özellikleri (Youd vd., 2003).....	115

ÖNSÖZ

Bütün mühendislik yapıları bir zemin üzerinde inşa edileceğine göre öncelikle temel zemininin mühendislik özelliklerinin belirlenmesi gereklidir. Zeminler yük altında farklı davranış biçimleri sergileyebilir. Sıkışma gösterebilir, şişme eğilimi sergileyebilir, göçmeye maruz kalabilir. Bu çalışmada zeminin yük altında gösterebileceği bambaşka bir davranış ile ilgilenilmiştir. Bu davranış sonuçları son derece zarar verici olabilecek, ilk belirtileri 1906 yılında San Fransisco depreminde görülen 1960'lı yıllarda yaşanan iki büyük deprem sonrası ise oluşan büyük hasar sebebiyle araştırmacıların konuyla ilgili yoğun çalışmalar içerisine girmesine sebep olan sıvılaşma davranışıdır. Çalışmada amaçlanan, bir deprem öncesinde herhangi bir zeminin sıvılaşma riski taşıyıp taşımadığının zeminle ilgili bir kaç basit parametre ile çalışan mevcut bir bilgisayar programının (LASS III) kullanımıyla sıvılaşma olayının incelenmesi yolunda atılan adımlara bir katkı sağlayabilmektir.

Çalışmam boyunca hep yanımda olduğunu bildiğim, ilgisini daima hissettiğim, derin bilgilerinden yararlandığım, sürekli bana yol gösteren moral aşılayan, bu çalışmada danışmanım olma nezaketini ve sabrını gösteren çok değerli hocam Prof. Dr. Sayın Kutay ÖZAYDIN'a, değerli ilgilerini ve bilgilerini benden hiçbir zaman esirgemeyen çok değerli hocam Prof.Dr. Sayın Sönmez YILDIRIM'a, yoğun iş temposuna rağmen daima yanımda olan, ilgilerini, bilgilerini ve zamanını bana ayırma nezaketini gösteren İst.Kültür Üniv. Öğr.Gör. ve Eczacıbaşı İnş. A.Ş. Genel Müdürü çok değerli hocam Dr. Sayın S. Ümit DİKMEN'e, değerli zamanlarını, ilgilerini, bilgilerini ve sabırlarını hiçbir zaman eksik etmeyen çok değerli hocam Prof.Dr.Atilla ANSAL'a, çok değerli hocam Prof.Dr. Erol GÜLER'e, çok değerli hocam Doç.Dr. Ayfer ERKEN'e, göstermiş olduğu yakın ilgiyi, sağladığı inanılmaz moral katkıları kelimelerle ifade etmekte zorlandığım çok değerli hocam Prof.Dr. Sayın Mustafa YILDIRIM'a, değerli bilgileri, katkıları ve yardımlarından dolayı çok değerli hocam Yrd.Doç.Dr. Sayın Mehmet M. BERİLGİN'e, her türlü desteğini benden esirgemeyen çok değerli hocam Öğr.Gör.Dr. Sayın Nejat N. ÇETİNKAYA'ya, her zaman ilgisini, yardımını gördüğüm çok değerli hocam Öğr.Gör.Dr. Sayın M. Şükrü ÖZÇOBAN'a, çalışmam boyunca yanımda olan çok değerli hocam Yrd.Doç.Dr. Sayın Havvanur KILIÇ'a, çalışmam boyunca sürekli desteğini gördüğüm çok değerli hocam Dr. Sayın Saadet A. BERİLGİN'e, çok sevdiğim İnşaat Teknikeri Sayın Erhan EROL'a, Sayın Ali YÜKSEL'e ve son olarak ilgilerini ve bence daha önemlisi sevgilerini gördüğüm, haklarını asla ödeyemeyeceğim ve ömür boyu unutmayacağım çalışma arkadaşlarım çok değerli İnş.Yük.Müh. Sayın PELİN ÖZENER'e, çok değerli İnş.Yük.Müh Sayın Şenol ADATEPE'ye, çok değerli İnş.Yük.Müh Sayın Niyazi U.TERZİ'ye çok değerli Dep.Yük.Müh. Sayın Murat E. SELÇUK'a, çok değerli İnş.Müh. Sayın Gökhan KILIÇ'a, çok değerli İnş.Yük.Müh. Sayın Tayfun ŞENGÜL'e, çok değerli İnş.Müh. Sayın Çiğdem ÖZÇELİK'e, sonsuz sevgilerimi, saygılarımı ve teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim.

Ayrıca bütün hayatım boyunca en büyük destekçilerim, canım anneme ve çok değerli Serda K. TONAROĞLU, çok değerli Zeynep E. TONAROĞLU ve çok değerli Halil TONAROĞLU başta olmak üzere tüm aileme en derin ve en içten sevgilerimi, saygılarımı ve teşekkürlerimi sunmayı bir görev bilirim.

ÖZET

Depremler sırasında yapıların zarar görmesine neden olan önemli etkenlerden birisi temel zemininde taşıma gücü kaybının ortaya çıkmasıdır. Temel zemininin kumlu zeminlerden oluşması durumunda sıvılaşma, taşıma gücü kaybının başlıca nedeni olmaktadır.

Bu çalışmada, zeminlerde sıvılaşmaya yol açan etkenlere ve mekanizmalara açıklık getirmek amacı ile bir seri sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Sayısal analizlerde LASS III (Dikmen, 1979) bilgisayar yazılımı kullanılmış, nümerik modelde zemin davranışını modelleyen malzeme parametrelerinin değerleri parametrik çalışmalar ile belirlendikten sonra, sıvılaşmayı etkilediği bilinen faktörlerden en önemlilerinin değişken değerleri ile arazi davranış analizleri gerçekleştirilmiştir. Nümerik analizlerde 20m kalınlığında uniform bir kum tabakasının davranışı, 1999 Kocaeli depremi Arçelik kaydı taban kayasında etkiyen bir yer hareketi olarak kullanılarak incelenmiştir.

Yeraltı su seviyesi zemin yüzüne yakın kabul edilmiş, derinliğinin zemin davranışını ve sıvılaşma oluşumunu büyük oranda etkilediği gösterilmiştir. Kumun sıklık derecesi ve su geçirgenliği ile sarsıntı şiddetinin sıvılaşma üzerinde etkisi ayrıntılı olarak incelenmiştir.

Gerçekleştirilen analizler sonucunda, yüksek geçirgenliğe sahip ($k=10^{-2}$ m/sn) kum çökellerinde, sarsıntı şiddeti ve sıklık derecesinden bağımsız olarak, sıvılaşma oluşmadığı gözlemlenmiştir. Sıvılaşmaya yol açan boşluk suyu basınçlarının sarsıntı şiddeti yanında kumun permeabilitesi ve sıklık derecesinden doğrudan etkilendiği gösterilmiştir. Deprem hareketinin iki yatay bileşeninin birlikte etkimesinin analizlerde gözönüne alınması, sıvılaşma oluşumu ve derinliği üzerinde iki yönlü yer hareketlerinin oldukça büyük olumsuz etkileri olacağını göstermiştir. Tek yönlü yer hareketi etkisinde sıvılaşma derinliğinin 10m'yi aşmadığı, gevşek olmayan kumlarda 6-7m ile sınırlı olduğu, ancak iki yönlü yer hareketleri etkisinde sıvılaşma derinliğinin 15 m'yi geçebileceği gözlenmiştir.

Analiz sonuçları zemin yüzünde uygulanan sürşarj yüklerinin sıvılaşma direncini önemli oranda arttırdığını ve sıvılaşma derinliğinin azalması sonucunu doğrulduğunu göstermektedir. Uniform kum tabakası içinde daha az geçirgen bir tabakanın mevcut olması durumunda, depremler sırasında boşluk suyu basıncı oluşumu önemli ölçüde etkilenmekte, daha az geçirgen tabakanın hemen altında büyük basınç artışları meydana gelmekte ve sıvılaşan tabaka derinliği artmaktadır. Gerçekleştirilen az sayıda analiz deprem hareketinin özelliklerinin de zemin davranışı üzerinde önemli etkileri olabileceğini göstermiştir.

Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, sayısal modelleme, efektif gerilme analizi

ABSTRACT

Loss of bearing capacity is one of the major causes of earthquake damage on structures. Liquefaction phenomenon is an important factor leading to loss of bearing capacity when the sandy soil deposits comprise the foundation layers.

In this study, a series of numerical analyses are carried out to shed light on factors affecting liquefaction and the mechanisms involved. The numerical analyses are performed with the computer code LASS III (Dikmen, 1979). The values of constants needed for the material model employed are determined by performing a parametric study through a series of analysis.

An extensive number of site response analyses are performed on a typical soil profile in which the values of parameters known to affect liquefaction are varied within expected ranges. The soil profile analysed comprised of an uniform sand deposit 20 m thick underlaid by bedrock. The 1999 Kocaeli Earthquake Arçelik strong motion record is used as the bedrock motion to analyse the field behavior.

The ground water level is considered to be shallow, and results of numerical analysis have demonstrated the importance of ground water level on the development of liquefaction and its depth. The effects of the relative density of the sand deposit and its permeability are studied extensively, being subjected to ground motions of different shaking intensities.

The results of analyses have shown that for highly permeable sands (i.e. $k = 10^{-2} m/s$) the risk of liquefaction is negligible regardless of density and shaking intensity if only one horizontal component of the earthquake motion is considered in the analysis. When the sand deposit is subjected to both horizontal components of the earthquake motion, a large adverse affect on the pore pressure accumulation and development of liquefaction are observed. The depth of liquefaction is shown to be less than 10 m under strong ground motions (limited to 6-7 m in medium dense sands) when the soil deposit is subjected to only one horizontal component, whereas it might exceed 15 m's when both horizontal components are effective.

The results of numerical analyses have also demonstrated that surcharge loading at the ground surface can lead to a considerable degree of increase in liquefaction resistance and its effective depth. On the other hand, presence of a less permeable layer in the sand deposit is shown to have an adverse effect, leading to development of large pore pressures under the less permeable layer and increase in the depth of liquefaction. A limited number of analyses have indicated that the characteristics of the earthquake motion can also have a large influence on soil behavior.

Key Words: Liquefaction, numerical modelling, effective stress analysis

1. GİRİŞ

20. yüzyılın başlarında Karl Terzaghi tarafından Türkiye’de geliştirilmeye başlanan ve bugün oldukça gelişmiş bir bilim dalı haline gelen Zemin Mekaniği, geniş halk kitlelerinin toprak dediği zemini ve mühendislik özelliklerini incelemektedir. Zemin, tarihte mühendislik amaçlı olarak kullanılan en eski malzemedir. Eski çağlarda örneğin barınak yapımında ya da suya karşı koruyucu yapılar oluşturmada ilk kullanılan malzeme olmuş, uygarlığın ilerlemesiyle birlikte kullanım alanları daha da genişlemiştir.

Zemin problemlerini çözmek için mekanikten yararlanan ilk araştırmacı belki de karşılaştığı zorunluluk yüzünden Coulomb olmuş ve bu zorunluluk yanal toprak basıncı kavramının bulunmasına neden olmuştur. Fransa Kralı tarafından top ateşi ile düşen kalelerin dayanıklı bir hale getirilmesi için görevlendirilen Coulomb kale duvarının hemen önüne yerden başlayarak kalenin en üst noktasına kadar devam eden, belirli bir eğime sahip zemin kütleleri yerleştirilmesini önermiş, fakat kale duvarlarının önlerine yerleştirilen zemin kütlelerinin etkisi nedeniyle yıkılmasıyla (Budhu, 2000) sonuçlanan bu durum, yanal toprak basıncı teoreminin gelişimine yol açmıştır. Tarih zorunlulukların insanoğlunun uygarlık gelişimi içerisinde daima en önemli itici güç olduğunu gösteren örneklerle (ateş, yazı, tekerlek vb) doludur. Bu doktora tezinin konusunu oluşturan sıvılaşma ve sıvılaşma ile ilgili hesaplamalar da, 1900’lü yılların başında San Fransisco depreminde belirtileri oldukça şiddetli bir şekilde görülen, 1960’lı yıllarda yaşanan iki büyük deprem (Niigata ve Alaska) etkisiyle zeminlerde meydana gelen problem nedeniyle üzerinde yer alan yapılarda oluşan son derece trajik sonuçların ortaya çıkardığı zorunluluk sonucunda araştırılmaya başlanmış ve o günden bugüne konu ile ilgili araştırmalar süregelmiştir.

Sıvılaşma, suya doymun kohezyonsuz zeminlerin statik veya dinamik yüklerin etkisi altında, boşluk suyu basıncındaki artışın bir sonucu olarak efektif gerilmesini kaybederek (belirli bir süre için) adeta bir sıvı gibi davranması olayı olarak tanımlanabilir. Bu tez kapsamında gerçekleştirilen tüm analizler, deprem yükü (dinamik) altında kumlu zeminlerin davranışını incelemeye yönelik olmuştur.

2. DEPREMLER

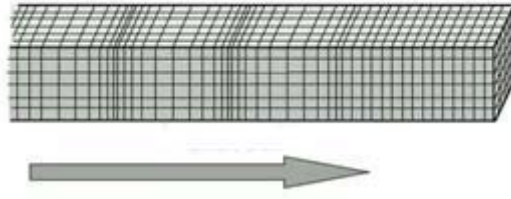
Deprem insanoğlunun karşılaştığı tarihçesi en eski ve en önemli doğa olaylarından bir tanesidir. Örneğin 526'da Akdeniz kıyılarında adeta tüm kıyayı tamamen yıktığı düşünülen bir deprem meydana geldiğine inanılmaktadır. 1509 İstanbul, 1692 Sicilya, 1735 Lizbon, 1766 İstanbul, 1797 Quito, 1843 Guadeloupe depremleri ağır hasara sebep olmuş şiddetli depremlerdir. 1509 yılından önce Anadolu'da çok kuvvetli bir deprem olduğuna dair bir bulguya rastlanmamakla birlikte yakın coğrafyada (Irak ve İran'da) daha eski tarihlerde önemli depremlerin meydana geldiği düşünülmektedir.

2.1 Depremler

Yerkabuğunda fay adı verilen, yeryüzüne yakın veya derinde olabilen, kayanın yüksek gerilmeler altında kırılması sonucu oluşan zayıf düzlemler vardır. Levha hareketleri nedeniyle yerkabuğunun değişik noktalarında meydana gelen gerilmeler bu zayıf düzlemler boyunca varolan mukavemet değerini geçecek dereceye yükseldiğinde, kaya mevcut fay düzlemleri boyunca veya yeni bir fay oluşturacak şekilde kırılır. Kırılma ya da kaymanın başladığı noktaya deprem odağı, derin merkez ya da alt merkez, bu noktanın düşeyde yeryüzü üzerindeki izdüşüm noktasına ise yüzey merkezi ya da üst merkez denmektedir. Kırılmayla birlikte gerilme boşalır, bu gerilme boşalımı bir enerji açığa çıkarır ve bu enerji sismik dalgaların oluşmasına sebep olur. Sismik dalgalar cisim ve yüzey dalgaları olmak üzere iki ana başlık altında incelenmektedir.

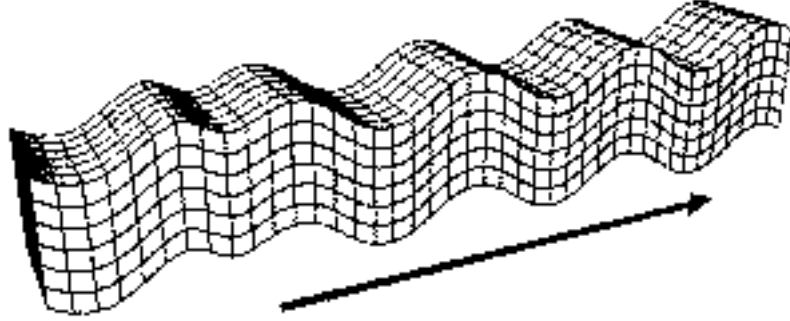
2.1.1 Cisim Dalgaları

Deprem odağından yayılmaya başlayan sismik dalgalar, cisim dalgaları olarak adlandırılır. P ve S dalgası olmak üzere iki cisim dalgası vardır. P dalgası birincil, boylamasına dalga, veya basınç dalgası olarak adlandırılmaktadır. P dalgasının yayılımı sırasında, dalganın geçtiği ortamın partikülleri dalganın yayılım doğrultusunda hareket eder (Şekil 2.1). Ses dalgasıyla özellikle yayılım biçimi bakımından bir benzerlik gösteren P dalgası katı ortamlarda yayılabileceği gibi aynı zamanda akışkan ortamlarda da yayılabilmektedir. Deprem kaynağından herhangi bir uzaklıktaki gözlem noktasına yerleştirilmiş sismometreye ilk ulaşım kaydedilen deprem dalgası hızının en yüksek olması nedeniyle P dalgasıdır. P dalgasının hızı zemin ve kayada farklı değerler almakla birlikte 1.5 km/sn ile 8 km/sn arasında değişmekte olduğu söylenebilir.



Şekil 2.1 P dalgasının yayılma biçimi (www.geo.uib.no)

Cisim dalgalarının diğeri S dalgasıdır. İkincil dalga, enlemesine dalga, kayma dalgası olarak bilinir. P dalgasına göre hızının daha düşük olması ve içerisinde geçtiği ortamdaki partiküllerin dalga hareketine dik doğrultuda hareket yapmasına sebep olması nedeniyle (Şekil 2.2) geçtiği ortam için oldukça hasar verici özellik taşımaktadır. Deprem etkisi altında kalan zemin içerisinde meydana gelecek kayma gerilmelerinin sebebi, kayma dalgalarının deprem kaynağından zemin yüzüne doğru düşey olarak yayılmasıdır. Bu nedenle kayma dalgaları, P dalgalarına göre ayrıca bir önem taşımaktadır. S dalgalarının içerisinde geçtiği ortamda oluşan hareket bir spor aktivitesini seyretmek için tribünlerde bulunan seyircilerin yaptığı bir harekete benzetilebilir. Eliptik bir düzende oturan izleyicilerin sıra kendilerine geldiğinde ayağa kalkıp oturarak yaptıkları gösteri sırasında eliptik bir rota çizen hareket S dalgasının hareketine, bu harekete ayağa kalkıp oturmak vasıtasıyla harekete dik yönde bir hareket ile karşılık veren izleyicilerin hareketi ise ortamın partiküllerinin yaptığı harekete örnek verilebilir (Serway ve Beichner, 2000). S dalgaları sadece katı ortamlar içerisinde yayılabilirler, akışkan ortamlarda yayılamaz. Kayma dalgasının hızı, P dalgalarının hızının yaklaşık yarısı mertebelerindedir.



Şekil 2.2 S dalgalarının yayılma biçimi (www.piru.alexandria.ucsb.edu)

S dalgası hızı deprem ile ilgili olarak çalışan araştırmacılar için oldukça önemli bir parametredir. Eğer bir ortamdaki geçen S dalgasının hızı hesaplanabilirse o ortamla ilgili çıkarımlarda bulunmak ve bir çok bilinmeyene ulaşmak mümkün olabilir. S dalgası hızı ile zemin özellikleri arasındaki ilişki $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ ile gösterilebilir. Görüldüğü gibi kayma dalgası hızının ve zeminin yoğunluğunun bilinmesi durumunda zeminin kayma gerilmesi-kayma deformasyonu davranışını tanımlamada son derece önemli bir parametre olan kayma modülü (G) belirlenebilir. Ayrıca kayma dalgası hızına bakarak zeminin gevşek/yumuşak, orta sıkı/orta katı veya sıkı/katı-çok katı olup olmadığı pratik amaçlar için belirlenebilir. Örneğin kayma dalgası hızı 700m/sn'den büyük olan ortamlar kaya olarak kabul edilmektedir.

Kayma dalgası hızının bu özelliği nedeniyle, zemin özellikleri ile arasında korelasyon olduğu bilinen arazi deneyleri sonuçları ile kayma dalgası hızı arasında ilişkiler kurulabilmektedir. Literatürde özellikle standart Penetrasyon Deneyi SPT darbe sayısı ile ilişkilendirilmesine yönelik çok sayıda ampirik ifade vardır (Çizelge 2.1). Eğer bir ortamdaki kayma dalgası hızı biliniyorsa bu ampirik ifadeler yardımıyla zeminin ilgililenen bir derinliğindeki SPT darbe sayıları elde edilebilir. Elde edilen SPT darbe sayılarından yararlanarak zeminle ilgili bir çok parametreye ulaşmak mümkün olmaktadır.

Çizelge 2.1 Penetrasyon deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak, kayma dalgası hızı hesabında kullanılan bazı eşitlikler (Adatepe,2002)

Araştırmacılar	Eşitlik	Zemin Cinsi
Kanai ve diğ. (1966)	$V_s = 19 N^{0.6}$	Tüm
Ohsaki ve Iwasaki (1973)	$V_s = 81.40 N^{0.39}$	Tüm
Imai (1977)	$V_s = 91 N^{0.337}$	Tüm
	$V_s = 102 N^{0.292}$	Kil
	$V_s = 80.60 N^{0.331}$	Kum
Ohta ve Goto (1978)	$V_s = 85.35 N^{0.348}$	Tüm
	$V_s = 92.12 D^{0.339}$	Tüm
	$V_s = 67.79 N^{0.219} D^{0.230}$	İnce Kum
	$V_s = 62.14 N^{0.219} D^{0.230}$	Kil
Seed ve Idriss (1981)	$V_s = 56.4 N^{0.5}$	Tüm
Barrow ve Stokoe (1983)	$V_s = 154 + 0.64 q_c$	Tüm
Sykora ve Stokoe (1983)	$V_s = 100.5 N^{0.29}$	Kum
	$V_s = 134 + 0.52 q_c$	Kum
Lee (1990)	$V_s = 57.40 N^{0.49}$	Kum
	$V_s = 114.43 N^{0.31}$	Kil
	$V_s = 105.64 N^{0.32}$	Silt
	$V_s = 57.40 D^{0.46}$	Kum
	$V_s = 70.81 D^{0.37}$	Kil
	$V_s = 70.52 D^{0.39}$	Silt
İyisan (1996)	$V_s = 51.50 N^{0.516}$	Tüm
	$V_s = 55.30 q_c^{0.377}$	Tüm

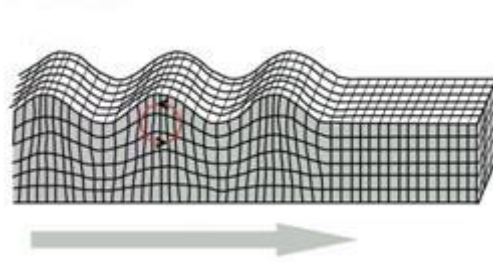
Not: Eşitliklerde V_s (m/s), D (m), q_c (kg/cm²) olarak kullanılmalıdır.

S ve P dalgaları arasında hızlarının farklılığından kaynaklanan P dalgalarının gelişi ile S dalgalarının gelişi arasındaki zaman farkı bulunup, her iki dalganın ortalama hızlarının

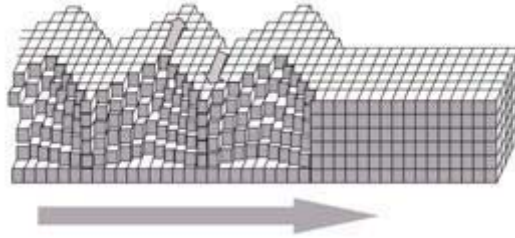
bilinmesiyle depremin uzaklığı, bu hesabın en az üç istasyonda yapılmasıyla ise depremin yeri belirlenir.

2.1.2 Yüzey Dalgaları

Deprem odağından yayılan cisim dalgalarının özellikle yumuşak/gevşek yüzey tabakalarıyla karşılaşması sonucu oluşan etkileşim yüzey dalgalarının oluşmasına sebep olur. P ve S dalgalarına göre daha yavaş hareket etmeleri ve yüzey tabakalarındaki danelerin, genlikleri yüksek düşey ve yatay yönlü hareket etmelerine sebep olmaları nedeniyle yapılarda hasar oluşturma potansiyeli oldukça yüksek olan bu dalgalar özellikle deprem üst merkezinden yer kabuğunun kalınlığının iki katı kadar uzaklıktaki mesafelerde etkili olmaktadır. Çeşitli yüzey dalgalarından bahsedilebilir. En önemlileri Rayleigh ve Love dalgalarıdır (Şekil 2.3 ve Şekil 2.4). Cisim dalgalarının özellikle de S dalgalarının yüzeye yakın tabakalar ile etkileşimi sonucu oluşan bu dalgalar yüzeye yakın kesimlerde ve yüzeyde partiküllerin genlikleri oldukça yüksek hareket yapmalarına neden olurken, bu hareket derinlere inildikçe zayıflamaktadır.



Şekil 2.3 Rayleigh dalgaları(www.geo.uib.no)



Şekil 2.4 Love dalgaları (www.geo.uib.no)

2.1.3 Depremın Büyüklüğü

Bir depremin büyüklüğünün tanımlanması, deprem nedeniyle oluşan enerjinin büyüklüğünün tanımlanması demektir. Ayrıca depremin yol açtığı hasar seviyesine bakılarak şiddeti tahmin edilebilir. Bunun için yaygın olarak kullanılan metot, bir şiddet cetvelinden yararlanmaktır.

20.yüzyıla kadar depremin büyüklüğünü ölçmek için kullanılabilecek bir aygıt geliştirilemediği için deprem, yeryüzünde sebep olduğu hasara bakılarak tanımlanmaya çalışılmıştır. Bunun için yaygın olarak kullanılan metot, Mercalli tarafından önerilen ve 1'den başlayarak 12 ye kadar giden ölçekte şiddet seviyesi gösteren bir cetvelden yararlanmaktır. 20. yüzyılın başlarıyla birlikte, gelişen teknolojinin yardımıyla depremin büyüklüğü ölçülebilmeye başlanmıştır. Depremin büyüklüğü deprem sırasında açığa çıkan enerjinin aletsel olarak saptanmasıyla hesap edilmektedir. Büyüklük (magnitüd) için literatürde çeşitli tanımlamalar mevcuttur. En yaygın olarak kullanılanlar arasında P ve S dalgalarının maksimum genliklerinden yararlanılarak hesaplanan M_L (Richter ölçeği), yüzey dalgalarının maksimum genliklerinden yararlanılarak hesaplanan M_s (Yüzey magnitüdü) ve açığa çıkan enerjinin büyüklüğünü bir fay boyunca yırtılmaya neden olan faktörlerin doğrudan bir ölçüsü olarak tanımlayan sismik moment M_w (Moment magnitüdü) sayılabilir (Kramer,1996). Bu nedenle deprem sonrası farklı magnitüd değerleri verilebilmektedir. Örneğin 1999 Gölcük depreminin büyüklüğü moment magnitüdü cinsinden 7.4 iken, yüzey magnitüd değeri 7.8 olarak ölçülmüştür. Ayrıca kullanılan ölçek logaritmik olup örneğin Richter ölçeğine göre magnitüdü 5.0 olan bir deprem ile magnitüdü 6.0 olan bir deprem arasında açığa çıkan enerji bakımından yaklaşık 30 kat fark olacaktır.

2.1.4 Deprem Karakteristikleri

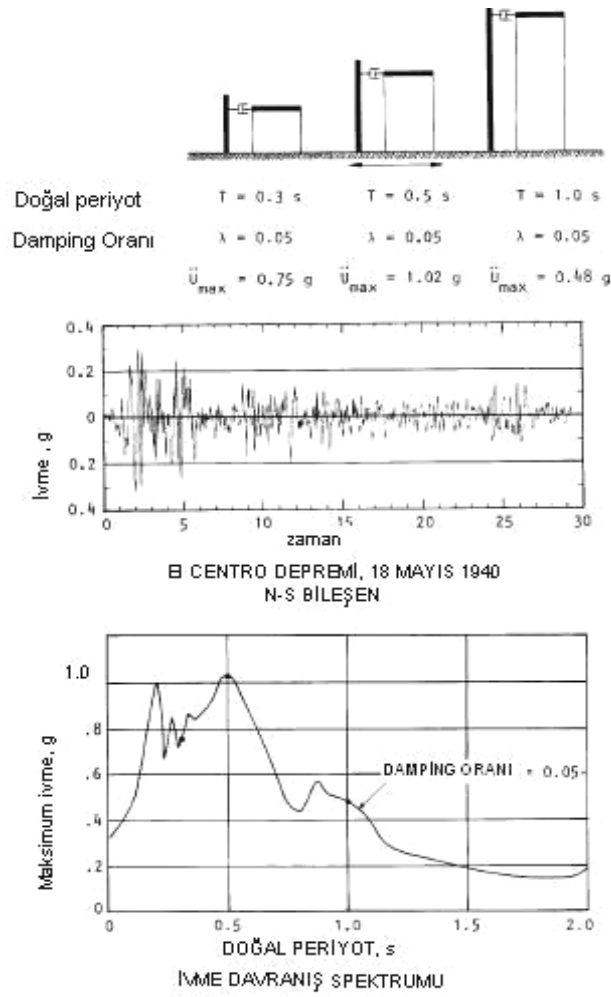
Deprem hareketinin neden olabileceği hasarları önceden tahmin edebilmek, oluşacak hasara sebep olan iki etkenin, zemin ve deprem özelliklerinin doğru olarak tanımlanması ile mümkündür. Bu nedenle tehlike analizlerinde, yapılan analizin türüne bağlı olarak bir yer hareketini tanımlamak için çeşitli karakteristikler kullanılabilir. Konu ile ilgili bir literatür araştırması yapıldığında zemin ve/veya zemin-yapı problemleri üzerine gerçekleştirilecek analizlerde hareketin tanımlanması için gösterilen çok sayıda karakteristik arasında yüzeyde yatay doğrultuda oluşan maksimum ivme değerinin, depremin frekans içeriğinin ve depremin süresinin ön plana çıktığı görülmektedir.

2.1.4.1 Maksimum İvme

Analizlerde depremin şiddetini ya da büyüklüğünü tanımlamak için sıklıkla kullanılan parametre, yatay doğrultuda iki yönde oluşan ivmelerden en yüksek değerde olanı yani maksimum ivme değeridir. Örneğin, uygulamada yaygın bir şekilde kullanılan basitleştirilmiş sivilaşma analizi ve yarı-statik stabilite analizi yöntemlerinde depremin şiddeti bu parametre ile dikkate alınmaktadır. Düşey yöndeki ivme değerinin yapılarda ve zeminde çok ciddi bir tehlike oluşturmadığı düşünülmekte ve bu nedenle hesaplamalarda çoğunlukla gözardı edilmektedir.

2.1.4.2 Frekans İçeriği

Tehlike analizlerinde yer hareketini tanımlamak için sadece maksimum ivme değerine bakarak karar vermek yanıltıcı olabilmektedir. Örneğin maksimum ivmesi büyük bir deprem düşünüldüğü kadar zarar verici olmayabilirken, maksimum ivmesi küçük olan bir deprem beklenilenden daha fazla yıkıcı olabilir. Bu duruma zemin koşullarının sebep olma ihtimali kuvvetli olmakla beraber, depremin başka karakteristiklerinin de katkıda bulunabileceği gözden uzak tutulmalıdır. Örneğin depreme maruz kalacak yapıların periyotlarının depremin periyodu ile çakışması durumunda rezonans nedeniyle depremin maksimum ivmesi küçük olsa dahi oluşturacağı hasar büyük olabilmektedir. Bu nedenle yer hareketinin frekans içeriğinin bilinmesi önemli olup, bir deprem hareketi sırasında yapıların maruz kalacakları maksimum ivmeleri, yapı periyotları ile ilişkilendiren ivme davranış spektrumlarını incelemek yerinde olacaktır. Şekil 2.5' te doğal periyotları sırasıyla 0.3 sn (basitçe 3 katlı), 0.5sn (basitçe 5katlı) ve 1.0 sn(basitçe 10 katlı) olan 3 farklı yapının aynı deprem nedeniyle maruz kalması beklenen taban ivme değerleri (yapıya gelecek deprem yükünün hesabı için kullanılacaktır) gösterilmiştir. Buna göre üç yapının doğal periyotlarına bağlı olarak aynı deprem etkisi altında farklı maksimum ivmelere (0.75g, 1.02g ve 0.48g) maruz kalacağı görülmekte olup, depremin şiddetinin aynı olmasına rağmen, bu üç yapının her birinin farklı derecede etkilenmekte olduğu, deprem nedeniyle maruz kaldıkları yük değerinin, birbirlerine göre 2-3 kat kadar fazla olabileceği görülmektedir. Bu nedenle bir depremin şiddetini tanımlamak amacıyla kullanılan maksimum ivme değerinin yanısıra, deprem yer hareketinin frekans içeriğinin de bir depremi tanımlamada son derece önemli bir karakteristik olduğu son derece açıktır.



Şekil 2.5 İvme davranış spektrumunun değerlendirilmesi (Seed ve Idriss, 1982)

2.1.4.3 Deprem Süresi

Hareketin süresi gerek yapı analizlerinde gerekse sıvılaşma analizlerinde mutlaka gözönünde bulundurulması gereken çok önemli bir deprem karakteristiğidir. Deprem süresinin uzaması hareketin zarar verme etkisi üzerinde önemli bir etki yapabilir. Literatürde deprem süresi tanımı olarak çok sayıda ifade vardır. Bir bilgisayar programı ile gerçekleştirilen sıvılaşma analizlerinde ve/veya yapı analizlerinde bu süre tanımlamalarından uygun olanını kullanmakta fayda olup, bununla birlikte tüm kayıt süresinde kullanılabilir. Fakat özellikle ampirik denklemler ile gerçekleştirilen sıvılaşma analizlerinde deprem süresinin eşdeğer çevrim sayısı şeklinde ifade edilmesi yaygın bir eğilimdir.

3. DEPREMLERİN YOL AÇTIĞI ZEMİN PROBLEMLERİ

Deprem sırasında yer titreşim etkisi altına girdiği zaman depremden etkilenen bölgede, yapı tiplerine, zemin cinsine, bölgenin bir su kütleline yakın olup olmamasına, yeraltı su seviyesinin derinliği gibi faktörlere bağlı olarak aşırı ve/veya farklı oturmalar, taşıma gücü kaybı, şev kaymaları, sıvılaşma durumu, istinat yapılarına gelen yanal yüklerin büyümesi ve deprem hareketinin zemin tarafından büyütülmesi gibi tehlikeli sonuçlar doğuran problemler meydana gelebilmektedir.

3.1 Aşırı Toplam ve/veya Farklı Oturmalar

İri daneli zeminler titreşim etkisi altında daha sıkı bir yerleşime sahip olma eğilimindedir. İri daneli zeminlerin bu özelliği deprem esnasında depremin büyüklüğü, frekansı ve süresine bağlı olarak bazı zemin problemlerinin oluşmasına neden olabilmektedir. Örneğin deprem nedeniyle oluşan titreşimli yükler etkisiyle, iri daneli zeminlerin daha sıkı bir yerleşime geçme eğilimi aşırı veya farklı oturmalara yol açarak yapıların ciddi şekilde hasar görmesine sebep olabilmektedir.

3.2 Şev Kaymaları

Deprem hareketi etkisiyle boşluk suyu basıncında oluşan artış nedeniyle şevlerin stabilitesi etkilenebilmekte ve bunun sonucu olarak şev kaymaları meydana gelmektedir. Bu tür göçmelere depremden kaynaklanan atalet kuvveti yanında, şevi oluşturan zeminin mukavemet kaybına uğraması sebep olabileceği gibi, şev zemini içerisinde kum ve/veya silt olması durumunda bu tabakaların sıvılaşmaya maruz kalması da şev kaymaları için önemli bir etkidir (Özaydın,1982). Bu tehlike özellikle toprak dolgu barajlar için oldukça yüksektir.

3.3 Taşıma Gücü Kaybı

Deprem etkisiyle meydana gelecek tekrarlı yükler nedeniyle zeminde gelişecek boşluk suyu basıncı artışları ve buna bağlı olarak oluşacak mukavemet ve rijitlik kaybı özellikle yüzeysel temeller ile taşınan yapılar için tehlike oluşturmaktadır. Sıvılaşmanın meydana gelmesi durumunda ise taşıma gücü tamamen ortadan kalkmakta ve zemin üzerinde bulunan yapılar düşeyden saparak yan yatmakta, devrilebilmekte veya zemin içerisine bataabilmektedir.

3.4 Zemin Büyütmesi

Deprem hareketi odaktan başlayarak yayılırken içerisinde geçtiği zeminin özelliklerine bağlı olarak ivme veya deplasmanlar büyüyebilmektedir. Böyle bir durum özellikle zemin yüzeyine yakın tabakalarda ve zemin yüzeyinde depremin hissedilme derecesini arttırmakta, dolayısıyla yapılara gelecek yük tahmin edilen değerden büyük olabilmektedir.

3.5 Sıvılaşma

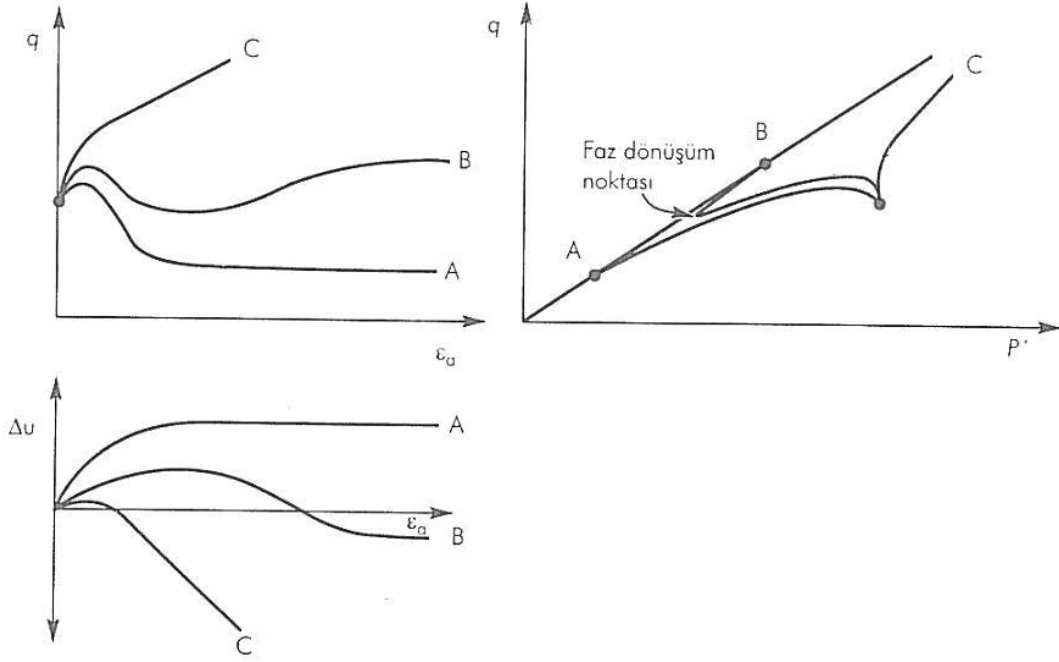
Sıvılaşma deprem sırasında ve/veya akabinde görülebilen ve sonuçları son derece hasar verici olabilen bir zemin problemidir. İlk olarak 1906 yılında San Fransisco depreminde dikkati çeken ve özellikle 1964 Niigata ve Alaska depremlerinin ardından araştırmacıların ilgi odağı haline gelen bu olay, daha sonraki yıllarda da 1971 San Fernando, 1989 Loma Prieta, 1994 Los Angeles Northridge, 1995 Kobe ve 1999 Gölcük depremi gibi bir çok depremde gözlenmiştir. Zeminin efektif gerilmesini kaybetmesi ve bir sıvı gibi davranması nedeniyle, yapılar için önemli bir tehlike oluşturan bu durum, başka problemlerin ortaya çıkması içinde bir sebep olabilmektedir. Örneğin 1906 San Fransisco depreminde hayatını kaybeden insanların önemli bir kısmının çıkan yangının itfaiye tarafından söndürülememesi nedeniyle hayatlarını kaybettikleri, itfaiye elemanlarının yangınları söndürememe sebebinin ise zeminde oluşan sıvılaşmanın şehrin su borularını kırması olduğu bilinmektedir. Aynı şekilde 1964 Niigata ve 1964 Alaska depremlerinin meydana getirdiği sıvılaşmanın derin etkileri oluşturduğu dramatik sonuçlarıyla literatüre girmiştir. Yakın tarihte sıvılaşmanın zararlı etkilerinin çok açık bir şekilde görüldüğü iki örnek 1995 Kobe ve 1999 Gölcük depremidir. Kum bir zeminden alınan dolgu malzemesi kullanımı ile 4.5 km² lik bir alan üzerinde oluşturulmuş yapay bir ada üzerine kurulmuş olan Kobe Limanı'ndaki betonarme rıhtımın önemli bir bölümü yaklaşık 20 saniye süreli 6.8 büyüklüğündeki deprem etkisiyle oluşan sıvılaşma nedeniyle, denize doğru göçmüştür. Benzer şekilde 1999 Gölcük depremi etkisiyle oluşan sıvılaşma, Gölcük sahil kesiminde yer alan dolgu zeminin denize doğru kaymasına yol açmış ve bu durum can kaybına sebep olmuştur. Benzer şekilde, yeraltı su seviyesinin zemin yüzeyine oldukça yakın olduğu bir kum zemin üzerinde yer alan Adapazarı yerleşim biriminde de geniş çaplı bir sıvılaşma meydana gelmiş ve bu durumdan yaklaşık 55.000 binanın önemli bir kısmı hafif, orta ve ağır şiddette etkilenmiştir.

4. ZEMİNLERDE SIVILAŞMA

Suya doymun kohezyonsuz zeminlerde, statik veya dinamik yüklerin etkisiyle kayma mukavemetinin kaybolması ve zeminin bir sıvı gibi davranması olayına sıvılaşıma denir. Zeminin mukavemetini kısmen veya tamamen kaybetme sebebi derinlik boyunca veya herhangi bir derinlikte mevcut efektif gerilme değerinun (daneler arasındaki temas) azalması, efektif gerilme azalımlarının sebebi ise boşluk suyu basıncı artışlarıdır. Bu nedenle sıvılaşımaya neden olan mukavemet kaybına da zeminin boşluk suyu basıncındaki artışların sebep olacağı açıktır. Bu mekanizma, kohezyonsuz zeminlerin (özellikle gevşek ince kumların) deprem etkisi altında hacim azaltma (sıkışma) eğilimi nedeniyle boşluk suyu basıncının artması, buna karşılık yükleme hızının yüksek olması nedeniyle boşluklardaki suyun drenaj için yeterli zamanı bulamaması, drenajın oluşamaması nedeniyle boşluk suyu basıncında artışın devam etmesi, bu nedenle zeminin rijitliğinin giderek azalması, suda oluşan basıncın çevre basıncına eşit hale gelmesi ile de efektif gerilmenin sıfır olması ve zeminin kayma mukavemetini kaybederek bir sıvı gibi davranması şeklinde açıklanabilir. Bununla birlikte sıvılaşıma ile ilgili bir literatür araştırması yapıldığında, akma göçmesi (flow failure), akma sıvılaşması (flow liquefaction), çevrimsel hareketlilik (cyclic mobility), başlangıç sıvılaşması (initial liquefaction), çevrimsel sıvılaşıma (cyclic liquefaction), sınırlı sıvılaşıma (limited liquefaction) gibi bir çok terim ve tanıma rastlamak mümkündür. Bu tanım çeşitliliği, zeminin davranış farklılığının bir sonucudur.

4.1 Kumların Yükleme Altında Davranışı

Kum zeminlerin laboratuvarında veya arazide gösterecekleri davranış üzerinde en etkili olan faktör sahip oldukları sıklık derecesidir. Sıklık derecesine bağlı olarak kumlar gevşek ($D_r \leq \%35$), orta sıkı ($D_r \cong \%36 - \%70$) veya sıkı ($D_r \geq \%71$) olarak değerlendirilmektedir. Laboratuvarında suya doymun gevşek, orta sıkı ve sıkı kum numuneler üzerinde drenajsız şartlar geçerli olacak şekilde gerçekleştirilen monotonik yüklemeli deneylerde (Şekil 4.4) numunelerin sıklık derecelerine bağlı olarak üç farklı davranış gösterdikleri görülmüştür (Castro1969; Poulos vd 1985; Ishihara 1993; Kramer,1996).



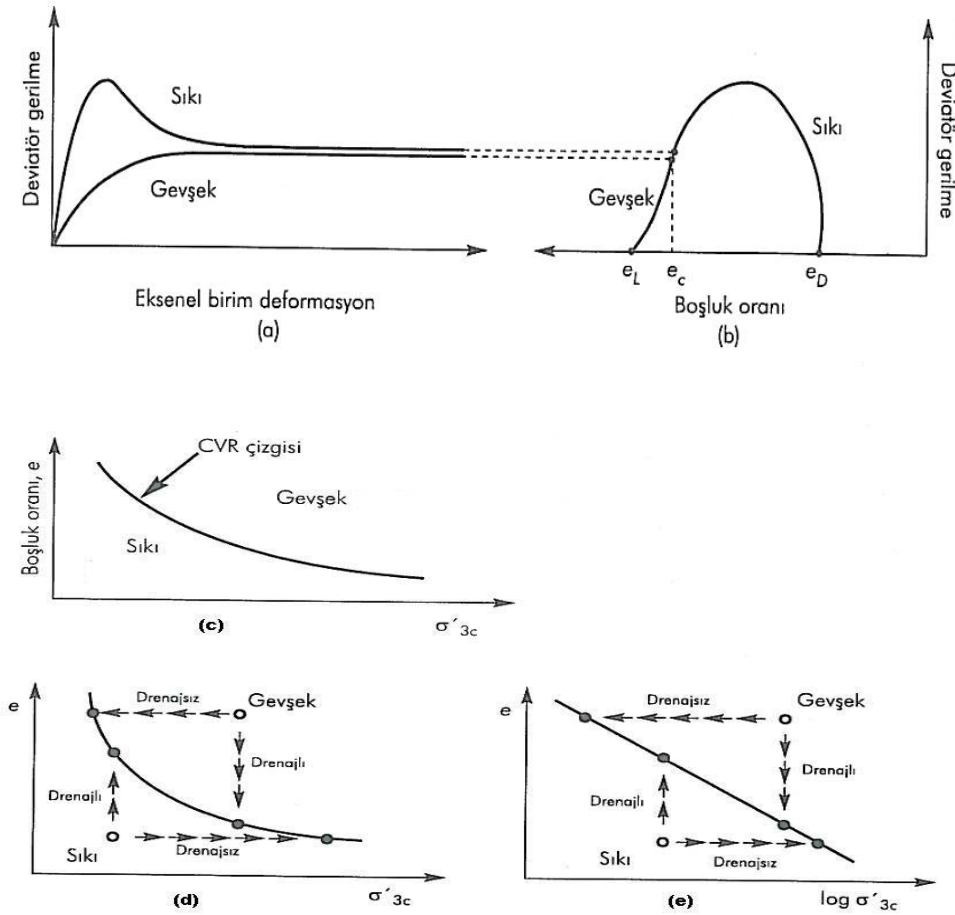
Şekil 4.4 Monotonik Yüklemeli bir deney için 3 farklı sıklık için numune davranışı (Kramer , 1996)

Deney sonuçlarından elde edilen gerilme-deformasyon ve boşluk suyu basıncı-deformasyon eğrilerine göre, gevşek, yani sıklık derecesi en düşük olan numunede (A) kayma gerilmesi önce maksimum bir noktaya ulaşıktan sonra süratle düşmüş, boşluk suyu basıncı ise sürekli artmıştır. Bu işlemin sonucu olarak numunede çok önemli ölçüde deformasyon meydana gelmiştir. Gevşek kumların gösterdiği bu davranışa deformasyon yumuşaması davranışı adı verilmektedir. Aynı davranış Castro (1969) tarafından sıvılaşma olarak tanımlanmıştır. Orta sıkı kum numunede (B) kayma gerilmesi önce bir miktar artmış daha sonra azalmış ve daha sonra tekrar artmıştır. Deney sırasında boşluk suyu basıncı önce biraz artmış daha sonra ise azalmıştır. Bu tür davranışa ise sınırlı deformasyon denmektedir. Aynı davranış Castro (1969) tarafından sınırlı sıvılaşma olarak tanımlanmıştır. Sıkı kum numunede (C) kayma gerilmesi sürekli bir artış göstermiş boşluk suyu basıncı ise önce bir miktar artmış fakat daha sonra hızla düşmüştür. Bu davranışa deformasyon pekleşmesi denmektedir. Eğer bu üç numune üzerinde drenajlı bir deney gerçekleştirilirse sıkı kum numunesinde dilatasyon, gevşek numunede sıkışma, orta sıkı numunede ise önce bir miktar sıkışma daha sonra dilatasyon meydana gelmesi beklenmelidir. Kum zeminin davranışını etkileyen en önemli parametrenin sıklık derecesi olduğu Casagrande (1936) tarafından kritik boşluk oranı çizgisi ile gösterilmiş, daha sonraları ise çeşitli araştırmacılar tarafından zeminlerin davranışı ile ilgili kapsamlı araştırmalar gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalar ile ilgili kısa bir özet aşağıda

sunulmuştur.

4.1.1 Kritik Boşluk Oranı Kavramı

Kritik boşluk oranı kavramı (Casagrande,1936) kum zeminlerin davranışını anlamak açısından oldukça önemli bir yaklaşımdır. Başlangıçta aynı çevre basıncına sahip gevşek ve sıkı iki kum numune üzerinde deformasyon kontrollü, drenajlı üç eksenli deneyler gerçekleştiren Casagrande (1936) bu iki numunenin deney sonunda aynı boşluk oranına ulaşmış ve bu duruma karşılık gelen boşluk oranı değerini kritik boşluk oranı (Şekil 4.1b) olarak tanımlamıştır. Casagrande (1936) daha sonra geliştirilecek olan kritik durum teorisine de (Roscoe ve Schofield,1958) ışık tutacak bu çalışmada farklı çevre basınçları için kritik boşluk oranı değerlerini CVRL (kritik boşluk oranı çizgisi) ile belirlemiştir (Şekil 4.1c).



Şekil 4.1 Gevşek ve sıkı zeminler için CVR çizgisi (Kramer,1996)

Kritik boşluk oranı çizgisi Casagrande (1936) tarafından davranış yönünden gevşek ve sıkı kumlar arasında bir ayırım çizgisi olarak kabul edilmiştir. Buna göre, başlangıç durumu çizginin üzerinde yer alan zeminler gevşek, altında kalanlar ise sıkı zeminleri temsil etmekte olup drenajlı/drenajsız deneylerde, gevşek/sıkı kumların nasıl bir davranış göstereceğine dair bilgi sunmaktadır (Şekil 4.1d-e). Casagrande (1936) aynı çalışmasında boşluk suyu basıncı ölçmemesine rağmen, numunelerin davranış biçimlerine bakarak drenajsız deneylerde boşluk suyu basıncı oluşumu ile ilgili olarak çıkarımlarda bulunmuş, yük altında gevşek numunelerde hacim azaltma eğilimine bağlı olarak pozitif boşluk suyu basıncı, sıkı kumlarda ise dilatasyon (danelerin birbirleri üzerine çıkma hareketi nedeniyle oluşan hacim artışı) özelliklerine bağlı olarak negatif boşluk suyu basıncı oluşacağını düşünmüştür. Kritik boşluk oranı çizgisi (CVRL) bu özellikleri nedeniyle ilk bakışta herhangi bir kum zeminin başlangıç çevre basıncı ve boşluk oranı bilinmesi durumunda sıvılaşma potansiyeline sahip olup olmadığını gösteren bir sınır durum gibi görünmekle beraber, 1938'de Montana'daki Fort Peck Barajının inşası sırasında memba tarafında meydana gelen sıvılaşma olayında (Middlebrooks, 1942) sıvılaşan zeminlerin gerçekte CVR çizgisi altında olduğunu anlaşılması, dolayısıyla CVR çizgisinin Fort Peck Barajı'ndaki durum için sıvılaşma potansiyelini tahmin etmede yetersiz kalması (Casagrande'nin bu durumu CVR çizgisinin drenajlı deneylerden elde edilmiş olmasına bağlamıştır) çeşitli araştırmacılar tarafından konuyla ilgili çeşitli çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalar arasında zemin mekaniğinin gelişimi açısından önemli teoriler olarak kabul edilen kritik durum teorisi (Roscoe, Schofield ve Wroth, 1958) ve kararlı durum teorisi (Poulos, 1981) özellikle dikkat çekmiştir. Her iki teoride benzer yaklaşımlar kullanılması nedeniyle (genelde farklı zemin cinsleri üzerinde ve farklı deney tipleri ile çalışılarak üretilmiş olmalarına rağmen) önerilen kritik durum veya kararlı durum çizgileri genellikle aynı kabul edilir.

Sıvılaşma analizlerinde takip edilen yöntem deneysel gözlemlere dayanan bazı ampirik eşitlikler kullanarak arazi için sıvılaşma potansiyeli hesaplanması veya bünye denklemleri (yaygın olarak kritik durum teorisini kullanan plastisite bazlı modeller) kullanılarak arazi davranışının nümerik olarak modellenmesidir. Bu nedenle kritik/kararlı durum teorisi önemi oldukça belirgindir.

4.1.2 Kritik Durum Teorisi

Roscoe, Schofield ve Wroth (1958) yoğrulmuş killer üzerinde yaptıkları deformasyon kontrollü drenajlı üç eksenli deney sonuçlarına dayanarak Kritik Durum Teorisini geliştirmiştir. Kritik durum, zeminin sabit efektif gerilme altında ve boşluk oranı sabit iken

yani hacmi sabit iken kayma deformasyonu gösterdiği gerilme durumunu tanımlayan bir ifadedir. Teoriye göre $q - p' - e$ uzayında, zemin için gerilme izinden bağımsız olarak ulaşılan tek bir nihai yüzey vardır ve bu yüzey aynı zamanda göçme yüzeyidir. Bu yüzey $q - p'$ (kayma gerilmesi-efektif gerilme) düzleminde kritik durum çizgisi olarak adlandırılan ve eğimi M olan bir doğru ile gösterilip (Şekil 4.2a)

$$q = Mp' \quad (4.1)$$

ile ifade edilebilir. Denklemden yer alan ifadeler

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

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

$$M = \frac{q}{p'}$$

şeklinde gösterilebilir.

Aynı şekilde $e - \ln p'$ (boşluk oranı-efektif gerilme) uzayında zeminin kritik durumda ulaştığı boşluk oranı değerlerinin efektif ortalama gerilme değerleriyle ilişkilendirilmesiyle (Şekil 4.2b)

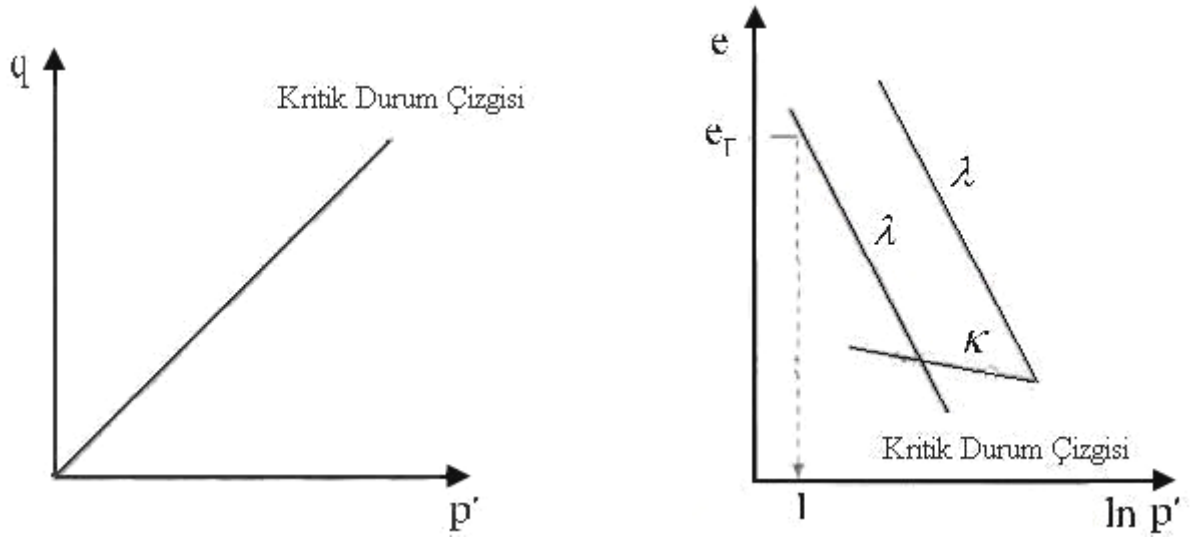
$$e = e_r - \lambda \ln p' \quad (4.2)$$

ifadesi ile gösterilebilir. Denklemden yer alan terimler,

$\lambda =$ Sıkışma indisi (Konsolidasyon deneyi ile bulunur çünkü $e - \ln p'$ düzleminde normal konsolidasyon çizgisi ile kritik durum çizgisi birbirine paraleldir.)

$e_r =$ $\ln p'$ ekseninde, ortalama efektif gerilme değerinin 1.0 olduğu noktadaki boşluk oranı değeri

şeklinde açıklanabilir. Şekil 4.2b'de görülen ve eğimi κ sembolü ile gösterilen çizgi ise boşaltma-tekrar yükleme çizgisi, κ ise boşaltma- tekrar yükleme indisidir.



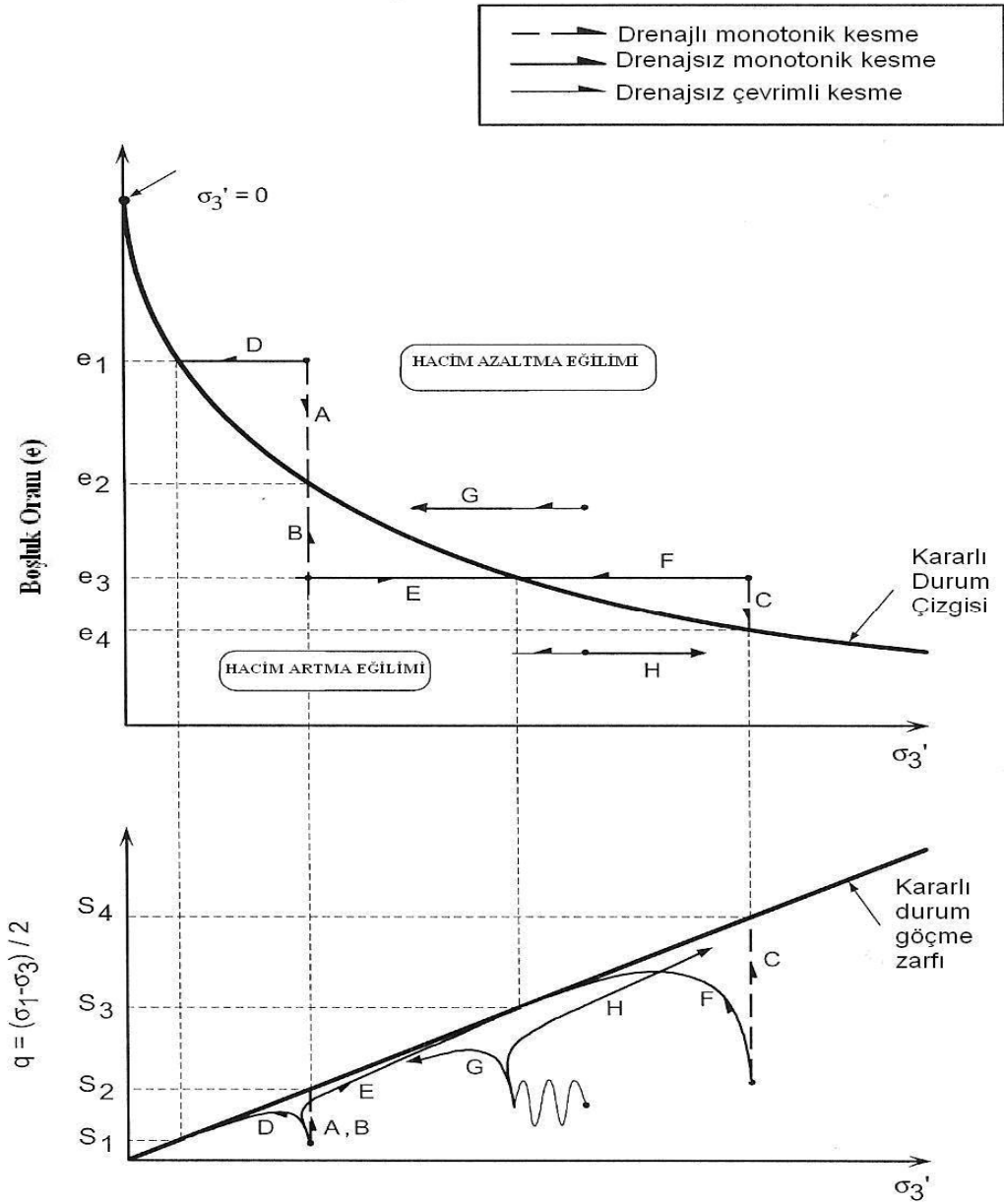
Şekil 4.2 Kritik durum çizgisi (Budhu, 2000)

4.1.3 Kararlı Durum Teorisi

Roscoe, Schofield ve Wroth (1958) tarafından killer üzerinde yapılan deneylerden elde edilen verilere dayanarak üretilen kritik durum teorisi, Wroth ve Basset (1965), Castro ve Poulos (1977) tarafından özellikle granüler zeminler için genişletilmeye çalışılmış ve neticesinde Poulos (1981) kararlı durum (steady state) kavramını oluşturmuştur. Buna göre bir zeminde kayma deformasyonları sabit bir hacimde yani sabit boşluk oranında, sabit bir efektif gerilme altında, sabit bir kayma şekil değiştirme hızında meydana geliyorsa, bu zemin kararlı durumdadır. Zemin kararlı duruma drenajlı/ drenajsız, monotonik/çevrimsel yüklemeler altında ulaşabilir. Kritik durum teorisine çok benzeyen teori drenajsız deneylerden yararlanarak kum zeminler için geliştirilmiş olup sabit hız kavramını da tanımında bulundurmaktadır.

Kararlı durum çizgisi (SSL) $e - \log \sigma'_3$ (boşluk oranı-hücre basıncı) düzleminde, bir doğru şeklinde gösterilmektedir. CVR çizgisi ile üst üste düşmemekte (biraz daha altında kalmakta) fakat yaklaşık aynı eğime sahip görünmektedir. Aradaki farkın Casagrande (1936) tarafından belirlenen CVR çizgisinin drenajlı deney sonuçlarına dayanması, kararlı durum çizgisinin ise drenajsız deney sonuçlarına bağlı olarak kurulmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.

$e - \sigma'_3$ ve $q - p'$ düzlemlerinde kararlı durum çizgisi Şekil 4.3'teki gibi gösterilebilir.



Şekil 4.3 Monotonik ve tekrarlı gerilme izlerinin kararlı durum çizgisi ile birlikte gösterimi (Rauch,1997)

Şekil 4.3 incelendiğinde aynı çevre gerilmesine sahip iki farklı sıklıktaki kum numunesi (A ve B) üzerinde yapılan drenajlı monotonik deneyler sonucunda her iki numuneninde aynı noktada, dolayısıyla aynı kayma mukavemeti değerinde (S_2) kararlı durum çizgisine ulaştığı görülmektedir. Diğer taraftan (B) ile aynı boşluk oranına fakat daha büyük bir çevre gerilmesine sahip numunenin (C) drenajlı kesme deneyi sonucunda daha büyük bir kayma mukavemetinde (S_4) kritik durum çizgisine ulaştığı görülmüştür. Kararlı durum çizgisi üzerinde bulunan A ve C numuneleri sıkışma gösterirken, kararlı durum çizgisi altında bulunan B numunesi ise hacim artışı davranışı göstermiştir. Drenajsız monotonik deneylerde

ise (D-F) numunelerin kararlı durum çizgisine boşluk oranı sabit olacak şekilde bir yol izleyerek ulaştığı görülmektedir. Şekil 4.3'den görüleceği gibi, aynı boşluk oranına sahip iki drenajsız deneyde, numuneler (E ve F) kararlı durum çizgisinde aynı kayma mukavemetine (S_3) sahip olurken, boşluk oranı daha yüksek olan numune (D) kararlı durumda daha düşük bir kayma mukavemetine (S_1) sahip olmaktadır. Kararlı durum çizgisinin üst bölgesinde bulunmaları nedeniyle drenajlı deneyde sıkışma davranışı sergileyecek numunelerde (D ve F) drenajsız deneyde boşluk suyu basıncı artışları ve dolayısıyla efektif gerilmede azalma oluşurken, diğer taraftan hacim artması eğilimli diğer numunede (E) boşluk suyu basınçlarında azalma meydana geldiği ve gerilme izinin sağa, kararlı durum çizgisine doğru yönlendiği görülmektedir.

Drenajsız tekrarlı yüklemeler altında yapılan deneyde kullanılan numunelere (G,H) ait gerilme izleri incelendiğinde, başlangıç durumu SSL'nin altında yer alan ve drenajsız bir deneyde hacim artışı davranışı göstermesi beklenen numunenin çevrimsel hareketlilik davranışını sergilediği anlaşılmaktadır (Rauch, 1997).

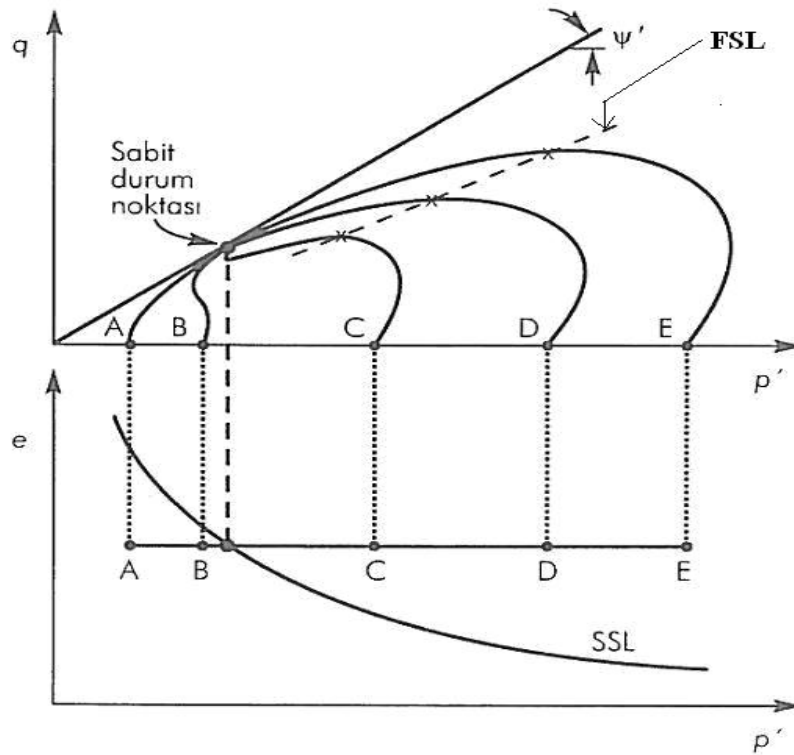
Kararlı durum çizgisi; boşluk oranı, efektif gerilme ve kayma gerilmesi kombinasyonlarında hacim artması ve hacim azalması eğilimindeki zeminleri ve akma sıvılaşmasına hassas olan/olmayan zeminleri birbirinden ayırmada oldukça faydalı olmaktadır. Buna göre, kararlı durum çizgisinin üzerinde yer alan bir zemin sıkışma eğilimine sahip olup dinamik bir yüklemeye maruz kaldığında eğer statik kayma gerilmesi değeri, kararlı durum anında sahip olduğu kayma direncinden (rezidüel mukavemet) daha büyükse akma sıvılaşmasına maruz kalma ihtimali yüksek olmaktadır. Ayrıca sıkışma eğilimindeki bir zemin dinamik yükleme veya monotonik yükleme altında kararlı durum çizgisine aynı kayma direnci değerinde (rezidüel mukavemet) ulaşacaktır. Kararlı durum çizgisinin altında kalan bir zemin akma sıvılaşmasına maruz kalmayacaktır. Bununla birlikte başlangıç durumları SSL'nin üzerinde veya altında olan zeminler çevrimsel hareketlilik davranışı sergileyebilir.

4.2 Sıvılaşma Başlangıç Durumu

Bir zeminde sıvılaşma başlangıç şartlarının oluşumu için literatürde çeşitli tanımlamalar ve öneriler mevcuttur. Bununla birlikte bir çok araştırmacı bu şartların oluşumunu Kramer (1996) gibi akma sıvılaşması ve çevrimsel hareketlilik olmak üzere iki başlık altında incelemeyi uygun bulmuştur.

4.2.1 Akma Sıvılaşması

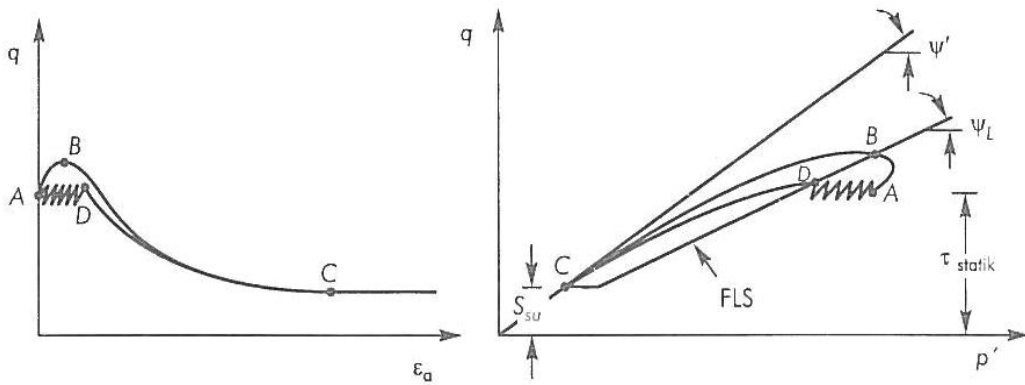
Suya doymun gevşek kohezyonsuz bir zeminde (başlangıç durumu kararlı durum çizgisinin üzerinde), başlangıçta mevcut olan statik kayma gerilmesinin zeminin rezidüel kayma mukavemetinden büyük olması durumunda monotonik veya çevrimsel bir yükleme etkisi altında zeminin maruz kalacağı sıvılaşma şekli akma sıvılaşması olarak tanımlanmaktadır. Bu durumda, suya doymun gevşek kohezyonsuz zeminin gerilme izi, akma sıvılaşması yüzeyine ulaştığında zeminin stabilitesi tamamen bozulmakta ve hemen ardından büyük ölçekli deformasyonlara maruz kalan zemin süratle sıvılaşmaktadır. Bu durum Şekil 4.5 ve Şekil 4.6'nın incelenmesiyle daha iyi anlaşılabilir.



Şekil 4.5 Akma sıvılaşması yüzeyi. (Kramer, 1996)

Şekil 4.5'de 5 adet gevşek, suya doymun kum numunesinin monotonik yüklemeli deformasyon kontrollü drenajsız üç eksenli basınç deneyinden elde edilen gerilme izleri görülmektedir. Numuneler başlangıçta farklı çevre basınçları altında aynı boşluk oranına sahip olacak şekilde konsolide edilmiştir. Bu nedenle 5 numune de başlangıçta aynı boşluk oranına sahip oldukları için aynı gerilme noktasında (p', q) noktasında kararlı durum çizgisine ulaşmıştır. Bununla birlikte gerilme izinin her numune için farklı olduğu görülmektedir. A ve B noktalarının SSL'nin altında bulunmaları nedeniyle, bu iki numune

hacim artışı; C,D ve E numuneleri ise hacim azaltma (sıkışma) eğiliminde olup akma sıvılaşmasına maruz kalma tehlikesi taşımaktadır. Akma sıvılaşması C,D ve E numunelerinin efektif gerilme izlerinin maksimum kayma gerilmesine sahip olduğu noktalarda başlayacaktır. Akma göçmelerinin başladığı bu noktalar birleştirilirse akma sıvılaşması yüzeyi (FLS) elde edilir. Herhangi bir çevrimsel veya monotonik yüklemde, herhangi bir efektif gerilme izi FLS'yi keserse akma sıvılaşması başlar ve zeminin kayma mukavemeti hızla rezidüel değerine iner. Şekil 4.6'da anizotropik olarak konsolide edilmiş suya doymun iki adet gevşek kum numunesi için akma sıvılaşması durumu incelenmiştir.



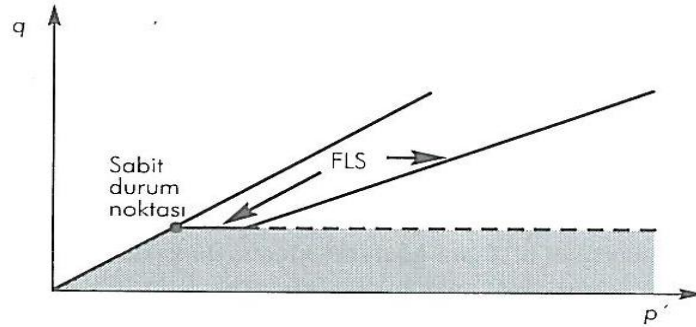
Şekil 4.6 Akma sıvılaşmasının başlaması (Kramer, 1996)

Başlangıçta her iki numunenin de A noktasında, statik bir kayma gerilmesi değeri altında dengede oldukları görülmekte olup bu kayma gerilmesi zeminin sıvılaşma durumundaki yani kararlı durumdaki mukavemetinden (C noktası için) büyüktür. Bu durumda drenajsız şartlarda yükleme başlatılırsa, düşük deformasyon seviyelerinden başlamak üzere boşluk suyu basıncı artışları olacak ve efektif gerilme izi FLS'e doğru hareketlenecektir. Efektif gerilme izinin FLS'e ulaşmasıyla birlikte, her iki numunenin (yüklem tipi farklı olmasına rağmen) gerilme izleri süratle kararlı durum çizgisine doğru yönlenecek, kararlı durum çizgisine geldiklerinde mukavemetleri rezidüel değere inmiş olacak ve büyük ölçekli deformasyonlara maruz kalacaklardır (Kramer, 1996).

4.2.2 Çevrimsel Hareketlilik

Akma sıvılaşması sadece gevşek zeminlerde, statik veya dinamik yüklerin etkisi altında meydana meydana gelebilirken, çevrimsel hareketlilik, tekrarlı yük etkisi altında kalan gevşek veya sıkı zeminlerde görülebilir. Bu durum kararlı durum çizgisi ile araştırıldığında görülmektedir ki (SSL)üstünde veya altında kalan zeminlerde çevrimsel hareketlilik oluşabilir

(Şekil 4.7). Başlangıç statik kayma gerilmesi (sıvılaşma ihtimali olan) zeminin rezidüel kayma mukavemetinden (sıvılaştığı anda sahip olduğu kayma mukavemeti) düşük ise karşılaşılan durum çevrimsel hareketlilik olarak adlandırılmaktadır. Dinamik yükleme etkisi altındaki zeminde efektif gerilmeler önemli ölçüde azalsa dahi, statik kayma gerilmesi sıvılaşmış zeminin kayma mukavemetinden düşük olduğu için oluşacak problem akma sıvılaşması gibi bir durumla sonuçlanmayacaktır. Çevrimsel hareketlilik davranışı sonucu oluşan deformasyonlar sınırlı bir seviyede kalabileceği gibi hasar oluşturabilecek seviyelerde ulaşabilir. Örneğin, 2001 yılında meydana gelen Nisqually depreminde olduğu gibi özellikle hafif eğimli bir arazide yanal yayılma hareketine sebep olarak otoyollarda ve binalarda hasar meydana getirebilmekte ya da çevrimsel hareketlilik nedeniyle oluşan artık boşluk suyu basıncının sönmülmesi sırasında suyun yukarı yönlü hareketi zemin yüzünde gözlenebilecek seviyelerde oturmalara ve zemin yüzünde kum konilerine ve su birikintileri oluşumuna sebep olabilmektedir (Wang, 2003). Bununla birlikte akma sıvılaşmasının oluşturduğu zarar, çevrimsel hareketlilik nedeniyle oluşacak hasardan çok daha dramatik sonuçlar doğurmaktadır.



Şekil 4.7 Çevrimsel hareketlilik için hassas zeminlerin başlangıç gerilme durumu (Kramer, 1996)

4.3 Sıvılaşmayı Etkileyen Faktörler

Bir zeminin sıvılaşma riski taşıyıp taşımadığı bir çok faktörün birarada değerlendirilmesi ile anlaşılabilir. Bu faktörler aşağıda zeminin iç yapısı ve sıvılaşmaya yol açan etkenin özellikleri olmak üzere iki alt başlıkta ele alınarak açıklanmıştır.

4.3.1 Zemin Yapısı

Yapılan gözlemler ve deneyler neticesinde kohezyonsuz zeminlerde sıvılaşmanın zeminin sıklık derecesi, dane özellikleri, kil zemin içeriği, arazideki drenaj şartları gibi faktörlerden

etkilendiği tespit edilmiştir.

4.3.1.1 Sıkılık Derecesi

Kohezyonsuz zeminlerin gerek statik gerekse dinamik yükler altındaki mühendislik davranışlarını etkileyen en önemli parametre sıkılık derecesidir. Sıkılık derecesinin yüksek olması elbette sıvılaşma riskini azaltan bir etkidir. Sıkılık derecesi %35'ten küçük olan zeminler gevşek zeminler olarak kabul edilir ve suya doygun olmaları halinde sıvılaşmaya karşı son derece hassas bir yapıya sahiptirler.

4.3.1.2 Dane Özellikleri

Dane özellikleri kavramı, dane boyutu, dane şekli ve dane çapı dağılımını içermektedir. Dane boyutunun küçülmesi granüler zeminlerde sıvılaşma riskini artırmaktadır. Buna göre ince kumlar kaba kumlara kıyasla sıvılaşmaya daha hassastır.

Dane şekli açısından bakıldığında, yuvarlak danelere sahip zeminlerin köşeli danelere sahip zeminlere göre daha fazla sıvılaşma tehlikesi taşıdığı düşünülmektedir.

Dane çapı dağılımında sıvılaşma durumu üzerinde etkili olduğu bilinmektedir. Örneğin hemen hemen her çap aralığında belirli bir miktar dane bulduran iyi derecelenmiş bir zeminde farklı dane çapları içeren yapı nedeniyle, deprem etkisiyle birlikte daha küçük çaplı daneler büyük çaplı daneler arasındaki boşluklara girmeye çalışacak ve böylece sıkışma eğiliminin azalmasıyla, oluşması muhtemel boşluk suyu basıncı artışları daha sınırlı kalacaktır. Buna göre üniform kumlar sıvılaşmaya karşı oldukça hassas bir yapıya sahiptir.

4.3.1.3 Kil İçeriği

Kil içeriğinin artması, kohezyonsuz zeminde sıvılaşma tehlikesini azaltan bir etkidir. Bu içeriğin ne şekilde etkili olacağına ilişkin kriterler çeşitli araştırmacılar tarafından literatüre sunulmuştur. Bu kriterler arasında en yaygın olarak kullanılan modifiye edilmiş Çin kriteridir.

Bu kritere göre 0.005 mm den daha küçük çaplı ince danelerin oranı %15' den az olan zeminler için

- 1- Likit limit değeri %35'ten küçük ve
- 2- Ortamdaki su muhtevası değeri likit limitin %90'ına eşit veya daha büyükse sıvılaşma potansiyeli oluşmaktadır.

Andrew ve Martin (2000) bu kriterleri 0.002 mm'lik kil çapı için yeniden düzenlemiştir. Buna

göre;

- 1- İçerisindeki kil oranı (0.002 mm'den küçük dane oranı) yaklaşık olarak %10'dan az olan ve
- 2- Likit limit değeri %32'den küçük olan zeminler potansiyel olarak sıvılaşabilecek zeminler olarak kabul edilmektedir.

Çizelge 4.1 Andrew ve Martin (2000) Kriterleri

	Likit limit < %32	Likit limit \geq %32
Kil içeriği < %10	Sıvılaşma olur	Daha fazla araştırma gerekli
Kil içeriği \geq %10	Daha fazla araştırma gerekli	Sıvılaşma olmaz

4.3.1.4 Drenaj Şartları

Arazide sıvılaşma oluşumu drenaj şartlarıyla yakından ilişkilidir. Sıvılaşmaya neden olan etken, suyun drene olamaması nedeniyle boşluk suyu basıncında oluşan artışların, efektif gerilmeyi azaltmasıdır. Bu nedenle eğer sıvılaşma riski olan tabakanın üzerinde daha az geçirimli bir tabaka varsa bu durum sıvılaşma riski taşıyan tabakada oluşacak boşluk suyu basıncı artışının sönmelenmesi için gerekli olan drenaj süresini uzatacağından tabaka için deprem sonrası ve sonrasında sıvılaşma tehlikesi daha fazla olacaktır.

4.3.1.5 Sismik Geçmiş

Geçmişte sıvılaşmaya maruz kalmış zeminlerin yeni depremler ile birlikte tekrar sıvılaşma gösterme ihtimalinin büyük olduğu hem laboratuvar çalışmalarından hem de arazi gözlemlerinden bilinmektedir (Ansal ve Ögünç,1981). Bu nedenle herhangi bir mühendislik yapısının inşasından evvel arazinin sismik geçmişine bakarak sıvılaşma tehlikesi açısından bir ön bilgi elde edilebilir. Mikröbölgeleme yöntemi ile üretilen haritalar bu konuda oldukça yol gösterici bir rehberdir.

4.3.2 Dış Etken ile İlgili Özellikler

Arazide sıvılaşmaya neden olan etken çoğunlukla deprem hareketidir. Bu nedenle sıvılaşma potansiyeli incelenirken olası depremler ile ilgili özellikler mutlaka gözönünde tutulmalıdır.

4.3.2.1 Sıvılaşmaya Sebep Olacak Yüklemenin Şiddeti

Sıvılaşma statik veya dinamik yüklerin (deprem, trafik, patlatma vs) etkisi altında meydana gelebilir. Arazide karşılaşılan durum sıvılaşmanın genellikle deprem etkisiyle oluştuğu şeklindedir. Bu nedenle sıvılaşmanın meydana gelmesinde depremin şiddetinin önemli bir rol oynadığı açıktır. Depremin şiddetinin yüksek olması bir başka deyişle maksimum ivmesinin büyük olması sıvılaşma tehlikesini arttıran bir etkidir. Bununla birlikte magnitudü büyük olmayan bir deprem hareketinin yüzeye doğru ilerlerken zemin tarafından büyütülebildiği bilinmektedir. Bu nedenle bu durumun sıvılaşmaya yol açabileceği de ihtimal dahilindedir.

4.3.2.2 Yükleme Süresi

Depremin süresinin uzaması tekrarlı gerilmelerin zemine uygulanma süresini uzatacağından sıvılaşma tehlikesini önemli ölçüde arttıran bir etkidir.

4.4 Sıvılaşmanın Yol Açtığı Zemin Problemleri

Sıvılaşma nedeniyle arazide karşılaşılan başlıca zemin problemleri arasında, yanal akma (lateral spreading), akma göçmesi (flow failure), zemin yüzeyinde çökme-ayrılma, istinat yapılarında stabilite sorunları, şev kaymaları, taşıma gücü kaybı, kum kaynaması (sand boils) sayılabilir.

4.4.1 Yanal Akma

Yanal akma olayı genellikle bir su kütlesi yakınında bulunan yaklaşık % 0.3-3 gibi hafif eğimli arazilerde, yüzeye yakın bulunan bir zemin tabakasının (örneğin killi bir zeminin) daha altta yer alan ve sıvılaşma riski taşıyan başka bir tabakanın (örneğin doymun ince bir kum tabakası) sıvılaşması sonucunda sıvılaşan zemin üzerinde eğimli yüzey boyunca yapacağı hareket olarak tanımlanabilir. Bu hareket birkaç metre ile sınırlı kalabileceği gibi onlarca metre de olabilir. Özellikle köprü ayaklarında, yüzeysel temele sahip yapılarda, istinat duvarlarında, alt yapı elemanlarında ciddi problemler oluşmasına sebep olabilir (Şekil 4.8).



Şekil 4.8 Bir yanal akma örneği (<http://earthquake.usgs.gov/>)

4.4.2 Akma Göçmesi

Akma göçmesi daha çok bir su kütlesi yakınında bulunan ve genellikle yaklaşık %3'ten daha yüksek eğime sahip eğik yüzeyli zeminlerde gözlemlenen sıvılaşmış zeminin ya da sıvılaşmış zemin tabakası üzerinde yeralan zemin kütlelerinin daha çok kendi ağırlığının etkisiyle aşağı doğru adeta bir sıvı gibi hareket etmesi olayıdır. Oluşacak yerdeğiştirme onlarca metreyi bulabilir. Arazide sık karşılaşılan bir durum olmamakla birlikte meydana geldiğinde son derece tehlikeli sonuçlara yol açabilir. Köprü ayaklarında, yüzeysel temele sahip yapılarda, her türlü altyapı sisteminde ciddi problemler oluşmasına sebep olabilir.

4.4.3 Zemin Yüzünde Çökme-Ayrılma

Özellikle düz yüzeyli arazilerde yüzeye yakın kesimde veya zemin yüzünde, daha altta yeralan bir tabakanın sıvılaşmaya maruz kalmasıyla homojen yapıda bir bozukluk meydana gelebilir. Yüzeyde çatlaklar, yarıklar, blok şeklinde çökmeler görülebilir (Şekil 4.9)



Şekil 4.9 Sıvılaşma etkisiyle zemin yüzünde meydana gelen bir çökme örneği
(www.earthscope.org/r1/uac01/uac01.html)

4.4.4 Taşıma gücü kaybı

Zemin tabakası sıvılaştığı zaman taşıma gücünü tamamen kaybeder ve üzerindeki yapılar zemin içerisine doğru batabilir, yan yatabilir veya devrilebilir (Şekil 4.10 ve 4.11).



Şekil 4.10 Sıvılaşma nedeniyle oluşan taşıma gücü kaybının sonuçlarına bir örnek (USGS)



Şekil 4.11 1999 Gölcük depremi nedeniyle oluşan sıvılaşmanın yol açtığı taşıma gücü kaybının Adapazarı'nda bir binaya etkisi (www.learn-hazards.org)

4.4.5 İstinat Yapılarında Stabilite Bozuklukları

İstinat duvarı arka dolgusu olarak kullanılan malzemenin deprem etkisiyle sıvılaşması nedeniyle veya daha çok eğik yüzeyli zeminlerde görülen daha altta yer alan bir tabakanın sıvılaşması nedeniyle daha üstte kalan kütlelerin sıvılaşmış tabaka üzerinde aşağı yönlü yapacağı hareket nedeniyle gelen ve projelendirmede dikkate alınmayan ilave yanal yükler istinat duvarına etkiyerek yıkılmasına sebep olabilir (Şekil 4.12)



Şekil 4.12 Yıkılmış bir istinat duvarı örneği (www.earthscape.org/r1/uac01/uac01.html)

4.4.6 Kum Kaynaması ve Yüzeyde Kum Öbekleri Oluşumu

Sıvılaşma sırasında çok sık rastlanılan bir olay yüzeyde su ve kum birikintisi oluşmasıdır. Deprem sırasında ve/veya sonrasında oluşan yüksek artık boşluk suyu basınçları zemin içerisinde hidrolik eğime neden olur ve su enerjisi yüksek olan noktadan düşük olan noktaya doğru hareket eder. Su bu hareketi sırasında sıvılaşmış bölgeden taşıdığı malzemeyle birlikte, oluşan çatlaklar arasından yüzeye çıkar. Yüzeyde görülen “çamurlu sular” bu mekanizmanın sonucunda oluşmakta ve yüzeyde kum öbekleri gözlemlenmektedir (Şekil 4.13).



Şekil 4.13 Sıvılaşma nedeniyle oluşan kum öbeğine (konisine) bir örnek (www.tfhr.gov).

5. SIVILAŞMA ANALİZLERİ

Sıvılaşma potansiyeli yüksek bulunan bir zemin için olası bir deprem öngörüsü yapılarak sıvılaşma analizi yapılması gerekmektedir. Literatürde bu amaç için kullanılan çeşitli metodlar

- Çevrimli Gerilme Yaklaşımı
- Çevrimli Deformasyon Yaklaşımı
- Enerji Sönümü Yaklaşımı
- Efektif Gerilme Bazlı Analiz Yaklaşımı

başlıkları altında incelenebilir. Bu bölümde bu metodlarla ilgili kısa bir bilgi verilmeye çalışılacaktır.

5.1 Çevrimli Gerilme Yaklaşımı

Deprem etkisine maruz kalan bir zemin tabakasında oluşan boşluk suyu basıncı artışının tamamen çevrimli kayma gerilmelerine bağlı olduğu düşüncesinden yola çıkarak, sıvılaşmaya sebep olacak sismik yüklemeyi ve zeminin sıvılaşmaya karşı direncini gerilme oranı cinsinden karşılaştırma işlemidir. Sismik yükleme oranının sismik direnç oranından büyük olması zeminin sıvılaşma direncinin aşıldığını ve sıvılaşma riski olduğunu gösterecektir.

5.1.1 Sismik Gerilme Oranının Bulunması

Metodun uygulanması için gerekli sismik kayma gerilmesi oranını bulmak için çeşitli metodlar mevcuttur. Bu değerler elde edilmesinde yaygın olarak Seed ve Idriss (1971) amprik ifadesi kullanılmaktadır.

Bu yöntemde bir deprem sırasında zemin tabakası içerisinde herhangi bir noktada oluşan kayma gerilmesinin, kayma dalgasının düşey olarak yayılımı nedeniyle meydana geldiği kabul edilir. Eğer h kadar derinde yer alan bir zemin elemanı üzerinde bulunan bir zemin kütlesi rijit bir cisim olarak kabul edilirse zemin elemanı üzerindeki maksimum kayma gerilmesi aşağıdaki eşitlik ile bulunabilir.

$$(\tau_{\max})_r = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} \quad (5.1)$$

a_{\max} = yüzeydeki maksimum ivme

γ = zeminin birim hacim ağırlığı

g =yer çekimi ivmesi

Bununla birlikte zemin deforme olabilen bir malzeme olduğundan dolayı bu değer azaltılmalıdır.

$$(\tau_{\max})_d = r_d (\tau_{\max})_r \quad (5.2)$$

Eşitlik (5.1) ve (5.2) bir arada değerlendirildiğinde deprem sırasında, zemin içerisinde herhangi bir noktada meydana gelecek maksimum kayma gerilmesi

$$\tau_{\max} = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} r_d \quad (5.3)$$

olarak bulunur.

Bu değer tekrarlı yükleme sırasında etkiyecek ortalama kayma gerilmesi cinsinden yazılacak olursa

$$\tau_{av} \cong 0.65 \frac{\gamma h}{g} a_{\max} r_d \quad (5.4)$$

şeklinde elde edilebilir. Bu değer efektif gerilme ile normalize edilirse eşdeğer çevrimsel kayma gerilmesi elde olunur.

$$CSR_{eq} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} \quad (5.5)$$

Aynı ilişki Idriss (1998) tarafından deprem büyüklüğünü dikkate alan bir düzeltme faktörü kullanılarak aşağıdaki formda sunulmuştur.

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \frac{r_d}{MSF} \quad (5.6)$$

burada MSF deprem büyüklüğü düzeltme faktörü olup

$$MSF = 37.9 (M_w)^{-1.81} \quad (M_w \text{ 5.75 'ten büyük olduğu zaman}) \quad (5.7)$$

$$MSF = 1.625 \quad (M_w \leq 5.75 \text{ ise})$$

şeklinde tanımlanırken

r_d sayısı ise

$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M_w \quad (5.8)$$

z = derinlik (m)

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin \left[\left(\frac{z}{38.5} \right) + 5.133 \right]$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin \left[\left(\frac{z}{37.0} \right) + 5.142 \right]$$

şeklinde tanımlanmaktadır.

5.1.2 Sismik Direnç Oranının Bulunması

Sismik direnç oranını bulmak için genellikle takip edilen yöntem SPT veya CPT gibi çok sık kullanılan arazi yöntemleri veya sonuçları ile geçmiş depremlerde oluşan sıvılaşma olayları arasında korelasyona dayanan deneysel dinamik mukavemet eğrilerini kullanmaktır.

5.1.3 Sıvılaşma Direnci için SPT Sonuçlarından Yararlanan Yöntemler

Bu yöntemlerde arazi SPT darbe sayılarına bazı düzeltmeler yapılarak sıvılaşma direnci (CRR) kestirilmekte ve depremde oluşacak çevrimli kayma gerilmesi oranı (CSR) ile karşılaştırılmaktadır.

5.1.3.1 Revize Edilmiş Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizi (Seed ve Idriss (1971); Youd 2001)

1. Adım :

Önce sismik çevrimsel kayma gerilmesi oranı (CSR) bulunur. Bu değer ilk olarak Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilmiştir. Zamanla çeşitli araştırmacılar bu denklem ile ilgili olarak bazı iyileştirmeler yapılmasını önermiştir. Örneğin Liao ve Whitman (1986) r_d katsayısı ile ilgili, Youd (1997, 2001) MSF faktörü ile ilgili çalışmalar yapmıştır.

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_v} = 0,65 \left[\frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v} \right] r_d \quad (\text{Seed ve Idriss, 1971}) \quad (5.9)$$

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad z \leq 9.15m \quad \text{Liao ve Whitman (1986)} \quad (5.10)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad 9.15m \leq z \leq 23m \quad \text{Liao ve Whitman(1986)} \quad (5.11)$$

2. Adım :

Bir sonraki aşama CRR (sismik direnç oranı) elde etmektir. Bunu yapabilmek için bazı düzeltmeler yapılarak Standart Penetrasyon deneyi darbe sayısından yararlanılabilir.

$$N_{1,60} = NC_N C_R C_S C_B C_E \quad (5.12)$$

C_R = sondaj takımı çubuğu düzeltme faktörü

C_S = numune elde etme yöntemine göre düzeltme

C_B = sondaj çukuru çapı düzeltme faktörü

C_E = tokmağın enerji oranının düzeltme faktörü

N = arazide ölçülen standart penetrasyon direnci

C_N = deney yapılan derinlikteki jeolojik gerilmeyi normalize etmek için kullanılan bir faktördür. (0.5'den az olmamalı ve 1.7'yi aşmamalıdır)

$$C_N = \sqrt{\left(\frac{P_a}{\sigma_v}\right)} \quad (\text{Liao-Whitman, 1986}) \quad (5.13)$$

$P_a \cong 100$ kPa

3. Adım:

$N_{1,60}$ değerlerine, zemin ince dane içeriyorsa etkisini hesaba katmak için bir düzeltme daha yapılmalıdır.

$$(N_{1,60})_{CS} = \alpha + \beta N_{1,60} \quad (\text{Youd ve Idriss, 1997}) \quad (5.14)$$

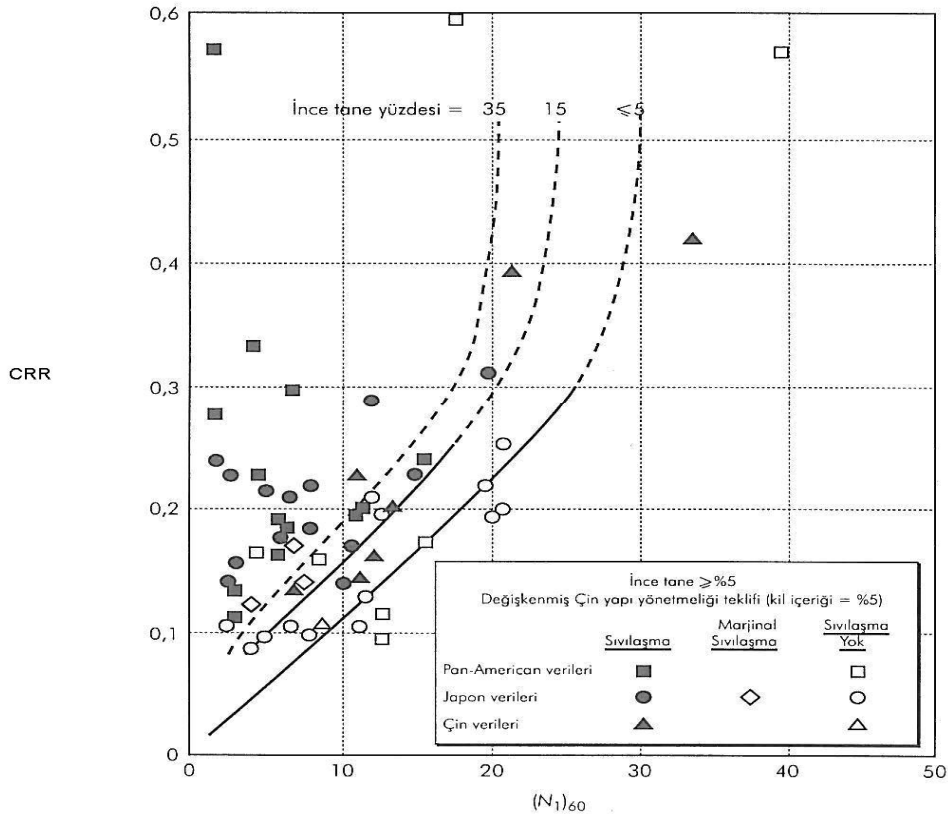
$\alpha = 0$ $\beta = 1.0$ İnce dane yüzdesi \leq %5

$$\alpha = e^{\left[1.76 - \left(\frac{190}{\text{incedane}^2}\right)\right]}, \beta = \left[0.99 - \left(\frac{\text{incedane}^{1.5}}{1000}\right)\right] \quad \%5 < \text{İnce dane yüzdesi} < \%35 \quad (5.15)$$

$\alpha = 5.0$ $\beta = 1.2$ İnce dane yüzdesi \geq %35

4. Adım:

Bulunan $(N_{1,60})_{CS}$ değeri $CRR_{7.5}$ 'yi yani sismik direnci bulmak için aşağıdaki grafikte kullanılır.



Şekil 5.1 Sıvılaşma direnci-standart penetrasyon darbe sayısı ilişkisi (Seed vd, 1975)

Not: $N_{1,60}$ değeri 30'a eşit veya 30'dan büyükse zemin sıvılaşmaz olarak kabul edilir.

5. Adım: Bir önceki adımda bulunan sismik direnç oranı moment magnitüdü 7.5 olan bir deprem için alınması gereken bir değerdir. Bu nedenle güvenlik sayısı hesap ederken bu durum gözönünde tutulmalı ve sismik direnç oranı olası deprem büyüklüğü için magnitüd ölçekleme parametresi (MSF) kullanılarak düzeltilmelidir. Bu düzeltme için Youd(2001) bir öneride bulunmuştur.

$$MSF = 10^{2.24} / M_w^{-2.56}$$

6. Adım: Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının hesabı yapılır.

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF \quad (5.16)$$

5.1.3.2 Sıvılaşma Direnci için Juang (2003) önerisi

Sıvılaşma direnci oranını (CRR) SPT sonuçlarından elde etmek için Juang (2003a) aşağıdaki eşitliğı önermiştir.

$$CRR_{7,5} = K_{\sigma} \left\{ -0.0977 + 0.0074(N_E)^{0.9} + \frac{1}{(34 - N_E)^{0.6}} + \frac{50}{(10N_E + 45)^2} \right\} \quad (5.17)$$

$$K_{\sigma} = 1 \quad \sigma'_v \leq 100kPa \quad \text{için}$$

$$K_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^{0.341} \quad \sigma'_v > 100kPa \quad \text{için}$$

$$N_E = 0.10 \left[\frac{CC}{(16 - CC)} \right]^2 (R_p) + 5.068 \left(\frac{FC}{100} \right) + \exp \left[0.3 \left(\frac{FC}{100} \right)^{0.5} \right] (N_{1,60}) \quad (5.18)$$

CC= Kil içeriğı

FC=İnce Dane içeriğı

$N_{1,60}$ =Düzeltilmiş standart penetasyon darbe sayısı

$$R_p = \frac{1}{\left\{ 1 + \left[\frac{\left(\frac{PI}{A} \right)^{-40}}{0.96} \right] \right\}} \quad (5.19)$$

PI=Plastisite İndisi

$$A = 7, \quad LL < 30 \quad \text{için}$$

$$A = 0.73(LL - 20), \quad LL \geq 30 \quad \text{için}$$

Bu yaklaşımda N_E 32'den, CC ise %15 ten büyük olmamalıdır, eğer daha büyüklerse bu değerler kullanılır.

5.1.3.3 Çetin ve Seed (2001) yöntemi

1.Adım:

Çevrimli kayma gerilme oranı (CSR) bulunur.

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_v} = 0.65 \left[\frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right] r_d$$

Bu yöntemde araştırmacılar tarafından r_d azalım katsayısı için aşağıda sunulan yeni bir öneri getirilmiştir.

$d < 65$ ft:

$$r_d(d, M_w, a_{\max}, V_{S,40'}^*) = \left(\frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{\max} + 0.999M_w + 0.016V_{S,40'}^*}{16.258 + 0.201e^{0.104(-d + 0.0785V_{S,40'}^* + 24.888)}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{\max} + 0.999M_w + 0.016V_{S,40'}^*}{16.258 + 0.201e^{0.104(0.0785V_{S,40'}^* + 24.888)}}} \right) \pm \sigma_{\varepsilon_{rd}} \quad (5.20)$$

$d \geq 65$ ft:

$$r_d(d, M_w, a_{\max}, V_{S,40'}^*) = \left(\frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{\max} + 0.999M_w + 0.016V_{S,40'}^*}{16.258 + 0.201e^{0.104(-65 + 0.0785V_{S,40'}^* + 24.888)}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{\max} + 0.999M_w + 0.016V_{S,40'}^*}{16.258 + 0.201e^{0.104(0.0785V_{S,40'}^* + 24.888)}}} \right) - 0.0014 \pm \sigma_{\varepsilon_{rd}} \quad (5.21)$$

$$\sigma_{\varepsilon_{rd}}(d) = d^{0.850} 0.0072 \quad (d < 40 \text{ ft ise}) \quad (5.22)$$

$$\sigma_{\varepsilon_{rd}}(d) = 40^{0.850} 0.0072 \quad (d \geq 40 \text{ ft ise}) \quad (5.23)$$

2.Adım: CRR yi bulmak için öncelikle düzeltilmiş SPT darbe sayısı belirlenir.

$$N_{1,60} = NC_N C_R C_S C_B C_E \quad (5.24)$$

3.Adım:

İnce daneli kısmın etkisini dikkate almak için $(N_{1,60})_{CS}$ değeri C_{fines} ile çarpılır.

$$C_{fines} = (1 + 0.004FC) + 0.005 \left(\frac{FC}{N_{1,60}} \right) \quad FC \geq \%5 \text{ ile } FC < \%35 \text{ arasında ise} \quad (5.25)$$

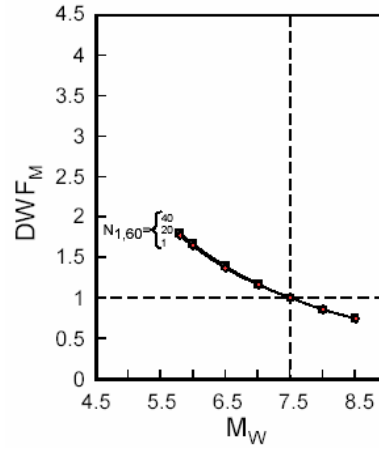
4.Adım:

Elde edilen CSR değeri DFW_M (magnitüdle ilgili süre faktörü) vasıtasıyla CSR_N 'ye dönüştürülmelidir.

$$CSR_N = CSR_{eq,M=7.5} = \frac{CSR}{DFW_M} \quad (5.26)$$

CSR_N = ortalama olarak 7.5 moment magnitüdü bir depremin süresi için eşdeğer CSR 'yi temsil ettiği düşünülen zamana göre düzeltilmiş CSR_{eq} değeridir.

$DFW_M = N_{1.60}$ 'ın bir fonksiyonu olarak verilmekte düzeltilmiş süre faktörü olup aşağıdaki grafikten seçilebilir.



Şekil 5.2 Düzeltilmiş süre faktörünün magnitüdle değişimi

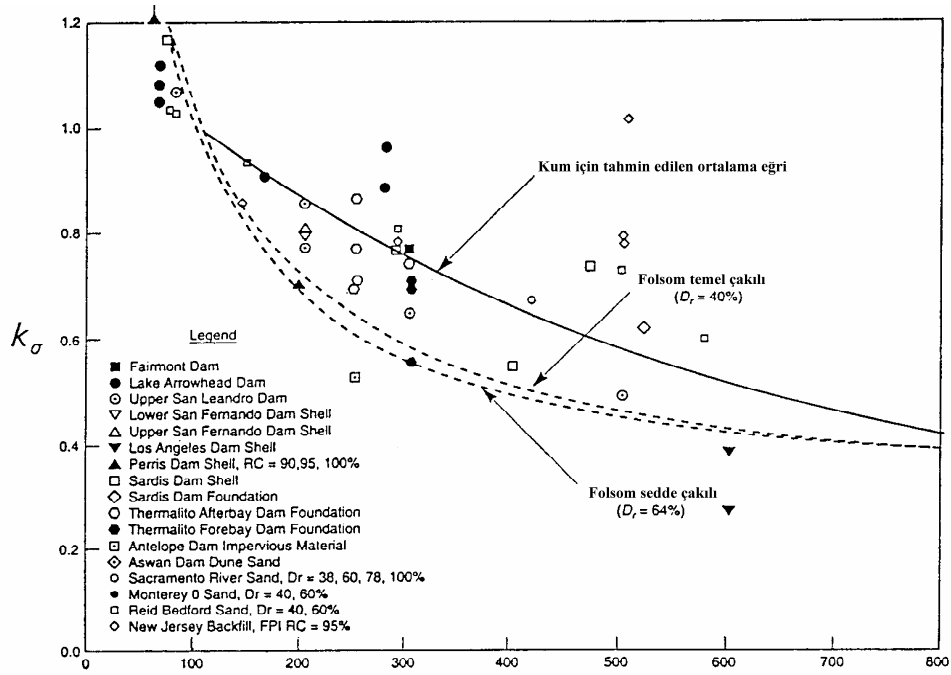
5.Adım:

Adım 4'te elde edilen CSR_N efektif gerilmeye göre düzeltilmelidir.

$$CSR_{eq,M=7.5,1atm} = \frac{CSR_N}{K_\sigma} \quad (5.27)$$

$K_\sigma = (\sigma'_v)^{f-1}$ ($f = 0.6 - 0.8$) eğer $1 \leq N_{1.60} \leq 40$ arasında değişiyorsa

$\sigma'_v > 2atm$ ise aşağıdaki şekilden faydalanılır.



Şekil 5.3 K_σ değişimi (Marcuson vd, 1990)

6.Adım:

$(N_{1,60})_{CS}$ değerleri ve Şekil 5.1'de verilen eğriler kullanılarak CRR elde edilir;
 $CSR_{eq,M=7.5,1atm}$ değerleri ile karşılaştırılarak güvenlik sayısı bulunur

5.1.4 Sıvılaşma Direnci için CPT Sonuçlarından Yararlanılan Yöntemler

5.1.4.1 Robertson ve Wride (1998) Yöntemi

1.Adım:

Seed ve Idriss (1971) formülasyonu ile çevrimli kayma gerilmesi oranı (CSR) hesaplanır.

2. Adım:

Sıvılaşma direnci oranı (CRR) için CPT deneyinden elde edilen koni uç direnci 1 atm'e göre (yaklaşık 100 kPa) göre normalize edilir.

$$q_{c_{1N}} = \frac{C_Q}{\frac{q_c}{P_A}} \quad (5.28)$$

C_Q = koni uç direncini normalize etme faktörü (1.7'den büyük olmamalıdır)

$$C_Q = \frac{P_A}{\sigma'_v} \quad (\text{Youd, 2001}) \quad (5.29)$$

$$P_A = 1 \text{ atm}$$

3. Adım:

Normalize edilmiş penetrasyon direnci yani $q_{c_{1N}}$ ince dane yüzdesini hesaba katmak için $q_{c_{1N,CS}}$ haline dönüştürülür.

$$q_{c_{1N,CS}} = K_C q_{c_{1N}} \quad (5.30)$$

K_C = dane karakteristikleri için düzeltme faktörüdür. I_C 'ye bağlı olarak alınabilir.

$$K_C = 1.0 \quad I_C \leq 1.64 \quad (5.31)$$

$$K_C = -0.403I_C^4 + 5.581I_C^3 - 21.63I_C^2 + 33.75I_C - 17.88 \quad I_C > 1.64 \quad (5.32)$$

I_C = Zemin davranış tipi indeksi

$$I_C = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad (\text{Robertson ve Wride 1998}) \quad (5.33)$$

$$F = \left[f_s (q_c - \sigma_v) \right] \times 100\% \quad (5.34)$$

$$Q = \left[\frac{(q_c - \sigma_v)}{P_A} \right] \left[\left(\frac{P_A}{\sigma'_v} \right)^n \right] \quad (5.35)$$

n = zemin tipine göre, 0.5 ile 1.0 arasında değişir. Fakat temiz kumlar için 0.5, siltler ve kumlu siltler için 0.5 ile 1.0 arasında bir değer alınması uygun olacaktır.

- a) Eğer bulunacak I_C değeri 2.6 dan küçükse zemin killi kabul edilir ve sıvılaşmayacağı varsayılarak analiz sonlandırılır.
- b) Eğer bulunacak I_C değeri 2.6 dan büyükse zemin granüler bir zemin olarak kabul edilerek C_Q ve Q ; $n = 0.5$ alınarak tekrar hesaplanır. Bu yeni hesaplamayla bulunan I_C 2.6'dan küçükse zemin granüler olarak tanımlanır ve bulunan I_C değeri sıvılaşma analizlerinde kullanılır. Yeni hesaplanan I_C değeri 2.6'dan büyükse zemin siltli olarak kabul edilir ve I_C hesabı, $n = 0.7$ alınarak bir kere daha hesaplanır ve bulunan bu son değer sıvılaşma analizlerinde kullanılır.

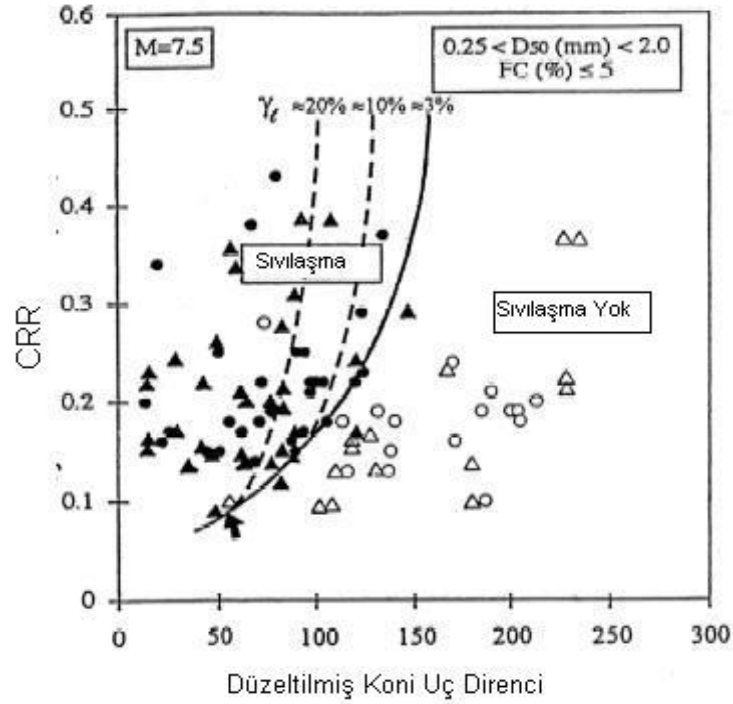
4. Adım:

Sıvılaşma direnci $(CRR)_{7.5}$ Şekil 5.4'te verilen eğriler kullanılarak bulunur.

5. Adım:

Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı

$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR}$ MSF bağıntısı ile bulunur.



Şekil 5.4 CPT uç direnci-CRR arasındaki ilişki (Robertson ve Wride, 1998)

5.1.4.2 Sıvılaşma Direnci için Juang (2003b) Önerisi

Sıvılaşma direncini CPT sonuçlarından elde etmek için Juang (2003b) aşağıdaki eşitliği önermiştir.

$$CRR = C_\sigma \exp \left[-2.957 + 1.264 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^{1.25} \right] \quad (5.36)$$

$$C_\sigma = -0.016 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^3 + 0.178 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^2 - 0.063 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right) + 0.903 \quad (5.37)$$

$$q_{c1N,cs} = K_1 q_{c1N} \quad (5.38)$$

$$K_1 = 2.429(I_c)^4 - 16.943(I_c)^3 + 44.551(I_c)^2 - 51.497(I_c) + 22.802 \quad (5.39)$$

$$q_{c1N} = \frac{\frac{q_c}{100}}{\left(\frac{\sigma'_c}{100}\right)^{0.5}} \quad (\text{Robertson ve Wride, 1998}) \quad (5.40)$$

$$I_c = \left[(3.47 - \log_{10} q_{c1N})^2 + (\log_{10} F + 1.22)^2 \right]^{0.5} \quad (5.41)$$

$$F = \frac{f_s}{(q_c - \sigma_v)} \times 100\% \quad (5.42)$$

5.1.5 Sıvılaşma Direncinin Bulunması için Kayma Dalgası Hızından Yararlanma (Andrus ve Stoke 1997, 2000)

CPT ve SPT deneylerinin yapılamadığı veya örselenmemiş numune almanın zor olduğu veya arazi deneylerinin yapılması zor durumlarda sıvılaşma direncinin tahmini için kayma dalgası hızı (V_s) ölçümlerinden yararlanılabilir. Aynı zamanda V_s , zeminin temel mekanik özelliklerinden kayma modülüyle doğrudan bağlantılı olup, dinamik zemin tepkisi ile zemin yapı etkileşimi analizlerinde kullanılan bir zemin özelliğidir. Bu yöntemde basitçe, arazide bulunan kayma hızları düzeltilip elde edilen bu yeni değerden yararlanarak bulunan sismik direnç oranı, sismik gerilme oranı ile karşılaştırılarak sıvılaşma analizi gerçekleştirilmiş olunur.

Adım 1:

Seed ve Idriss (1971) ile sismik gerilme oranı (CSR) bulunur.

Adım 2:

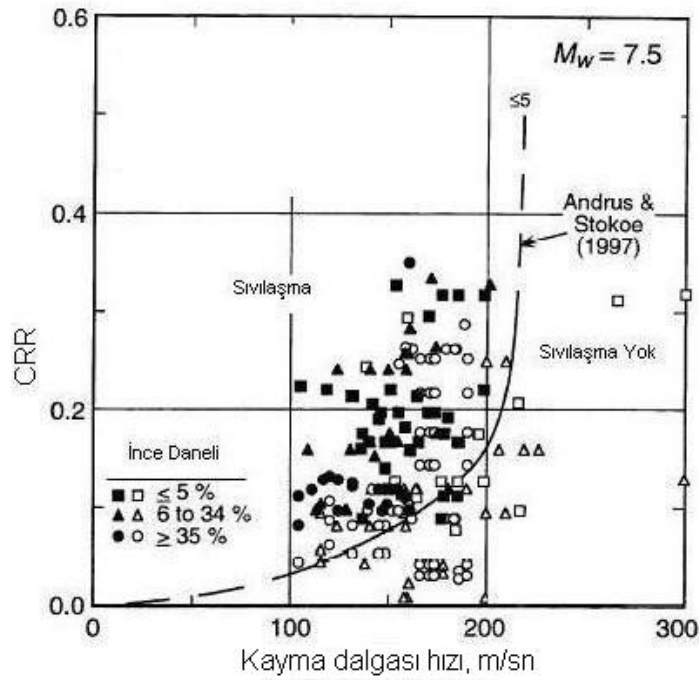
Arazide ölçülmüş V_s değerlerinden faydalanarak düzeltilmiş V_{s_1} 'ler aşağıdaki bağıntıdan elde edilir.

$$V_{s_1} = V_s \left(\frac{P_A}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (5.43)$$

V_{s_1} = gerilmeler için düzeltilmiş kayma dalgası hızı, $P_A = 1$ atm

Adım 3:

Elde edilen V_{s1} aşağıdaki şekilden yararlanarak CRR 'yi bulmak için kullanılır.



Şekil 5.5 Kayma dalgası hızı-CRR ilişkisi (Andrus ve Stokoe, 2000)

Adım 4:

Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı bulunur ($FS = \frac{CRR}{CSR}$).

5.2 Çevrimsel Kayma Deformasyonu Yaklaşımı (Dobry vd., 1980; Dobry, 1982)

Bu metod sıvılaşma potansiyelini hesaplamak için çevrimsel gerilmeler yerine çevrimsel deformasyondan yararlanmaya dayalı ampirik bir modeldir. Çevrimsel yükleme nedeniyle oluşacak kayma deformasyonu değeri artık boşluk suyu basıncı oranı ile karşılaştırılarak sıvılaşma tahmini yapılmaktadır. Oluşan çevrimsel deformasyon değeri Dobry vd. (1982) tarafından

$$\gamma_{cyc} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v r_d}{G(\gamma_{cyc})} \quad (5.44)$$

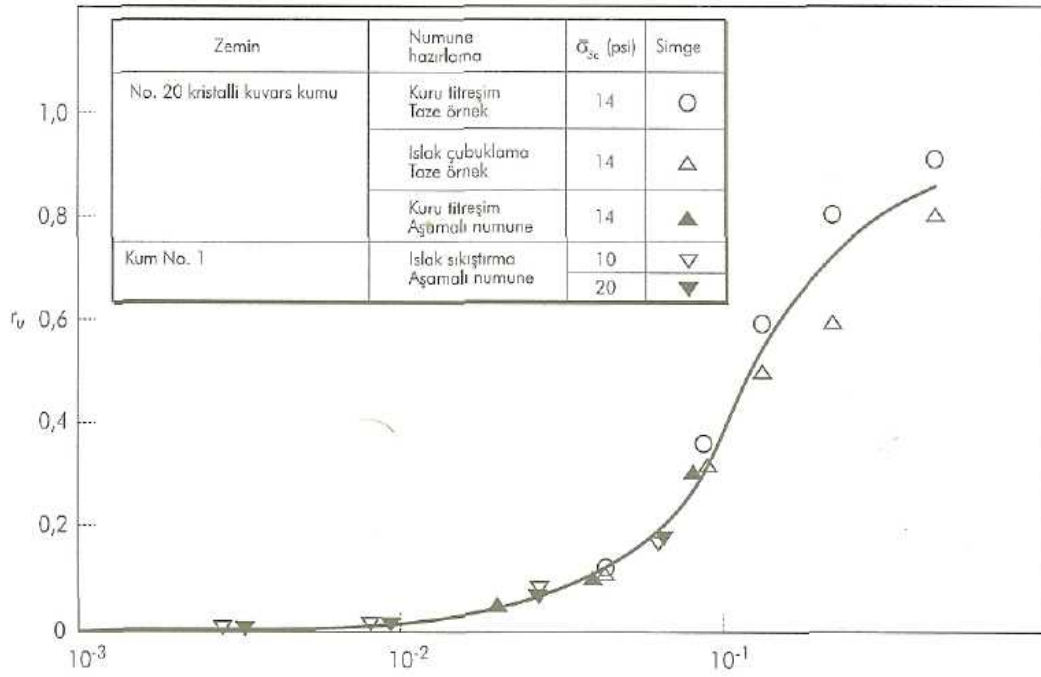
ifadesi ile tanımlanmıştır.

γ_{cyc} = Çevrimsel kayma deformasyonu

a_{max} = Yüzeyde oluşan pik yatay ivme

$G(\gamma_{cyc})$ = Zeminin $\gamma = \gamma_{cyc}$ 'deki kayma modülüdür.

Hesap edilen çevrimsel kayma deformasyonu ile artık boşluk suyu basıncı oranı arasındaki ilişki Şekil 5.6 yardımıyla kurulabilmektedir.



Şekil 5.6 Çevrimsel kayma deformasyonu ile r_u arasındaki ilişki (Dobry ve Ladd, 1980)

5.3 Enerji Sönümü Yaklaşımı

Kuru bir zeminin sıkışması sırasında danelerin hareketi için belirli bir enerjinin harcanması gereklidir. Çevrimli olarak yüklenen kuru bir zeminin hacmi azalır ve minimum boşluk oranı değerine doğru yaklaşırken, danelerin yeni bir yerleşime sahip olma amacıyla yaptıkları hareket için gerekli enerji miktarı artar. Bununla birlikte doygun bir zeminde oluşacak sıkışma eğilimi boşluk suyu basıncının artmasına ve dolayısıyla daneler arasındaki temas kuvvetlerinin azalmasına sebep olacaktır. Bu temas kuvvetleri azalırken, danelerin yeni bir yerleşime ulaşmaları için harcanacak enerji miktarı da azalacaktır. Enerjinin daneler ve su hareketi ile ilişkilendirilebileceği fikrinden yola çıkarak Davis ve Berrill (1982) deprem etkisi ile zeminde oluşan artık boşluk suyu basıncının zeminde sönümlenen enerji ile ilişkili olduğu

varsayımına dayanan bir ifade oluşturmuştur.

$$\Delta u = \frac{C(\bar{N})}{r^2 \sqrt{\sigma_{v0}}} 10^{1.5M_L} \quad (5.45)$$

M_L =Richter magnitüdü

$$C(\bar{N}) = 450\bar{N}^{-2} \quad (5.46)$$

$$\bar{N} = (0.77 \log \frac{2000}{\sigma_{v0}})N \quad (N = \text{standart penetrasyon darbe sayısı}) \quad (5.47)$$

Bu ifadeye göre (5.45) ile elde edilen Δu değeri 1.0'a eşit olduğunda sıvılaşma meydana gelmektedir (r (m)= odaktan incelenen araziye olan hipotenüs mesafesi).

Yine benzer bir yaklaşımla Law (1990) ise

$$\frac{10^{1.5M}}{2.28 \times 10^{-10} \times N_1^{11.5} \times R^{4.3}} \geq 1.0 \quad (5.48)$$

olması halinde sıvılaşma meydana geleceğini öne sürmüştür (R (km)=deprem odağı ile hesap yapılan nokta arasındaki hipotenüs mesafesi).

5.4 Efektif Gerilme Bazlı Analiz Yaklaşımı

Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının nonlinear olduğu bilinmektedir. Bu nedenle zeminlerin bu karakteristiği çevrimsel nonlinear bünye modelleri ile tanımlanabilir. Çevrimli nonlinear modeller ampirik bir iskelet eğri, çevrimli davranışı kontrol eden bir dizi yükleme-boşaltma kuralı ve boşluk suyu basıncı hesabı için gerekli ilişkiler ile oluşturulur. Yükleme-boşaltma kuralları olarak genellikle Masing (1926) tarafından önerilen kurallar modifiye edilerek kullanılırken, bu modellerin önemli bir bölümünü oluşturan boşluk suyu basıncı hesabı için ise, Martin vd. (1975) ve Ishiara vd. (1980) tarafından oluşturulan formülasyonlar kullanılmaktadır. Örneğin Martin vd.(1975) modelinde drenajsız bir deneyde bir yük artımı adımımda oluşacak boşluk suyu basıncı artışını, drenajlı bir deneyde aynı yükleme artımı adımımda oluşacak hacimsel deformasyon ile ilişkilendirmiştir (Bu formülasyon bir sonraki bölümde verilmiştir). Bu ilişkinin deney bağımlılığı nedeniyle, Martin (1981) bu kez laboratuvar deneyleri yapmadan model için gerekli parametrelerin elde edilebileceği yönünde bir yöntem önermiştir (Kramer,1996). Boşluk suyu basıncı değerlerinin bilinmesi efektif gerilmelerin elde edilmesini sağlayacağı için son derece büyük önem taşımaktadır.

6. NÜMERİK ANALİZLER VE ZEMİN DAVRANIŞ MODELLERİ

Zeminlerin deprem etkisi altında sıvılaşma potansiyeli ve sıvılaşma sırası/sonrasındaki davranışını hesaplamak için geliştirilecek bir nümerik modelin, zeminin hareketine sebep olacak etkiyi (deprem hareketi), zeminin bu etkiye vereceği karşılığı (gerilme-deformasyon davranışı) ve bu işlem sırasında zemin içerisinde oluşacak iç etkileri (hareketin sönümü, boşluk suyu basıncı artışı, dağılımı ve sönümü) arazideki şartlara en uygun gelecek şekilde tanımlaması gerekir.

6.1 Hareketin Tanımlanması

Isaac Newton tarafından yaklaşık 300 yıl önce bulunan $F = ma$ denklemi dinamiğin temel prensibi olarak bilinir. Bu denklem bir cismin durgun halden harekete geçmesine neden olan kuvvet ile cismin yaptığı hareket arasındaki ilişkiyi kurmaktadır. Cisim bir araç, bir sarkaç, bir mermi ya da zemin olabilir. Bununla birlikte zemin, klasik mekanik malzemelerinden farklı özellikte bir malzemedir. Mühendislik özellikleri su ile betonun özelliklerindeki farklılıklar kadar değişiklik gösterebilir (Özaydın 1992).

Doğru poroz bir ortamda gelişen harmonik bir dalga hareketi ilk olarak Biot (1956a, 1956b) tarafından zemindeki hacim değişimlerinden yararlanarak gösterilmiş, Biot'un çalışmalarını takiben Green(1970), Morland(1972), Garg (1971) Ghaboussi ve Wilson (1972, 1973), Simon (1984), Sandhu(1987) doğru poroz bir ortamda gelişen dalga hareketini modellemek için çeşitli öneriler ortaya atmıştır. Garg (1971), Ghaboussi ve Wilson (1972, 1973) ile Sandhu (1987) hareket denklemi çözümü için bilgisayar yazılımı kullanmıştır. Bu çalışmaların hemen tamamında Biot tarafından oluşturulan hareket denklemi zemin iki fazlı olarak kabul edilerek çözülmeye çalışılmıştır. Şu anda yaygın olarak kullanılan bir çok analizde de hareket denklemi Biot teoremine dayalı olarak kurulmuştur.

Bu tez çalışmasında kullanılan LASSIII (Dikmen,1979) programında, hareket denklemi olarak Ghaboussi ve Wilson (1972,1973) tarafından geliştirilen ve Biot teoremini baz alan bir denklem kullanılmıştır. LASS III programında kullanılan hareket denklemi, program açıklanırken sunulmuştur.

6.2 Davranışın Tanımlanması

Zemin elastoplastik davranış gösteren bir malzemedir. Zeminin yük altında sergileyeceği davranış için uygulamada halen elastik çözümler kullanılmaya devam edilse de yaklaşık 50 yıl kadar önce Drucker, Gibson ve Henkel (1957) tarafından elastoplastik bir malzeme olarak modellenmiş olan zeminin davranışının hem elastik hem plastik bileşenler içerdiği bilinmektedir. Bu nedenle elastisite teorisi ile birlikte plastisite teorisi de zemin davranışının modellenmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Aslında metaller için geliştirilmiş olan plastisite teorisi zamanla Mohr-Coulomb ve Drucker-Prager uyarlamasıyla zeminler için de kullanılmaya başlanmıştır. Bugün zeminin mühendislik davranışını belirlemek kullanılan modellerin çoğu plastisite teorisinden yararlanılarak geliştirilmiştir. Bu nedenle ve LASS III (Ghaboussi ve Dikmen, 1979) programında da plastisite teorisinden yararlanılması dolayısıyla aşağıda teorinin ana hatları kısaca sunulmuştur.

6.2.1 Plastisite Teorisi

İlk olarak metaller için geliştirilmiş olan plastisite teorisi zamanla elastoplastik davranış gösteren zeminler için de kullanılmaya başlanmıştır. Bugün, davranış analiz çalışmalarında genellikle plastisite teorisine dayalı modeller kullanmak yaygın bir eğilimdir. Plastisite teorisi akma fonksiyonu, pekleşme kuralı ve plastik fonksiyon-akma kuralı kabulleri üzerine kurulmuştur.

6.2.1.1 Akma Fonksiyonu

Teoriye göre malzemelerin bir akma sınırı (plastik deformasyonların başlama sınırı) vardır. Plastisite teorisinin önemli bir adımını oluşturan akma fonksiyonu, 3 boyutlu uzayda malzemenin akmaya başladığı (plastik deformasyonların başladığı) gerilme durumunu gösteren noktaların oluşturduğu bu sınırı gösteren yüzeyin matematiksel ifadesidir. Eğer zeminin maruz kaldığı yük altında ulaştığı gerilme durumu, akma yüzeyi altında bir nokta ile gösteriliyorsa zeminde oluşan tüm deformasyonlar elastik olarak kabul edilir, zemin bu bölgede elastisite teorisine uygun bir davranış gösterir ve dolayısıyla yüklenme ortadan kalktığında oluşan deformasyonlarında ortadan kalkacağı varsayılır. Eğer zeminin maruz kaldığı yük altında ulaştığı gerilme durumu, akma yüzeyinin üzerinde bir nokta ile gösteriliyorsa zemin akma durumuna ulaşmış ve elastik deformasyonlarla birlikte plastik deformasyonların da oluşmaya başlamış olduğu kabul edilir ve yük boşaltıldığında kalıcı deformasyonlar meydana gelmiş olacağından oluşan deformasyonların tamamen ortadan kalkmayacağı varsayılır. Bu nedenle zeminde oluşacak hacimsel ve kayma deformasyonları

kendi içlerinde elastik ve plastik bileşenler kullanılarak tanımlanmaktadır.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p \text{ (hacimsel şekil değiştirmeler)} \quad (6.1)$$

$$\gamma = \gamma^e + \gamma^p \text{ (kayma şekil değiştirmeleri)} \quad (6.2)$$

Zeminler için üç boyutlu uzayda akma yüzeyinin şekli genellikle koni biçimindedir.

6.2.1.2 Pekleşme

Akma yüzeyinin hareket kabiliyeti (genişleme/daralma ve yer değiştirme) plastisite teorisinde zeminlerin nonlinear davranışını temsil eden pekleşme yasası ile tanımlanmaktadır. Elastoplastik davranış gösteren bir malzeme olan zeminler için iki farklı pekleşme türünden bahsedilebilir. Bunlar izotropik ve kinematik pekleşmedir.

Akma fonksiyonu ile tanımlanan akma yüzeyi, elastoplastik malzemeler için üç boyutlu uzayda genişleyebilir veya tam tersine daralabilir. Bu özellik izotropik pekleşme kuralı ile tanımlanır. İzotropik pekleşme kuralına göre akma yüzeyinin şekli değişmez, aynı kalır ama uniform bir genişleme(ya da daralma) meydana gelir. Bir diğer pekleşme türü kinematik pekleşmedir. Akma yüzeyinin gerilme uzayında merkez noktası kayabilir yani akma yüzeyi bir yer değiştirme hareketi yapabilir. Bu hareket kinematik pekleşme kuralı ile tanımlanır.

6.2.1.3 Plastik Fonksiyon ve Akma Kuralı

Plastisite teorisinde plastik şekil değiştirme adımlarının yönü ve büyüklüğünü tanımlamak için plastik fonksiyon ve akma kuralı konsepti geliştirilmiştir. Plastik fonksiyon plastik potansiyel fonksiyon yüzeyi olarak tanımlanan bir yüzeyin matematiksel ifadesidir. Bu yüzey belirlenirse plastik deformasyon adımlarının yönü de belirlenmiş olur, çünkü plastik deformasyon adımları her noktada plastik potansiyel fonksiyona normaldir. Plastik deformasyon adımları da doğal olarak potansiyel fonksiyon kullanılarak hesaplanır.

Akma kuralı, plastik şekil değiştirme adımında plastik fonksiyonun akma fonksiyonu ile ilişkisini kurar. Eğer bu iki fonksiyon birbirlerine eşit ise bileşik (associated) akma kuralı, değil ise bileşik olmayan (non-associated) akma kuralı geçerli olur.

6.2.2 Bünye Modelleri

Bünye denklemlerinin geliştirilmesinde esas olan, uygulanan yükler altında zemin davranışını saptamaktır. Buna göre zemin elastik, nonlinear elastik veya elastoplastik bir malzeme olarak

modellenebilir.

Bünye ilişkileri içerisinde geçmiş olduğu eskiye dayanmakla birlikte bugün hala kullanımda olan modellerin başında Hiperbolik model (Kondner,1963; Kondner ve Zelasko 1963) gelmektedir. Zeminin nonlineer elastik bir malzeme olarak tanımlayan ve bu nedenle oluşması muhtemel gerilme-deformasyon ilişkisini bir hiperbol eşitliği ile gösterme yaklaşımına dayanan ve sadece 2 parametre (G_0 ve τ_f) ile bu ilişkiyi gösteren (Kondner,1963; Kondner ve Zelasko 1963) yöntemde, gerilme-deformasyon (kayma gerilmesi τ -kayma şekil değiştirmesi; γ) ilişkisi aşağıdaki denklem yardımıyla kurulmaktadır.

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (6.3)$$

G_0 = Kayma modülü başlangıç değeri (küçük deformasyonlarda)

$\gamma_r = \frac{\tau_f}{G_0}$ denklemi ile bulunan referans kayma deformasyon değeridir.

τ_f = Zeminin kayma mukavemeti

Aynı modelde sönümlenme oranı

$$D = \frac{4}{\pi} \frac{1}{1 - G/G_0} \left[1 + \frac{G/G_0}{1 - G/G_0} \ln \left(\frac{G}{G_0} \right) \right] - 2\pi \quad (6.4)$$

(G =Sekant kayma modülü)

ilişkisi ile ifade edilmektedir (Ishihara, 1996). Hiperbolik model nonlineerite yaklaşımıyla, zeminlerin gerçek davranışını tanımlamak için oldukça faydalı bir model olup hem kil hem kum zeminler için kullanılabilir.

Zeminin elastoplastik bir malzeme olduğu düşüncesiyle plastisite teorisinden faydalanılarak üretilmiş ve kritik durum kavramı içeren ilk model olarak literatürde yer alan olan model Cam Clay modelidir (Roscoe ve Schofield, 1963). Araştırmacılar laboratuvarında yoğrulmuş kil numuneler üzerinde yapmış oldukları konsolidasyon ve üç eksenli basınç deneylerinin sonuçlarından yola çıkarak suya doymuş kil zeminler için bu modeli üretmiştir. Roscoe ve Burland (1968) Cam Clay modelini geliştirerek normal ve aşırı konsolidasyon oranı çok

büyük olmayan aşırı konsolide killeri için Modifiye Cam Clay modelini oluşturmuştur. Modifiye Cam Clay modeli akma meydana gelmeden önceki davranışı nonlineer elastik bir davranış olarak tanımlar ve hesap için hacim (bulk) modülü ve Poisson oranını kullanır. Elastik hacimsel deformasyonlar ortalama efektif gerilmede meydana gelen değişim, elastik kayma şekil değiştirmeleri ise kayma gerilmelerindeki değişim ile ilişkilidir. Akma yüzeyi eliptiktir. Akma fonksiyonu ile plastik potansiyel fonksiyon aynı fonksiyonlardır. Pekleşme sadece plastik hacimsel şekil değiştirmelerin bir fonksiyonudur. Bu modelin kuvvetli olan yönü sadece bir kaç parametre yardımıyla killerin davranışına ışık tutan bir model olmasıdır. Zayıf yönü ise aşırı konsolide killeri temsil etmemesi ve de normal konsolide killerin gösterdiği deformasyon yumuşamasını modellememesidir.

Iwan (1967) plastisite teorisinden faydalanarak eğimli yüzeye sahip araziler, dolgu ve barajlar gibi iki boyutlu olarak düşünülmesi gerekli durumlar için başlangıç gerilme durumu nedeniyle oluşan anizotropiyi ve çevrimsel yükleme koşullarını gözönüne alan, boşaltma evresi için ise Masing (1926) kurallarının kullanıldığı iki boyutlu elastoplastik bir model oluşturmuştur. Iwan (1967) modelini Koiter(1953) tarafından ortaya atılan birden fazla sayıda akma fonksiyonu teorisini, içerisine her bir akma yüzeyi için kinematik pekleşme ilavesi yaparak gerçekleştirmiştir. Bu nedenle kullanım alanı sınırlı kalmıştır.

Lade ve Duncan (1975) kum numuler üzerinde gerçekleştirilmiş drenajlı üç eksenli deney (Lade ve Duncan, 1973) sonuçlarından yola çıkarak üç boyutlu gerilme uzayında tanımlanan elastoplastik bir başka model elde etmiştir. Lade ve Duncan (1975) modellerinde, yükleme boşaltma evresi için elastisite teorisini kullanmış, göçme yüzeyinin ve akma yüzeyinin üç boyutlu uzayda konik biçimli olduğunu varsaymış, akma yüzeyinin genişleme özelliğini izotropik pekleşme kuralı yardımıyla tanımlamıştır. Çok sayıda parametre içermesi ve daha çok drenajlı şartlar için uygun olması modelin kullanımını sınırlamaktadır.

Desai ve Faruque (1984), yükleme/boşaltma evrelerinin elastisite teorisi ile tanımlandığı, Desai (1980) tarafından polinom bir fonksiyon ile formüleleştirilen bir akma yüzeyini kullanan, bileşik akma kuralının geçerli olduğu dolayısıyla akma fonksiyonu ile potansiyel fonksiyonun aynı fonksiyonlar kabul edildiği, izotropik pekleşme içeren bir başka elastoplastik model geliştirmiştir. Model siltli kumlar üzerinde yapılan drenajlı üç eksenli deney sonuçlarına dayalı olarak kurulmuştur. Bu modelde akma fonksiyonu olarak kullanılan Desai (1980) tarafından kurulmuş bir polinom denklemi, genel bir ifadedir ve bilinen bir çok akma yüzeyi denklemi (Tresca, Von Misses, Mohr Coulomb, Drucker-Pruger ve Cam Clay) bu polinom ifadeden çıkan versiyonlardır (Yan, 1997).

Mc Carron ve Cheng (1987) ilk olarak Drucker (1957) tarafından önerilen bir modeli kullanarak normal ve aşırı konsolide killeri üzerinde gerçekleştirdikleri üç eksenli deneylerden elde ettikleri sonuçlara dayanarak Cap modelini oluşturmuştur. Drucker ve Prager akma fonksiyonu ve Pekleşme Cap fonksiyonu olmak üzere iki akma fonksiyonu içeren model, plastik akma için bileşik akma kuralı varsayımını kabul etmektedir. Bu nedenle dilatasyonu gözönüne almaması dezavantajlı yönü olmakla birlikte drenajlı ve drenajsız şartların geçerli olduğu hem kum hem de kil zeminler için doğru sonuçlar sunduğu araştırmacılar tarafından ileri sürülmüştür.

Sao ve Desai (2000) doymuş killerin çevrimli yükleme altında davranışını tanımlamak amacıyla DSC (Disturbed State) modelini oluşturmuştur. Bu model akma yüzeyinin hareketini tanımlamak için gerekli karmaşık formüller kullanmaksızın boşaltma ve tekrar yükleme aşamalarına basit bir ilişki ile ulaşılabileceği varsayımına dayandırılmıştır.

Klasik plastisite teorisine dayalı teorilerin geniş kullanım alanına sahip olmasına rağmen bu teorinin zeminler için daha uygun ve gelişmiş şekilde kullanılması gerektiğini düşünen bir çok araştırmacı bu teoremi geliştirmeye çalışmış ve çok yüzeyli plastisite (multi-surface plasticity), sınırlı yüzeyli plastisite (bounding-surface plasticity) ve hipoplastisite (hypoplasticity) ya da plastisite bazlı olmayan endokronik teorileri ve bu teorilere göre geliştirilmiş modelleri ortaya çıkartmıştır. Bu çalışmalar literatürde ileri modeller (advanced models) başlığı altında kendine yer bulmuştur. Bunun yanısıra, kil numuneler üzerinde gerçekleştirilen üç eksenli deney sonuçlarına dayalı olarak oluşturulmuş kritik durum teorisinin kumlar içinde kullanılabilecek şekilde tanımlanması için aslında ilk olarak Rowe (1962) tarafından başlatılan çalışmalar daha sonrada devam etmiş (Wroth ve Basset 1965; Castro ve Poulos 1977) ve bu çalışmalar neticesinde yeni modeller (Bardet 1985; Bardet 1990; Jefferies 1993; Crouch vd. 1994, Pestana 1994, Manzari ve Dafalias 1997 ve Li 1999) türetilmiştir. Jefferies (1993) ve Manzari ve Dafalias (1997) kritik durum çizgisinin $\log e - \log p'$ uzayında lineer olduğu, Crouch vd. (1994) kumlar için iki yönlü linearitenin geçerli olduğu varsayımı ile bir model ileri sürmüş, Pestana (1994) anizotropik kumlar için hem monotonik hem de çevrimsel yükler altında çalışan kritik durum teorisine dayalı çalışmasında yeni bir elastoplastik model kurmuştur. Manzari ve Dafalias (1997) izotropik ve kinematik pekleşme kabulüne sahip, drenajlı/drenajsız, monotonik/çevrimsel gerilme şartları için iki yüzeyli sınır yüzey plastisite modelini geliştirmiştir. Aşağıda bu çalışmalardan bazıları ile ilgili kısa bir özet sunulmuştur.

Mröz, Norris ve Zienkiewicz (1978) pekleşme modülü ve bu modülün oluşumu ile ilgili bir

çalışma yapmış, zeminin deformasyonu sırasında pekleşme modülünde oluşacak değişimin gerilme uzayında bir seri yüzey ile gösterilebileceği kabulüne dayanarak çok yüzeyli plastisite (multi-surface plastisite) teoremini oluşturmuştur. Teoriye göre başlangıç anından itibaren gerilme arttıkça, gerilme izinin ulaştığı yüzeyler yeni yüklemeye yüzeyine kadar yerdeğiştirirler fakat birbirini kesmezler. Bu nedenle maksimum kayma gerilmesine ulaşınca kadar sürecek olan yüklemeye kademelerinin takibinde kolaylık sağlaması için bir dış yüzey tarafından çok sayıda yüzey oluşmaktadır. Modelin kullanışlı olması için getirilen bu yaklaşım aynı zamanda modelin dezavantajlı yönüdür. Model daha sonra Mröz, Norris ve Zienkiewicz (1981) tarafından geliştirilmiştir.

Bardet (1985) sınırlandırılmış yüzey teorisini (bounding surface plasticity)-(Krieg(1985)ve Dafalias ve Popov (1975) baz alan, kum zeminler için sınır yüzey plastisite teorisine uygun bir model üretmiştir. Bu teori biri dış (konsolidasyon) ve birisi iç (akma) olmak üzere iki yüzey ile sınırlandırılmıştır. Pekileşme modülü her iki yüzey arasındaki değişimin tanımlanması ile elde edilir. Sınır yüzey üzerinde plastik deformasyon oluşumu klasik plastisite teorisinden faydalanılarak bulunmaktadır.Yüklemeye işlemi sınır yüzey üzerinde başlarsa elde edilen sonuçlar klasik plastisite yönteminden elde edilecek sonuçlarla aynı olacaktır.

Bardet (1990) kum zeminler için hipoplastisite teorisini kullanarak göçme yüzeyinin sınır yüzey görevi gördüğü, akma yüzeyi, plastik potansiyel fonksiyon ile pekleşme kuralını sınır yüzeye olan uzaklıklarına bağlı olarak hipoplastik parametreler yardımıyla tanımladığı bir model üretmiştir. Model, drenajlı/drenajsız şartlar altında kum zeminlerin davranışı ile ilgili güvenilir sonuçlar sunmakla birlikte kullanılan parametrelerin elde edilme zorluğu sınırlayıcı yanındır.

Jefferies (1993) kum zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını belirlemek amacıyla kritik durum teorisini içeren bir plastik model önermiştir. Model mantık olarak Cam Clay modeline benzemektedir. Model drenajlı şartlar için kurulmuş olup bu nedenle elastik deformasyonları gözardı etmektedir. Akma fonksiyonu ile plastik potansiyel fonksiyonun aynı olduğu kabulüne dayanan model drenajlı şartların geçerli olduğu durumlar için, zeminin dilatasyon özelliğininide gözönüne alarak iyi çalışmakta fakat drenajsız şartlar için modelin kullanımı mümkün olmamaktadır.

Manzari ve Dafalias (1997) kritik durum teorisini içeren, kum zeminini elastoplastik bir malzeme olarak tanımlayan, bir sınır yüzey, bir akma yüzeyi, bir kritik durum yüzeyi ve bir

de dilatasyon yüzeyi içeren sınırlandırılmış yüzey plasitisite teorisine (bounding surface plasticity) dayalı bir model üretmiştir. Model monotonik veya çevrimsel yükleme altında kumların drenajlı veya drenajsız davranışını göstermek açısından uygun olmakla birlikte komplike yapısı dezavantajlı yönüdür (Yan, 1997).

Sıvılaşma davranışlarının model edilmesi ve doğada sıvılaşma olasılığının değerlendirilmesi için önerilmiş yöntemler arasında en ilgi çeken yaklaşımlardan bir tanesi de endokronik yapısal yöntemdir (Bazant ve Krizek 1976, Ansal vd., 1978, 1980). Endokronik yaklaşımdaki ana kavram içsel zaman değişkeni kavramı olup bu değişken yardımıyla malzemenin elastik olmayan davranışlarına yol açan enerji sönmelenmesi model edilmektedir. İçsel zaman değişkeninin, z, kalıcı şekil değiştirmelerin sürekli bir biçimde meydana geldiği varsayımına dayanarak,

$$(dz)^2 = (d\zeta/Z_1) + (dt/\tau_1)^2 \quad (6.5)$$

bağıntısı ile tanımlanması uygun olmaktadır. Burada t gerçek zamanı, Z_1 ve τ_1 sabit malzeme katsayılarını, ζ ise zemin yapısındaki kalıcı şekil değiştirmelerin etkisini göstermekte ve

$$d\zeta = F(\varepsilon, \sigma, \zeta) d\xi, d\xi = [de_{ij}de_{ij}/2]^{0.5} \quad (6.6)$$

eşitlikleri ile verilmektedir. Burada F şekil değiştirme pekleşmesi ve yumuşaması fonksiyonunu, ξ şekil bozulma birimini, $(e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij}$ birim şekil değiştirme $\delta_{ij}\varepsilon$) deviatorik birim şekil değiştirme tensörü, $\varepsilon = \varepsilon_{kk}/3$ birim hacim değişmesini δ_{ij} Kronecker delta) göstermektedir. Zeminlerde kalıcı şekil değiştirmeler olmasının başlıca nedeni zemin danelerinin değişen gerilme dağılımlarından etkilenecek yerlerinden oynamaları, yeni konumlara geçmeleri olduğu varsayılırsa bu konum değişmelerinin birikiminin, yukarıdaki denklemlerde kullanılan ve adına değişim birimi denen ζ gibi bir değişkenle ifade edilmesi uygun olmaktadır. Şekil bozulma değişkeni, ξ , zeminlerde kalıcı şekil değiştirmelerin yalnız deviatorik şekil değiştirmelerden dolayı olduğu varsayımına göre formüle edilmiştir. Konum değişim birimi zeminlerde görülen şekil değiştirme pekleşmesi ve yumuşamasını ve bunlara etkiyen faktörleri daha iyi model edebilmek açısından daha elverişli bir biçimde,

$$d\zeta = d\eta/f(\eta) \quad \eta d = F_1(\varepsilon, \sigma) d\xi \quad (6.7)$$

olarak yazılabilir. Burada yardımcı bir değişken olarak η kullanılmakta ve F_1 yumuşamayı, f pekleşmeyi göstermektedir. Zeminlerde gerilme-deformasyon davranışlarına etki eden belli başlı faktörlere göre içsel bağıntıları geliştirirken, F_1 fonksiyonu

$$F_1(\varepsilon, \sigma) = F_{11}(I_1 \varepsilon) F_{12}(I_1 \sigma)_{13} (J_2 \varepsilon) \quad (6.8)$$

şeklinde alt fonksiyonlara ayırarak tanımlamak uygun olmaktadır. Burada F_{11} birim hacim değişmesinin etkisini birinci şekil değiştirme tensörü invariantı, $I_{1\varepsilon}$ yardımıyla F_{12} efektif gerilme durumunun etkisini birinci gerilme tensörü invariantı, $I_{1\sigma}$ ile F_{13} birim kayma gerilmesinin etkisini ikinci deviatorik şekil değiştirme tensörü invariantı J_2 ile gösterebilmek mümkün olmaktadır.

Zeminlerin diğer önemli bir özelliği de kesme veya deviatorik gerilmeler altında kalıcı hacim değişmesi göstermesidir. Buradaki varsayım tam olarak doğru olmamakla beraber kalıcı hacim değişmelerinin tamamen deviatorik gerilmelerden olduğu ve hidrostatik gerilmeler altında kalıcı hacim değişmeleri olmadığıdır. Kohezyonsuz zeminlerde hidrostatik basınç altında hacim değişikliklerinin göreceli olarak küçük olması kohezyonlu zeminlerde ise belirli bir konsolidasyon zamanının gerekliliği bu varsayımın kullanılabilirliğini arttırmaktadır. Zeminlerin bu özelliği adına yoğunlaşma-genişleme birimi, X , denilen yeni bir ortam değişkeni yardımıyla

$$d\lambda = L(\varepsilon, \sigma, \lambda) d\xi \quad (6.9)$$

model edilebilir. L fonksiyonunda aynen F fonksiyonu gibi alt fonksiyonlar cinsinden,

$$L(\varepsilon, \sigma, \lambda) = L_1(I_1 \varepsilon) L_2(I_1 \sigma) L_3(J_2 \varepsilon) L_4(\lambda) \quad (6.10)$$

yazılabilir. Burada L_4 , hacim değişmesinin etkisi, kalıcı birim hacim değişmesi, λ cinsinden gösterir.

6.2.2.1 Gerilme-Şekil Değiştirme Bağıntıları (Ansal, 1982)

Zeminler için yapısal denklemleri çıkarırken istatistiksel olarak homojen ve adımsal olarak izotrop bir malzeme oldukları varsayılmıştır. Özellikle zeminlerin izotrop bir malzeme oldukları varsayımı genel olarak geçerli bir varsayım olmamasına rağmen gerilme-şekil değiştirme denklemlerinin basit bir şekilde formüle edilmesine imkan verdiği için tercih edilmiştir. Bu durumda adımsal gerilme-şekil değiştirme denklemleri hacimsel ve

deviatorik bileşenlerin cinsinden

$$de_{ij} = ds_{ij} + s_{ij} \frac{dz}{2G}, d\varepsilon = \frac{d\sigma'}{2k} + d\lambda. \quad (6.11)$$

şeklinde verilebilir. Bu denklemlerdeki e_{ij} deviatorik, ε , hacimsel şekil değişmelerini; $s_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}\sigma$ deviatorik kayma gerilmesini (σ_{ij} gerilme tensörü, σ hacimsel gerilme), G ve K elastisite modüllerini göstermektedir. Denklemden verilmiş gerilme-şekil değiştirme bağıntılarıyla, izotropik olmayan zeminler için daha genel olarak düzlemsel izotropik olarak yazmak mümkündür.

Bu bağıntılarda şekil değiştirme elastik ve kalıcı şekil değiştirmelerin toplamı olarak düşünülmekte, elastik bileşenin zemin cinsine, gerilme durumuna ve şekil değiştirme durumlarına bağımlılığı elastisite modülü, kalıcı bileşen için ise bu bağımlılık içsel zaman ve gene elastisite modülü yoluyla sağlanmaktadır. Elastisite modülü kayma modülü olarak ele alınmakta ve değerinin değişimi ilk andaki kayma modülü, efektif gerilme durumu ve toplam kalıcı şekil değiştirmenin bir fonksiyonu olarak tanımlanmaktadır.

Suya doymuş zeminlerin drenajsız koşullar altında davranışlarını incelerken zemin elemanını iki fazlı ortam olarak düşünmek ve boşluk suyu basıncının oluşumunu zemin elemanının hacim değişikliğinin fonksiyonu olarak formüle etmek gerçekçi bir yaklaşım yolu olmaktadır. Bu durumda bir yükleme adımında boşluk suyu basıncı artışı

$$du = K_s K (d\sigma / 3K + 3d\lambda) / (K_s + nK) \quad (6.12)$$

eşitliği ile verilebilir. Burada K_s suyun hacimsel sıkışma modülünü, n, zemin elemanının porozitesini göstermektedir.

Boşluk suyu basıncı oluşumlarını diğer bir şekilde

$$du = d\lambda / C_d \quad (6.13)$$

bağıntısı ile de bulmak mümkün olur. Burada C_d yarı amirik bir yöntemle bulunan sıkışabilirlik katsayısını göstermektedir.

İki fazlı ortam yaklaşımı suya doymuş zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışlarını incelerken zeminlerin iki fazlı bir ortam olarak ele alınmaları Biot (1955, 1956) tarafından önerilmiştir. Biot bu önerisinde elastisite ve termodinamik bilimlerinden yararlanarak ilk olarak statik yükler altındaki davranışlar ve daha sonrada suya doymuş boşluklu bir ortamda

gerilme dalgaları dağılımı için bir takım bağıntılar vermiştir. Bu bağıntılar esas olarak (a) zeminlerin izotropik, (b) gerilme-şekil değiştirme davranışlarının lineer elastik, (c) boşluk suyunun sıkışabilir, (d) Darcy kanununun geçerli ve (e) şekil değişmelerin küçük olduğu varsayımlarına dayanır. Burada zeminlerin lineer elastik olduklarına ait varsayımın gerçekte geçerli olmadığı açıktır. Fakat genelde boşluk suyunun sıkışabilir olduğunu kabul etmek ve bağıntıları çıkarırken bunu göz önüne almak özellikle boşluk suyu basıncı oluşumlarını analiz edebilme açısından büyük bir açıklık ve esneklik getirmektedir. Zeminlerin izotrop olduğunu varsaymak, ilk aşamada, gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının hacimsel ve deviatorik bileşenler cinsinden matematiksel olarak daha az karmaşık bir şekilde belirtilebilmesine olanak sağladığı için yararlıdır. Yapılmış varsayımlardan yararlanarak elastik fakat lineer olmayan iki fazlı ortamlar için gerilme-şekil değiştirme bağıntıları da Biot ve Willis (1957) tarafından geliştirilmiş ve adımsal olarak verilmiştir.

Zeminlerin elastik kayma modülünün (G) değiştiği gözönüne alınarak bu değişmeye yol açan başlıca faktörlere (efektif çevre gerilmesi, boşluk oranı, gerilme ve deformasyon geçmişi) dayanan bağıntılar geliştirilmiştir. Burada kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için bu faktörlerin etkileri farklı olacağından her iki zemin için farklı eşitlikler çıkarılmış ve kullanılmıştır. Bu tip bir yaklaşımla zemin yapısının elastik özellikleri daha gerçekçi bir şekilde belirlenebilmekte ve diğer araştırmacılar tarafından önerilmiş dinamik kayma modülü, yükleme ve boşaltma modülleri gibi yarı ampirik tanımlara gerek kalmamaktadır.

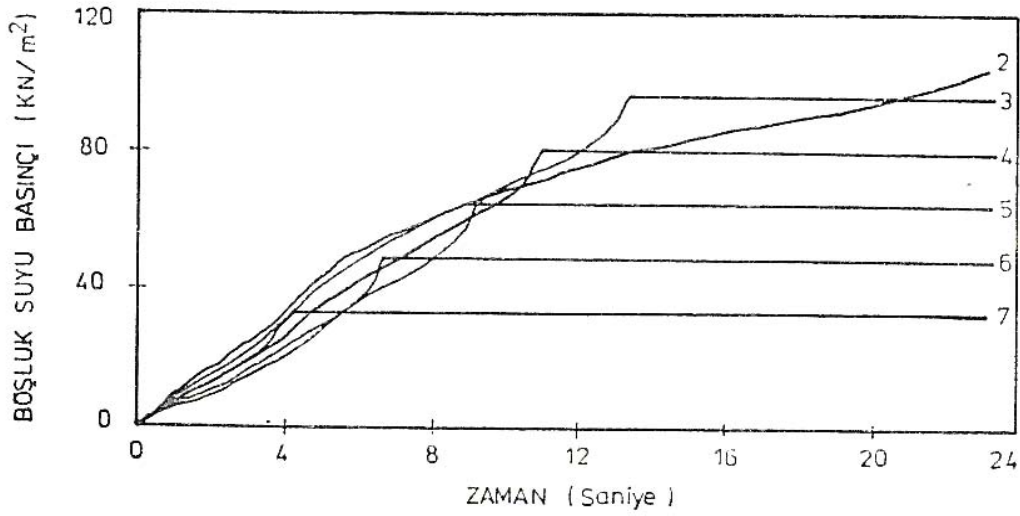
Bir zemin elemanı için iki fazlı ortamın modülleri tanımlandıktan sonra o elemanın davranışı bulmak için iki fazlı ortam denklemlerini zaman içinde sınır şartları ve hareket denklemlerine göre çözmek yeterlidir. Yalnız daha önce de belirtildiği gibi zeminler lineer elastik bir malzeme değildir. Bu yüzden denklemleri kalıcı şekil değiştirmeleri de içerecek şekilde belirtmek gerekir. Bunu yapmanın bir yoluda iki fazlı ortam bağıntılarını elastik şekil değiştirmeleri toplam ve kalıcı şekil değiştirmelerin farkı olarak belirterek,

$$d\sigma_s = P(d\varepsilon_s - d\varepsilon_s'') + Q(d\varepsilon_f - d\varepsilon_f'') \quad (6.14)$$

$$d\sigma_f = \theta(d\varepsilon - d\varepsilon_s'') + R(d\varepsilon_f - d\varepsilon_f'') \quad (6.15)$$

$$d\tau_s = G(d\gamma_s - d\gamma_s'') \quad (6.16)$$

eşitlikleri ile tanımlamaktır. Burada $\varepsilon_f, \varepsilon_s$ ve γ_f toplam hacimsel ve kayma şekil değiştirmelerini $\varepsilon_f'', \varepsilon_s''$ ve γ_f'' kalıcı hacimsel ve kayma şekil değiştirmelerini



(b)

Şekil 6.2 Bir zemin tabakasında Endokronik sıvılaşma modeli sonuçları (Ansal, 1982)

6.3 Nümerik Analiz Yaklaşımları

Oluşturulması zahmetli, karışık denklemler yerine çoğunlukla gözleme ve deneyime dayalı olarak üretilmiş basit ampirik ifadeler kullanmak genellikle mühendislerin çokça başvurduğu bir yöntem olmakla birlikte bu denklemleri kullanarak hesap edilmek istenen tüm büyüklükler her zaman elde edilemeyebilir. Ayrıca ampirik ifadeleri geliştirmek için arazi verilerine ihtiyaç vardır ve bu verileri her zaman ve kolaylıkla istenen ölçüde toplayabilmek mümkün olmamaktadır. Bu nedenle özellikle arazi verilerinin yeteri kadar bulunmaması durumunda uygun bünye denklemi kullanılarak oluşturulmuş nümerik bir çözüm, özellikle sıvılaşma analizi gibi birden fazla büyüklüğü hesap etmek gereken (yüzeye yakın ve yüzeydeki ivmeler, yer değiştirmeler vb) ve arazi verisi toplamak için deprem sonrası gözlem yapmanın gerekli olduğu (büyük magnitüdü depremlerin çok sık meydana gelmediği ve dünyanın çok çeşitli noktalarında oluştuğu düşünüldüğünde) durumlar için çok önem taşımaktadır. Bu nedenle nümerik çözümlerden yararlanarak çeşitli araştırmacılar tarafından bir çok bilgisayar yazılımı üretilmiştir. Aşağıda bu yazılımlarda kullanılan nümerik çözüm yaklaşımları hakkında kısaca bilgi sunulmuştur.

6.3.1 Metod Analizi

İlk yapılması gereken analiz yaklaşımını belirlemektir. Örneğin yatay tabakalanmış, düz

yüzeyle zeminler için ya da yataya yakın eğimli ve tabaka sınırları da yataya yakın olan zeminler için bir boyutlu analizler uygunken, eğik yüzeyle zeminler içeren topoğrafya koşullarında (şev, baraj, dolgu vb) iki boyutlu analiz yaklaşımı daha doğru sonuçlar verecektir.

6.3.2 Bir Boyutlu Analiz

Bir boyutlu analiz yaklaşımı genellikle yatay yüzeyle ya da yataya yakın eğime sahip yüzeyle zeminler için kullanılan bir yaklaşımdır. Arazide, inceleme alanında zeminin yatay olarak tabakalandığı varsayımına ve klasik bir kabul olarak zeminde meydana gelecek deformasyonların (düşey deformasyonlar dahil) kayma dalgasının kayadan zemin yüzüne doğru düşey yönlü hareketi nedeniyle oluştuğu varsayımına dayalıdır. Çözümler eşdeğer lineer analiz yaklaşımı ya da non-lineer analiz yaklaşımı ile üretilmektedir.

Bir boyutlu eşdeğer lineer yaklaşım (Idriss ve Seed, 1968) basit bir yöntem olup eksikliklerine rağmen popüleritesini halen korumaktadır. Bir, iki ve üç boyutlu analizlerde kullanılabilir. Zeminin non-lineer davranışına eşdeğer lineer bir metotla yaklaşım adımsal lineer çözüm elde etmek için oluşturulmuş, iterasyon kullanımı ile çözüm üreten bir yaklaşımdır. Analizlere başlamadan evvel, zemin alt tabakalara ayrılır. Analiz sırasında nonlineer davranışın bir neticesi olarak oluşacak çevrimsel ilmiği temsil ettiği düşünülen başlangıç G ve D değerleri seçilir. Her bir tabakadaki efektif deformasyonlara karşılık gelen kayma modülü ve sönüm oranı değerlerini elde etmek için iterasyonlar yapılır. Her ne kadar non-lineer bir olaya lineer bir yaklaşım getirerek kolaylık sağlamış olsa da, eşdeğer lineer model ile özellikle $0.3g$ 'den yüksek ivmelere maruz kalmış zeminler için elde edilen sonuçların doğruluğu üzerinde ciddi şüpheler bulunmaktadır. Ayrıca boşluk suyu basıncı hesaplamaması ve dolayısıyla efektif gerilme analizi yapılamaması önemli bir dezavantajdır.

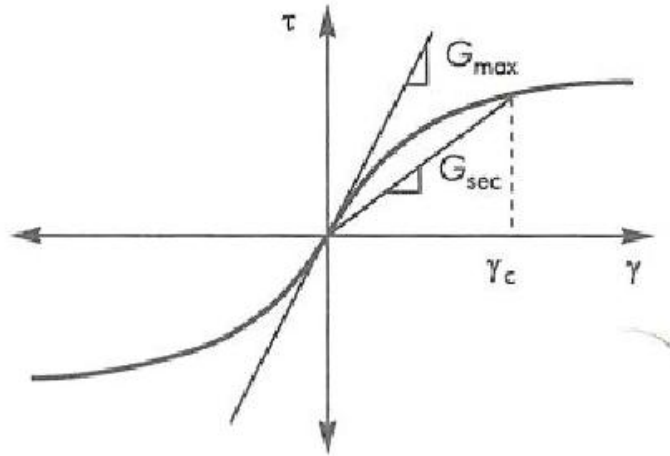
Non-lineer analiz yöntemi de tıpkı eşdeğer analiz yöntemi gibi bir, iki ve üç boyutlu çalışan programlarda kullanılan bir yaklaşımdır. Bu yöntemde, zeminin nonlineer davranışı uygun bir bünye ilişkisi kullanılarak, hareket denkleminin çok küçük zaman aralıklarında integre edilmesiyle elde edilmektedir. Kullanılan bünye ilişkisi ile gerilme-deformasyon davranışı, boşluk suyu basıncı değerleri ve dağılımı, yüzey ivmeleri, kayma şekil değiştirmeleri, vb. hesap edilebilmektedir. Nonlineer analiz yöntemi kullanan programlar bu özellikleriyle eşdeğer lineer analiz yapan programlara göre çok daha yararlı olmakla birlikte, üretilmeleri daha karmaşık işlemleri gerektirir.

6.3.3 İki Boyutlu Analizler

Genellikle sonlu elemanlar yöntemi ile çalışılan iki boyutlu analizler, bir boyutlu analizlerin kullanılmadığı ve düzlem deformasyonun geçerli olduğu her hemen her durum (dolgu, baraj, istinat duvarı, tünel, vb.) için kullanılabilir. Hem eşdeğer lineer yöntemi hem de nonlinear analiz yöntemini kullanan iki boyutlu analiz programları bulunmaktadır. Kullanılma alanları itibarıyla zemin-yapı etkileşimi için oldukça önem taşımakla birlikte eğik yüzeyli zemin (şev) analizlerinde yaygın olarak kullanılırlar. Düzlem deformasyon şartlarının geçerli olmadığı (her üç boyutta da hareketin gözardı edilemeyeceği) durumlarda ise üç boyutlu analizler kullanılmaktadır.

6.4 Nümerik Programlar

Bir arazide deprem hareketine karşılık zeminin göstereceği davranışı belirlemek için üretilmiş ilk bilgisayar programlarının başında SHAKE (Schanabel ve Lysmer, 1972) gelmektedir. SHAKE (Schanabel ve Lysmer,1972) zeminin nonlinear davranışına iki parametre ile tanımlanabilen eşdeğer lineer bir metodla yaklaşma prensibine dayanarak üretilmiş bir yazılımdır. Bu iki parametre nonlinear davranışı simgeleyen histeresis ilmiği tanımlayan maksimum sekant kayma modülü G_{sec} , (Şekil 6.2) ve sönüm işlemini simgeleyen sönüm oranı (D) parametreleridir



Şekil 6.2 Histeresis ilmiği ve kayma modüllerinin gösterimi (Kramer, 1996)

Ms-Dos ortamında çalışan SHAKE (Schanabel ve Lysmer,1972) bugün Windows ortamında çalışan çeşitli versiyonları (PROSHAKE,SHAKE 2000), EERA ve nonlinear bir boyutlu analiz yapan NERA ile birlikte bir çok araştırmacı tarafından yaygın olarak kullanılmaktadır.

Pratik amaçlar için kullanım kolaylığı nedeniyle tercih edilen SHAKE (Schnabel ve Lysmer,1972) bir sıvılaşma analizi olmamasına rağmen derinlik boyunca kayma gerilmeleri değerlerini hesaplaması nedeniyle bu tür analizlerde de kullanılabilir. Yöntem yaygın kullanımına rağmen özellikle boşluk suyu basıncı hesaplamaması, maksimum ivme değerinin 0.3g'den büyük olduğu depremler nedeniyle oluşan hareketi yansıtmakta yetersiz kalması, büyük deformasyon gösterme eğilimi olan zeminlerde (yumuşak/gevşek) doğru sonuçlar verdiğine yönelik ciddi şüpheler bulunması, iki boyutlu problemler için uygulanamaması ve neticede lineer bir çözüm üretmesi nedeniyle kalıcı deformasyonları hesaplamaması gibi eksiklikler içermektedir. Zeminin nonlinear davranışına eşdeğer lineer bir yöntemle yaklaşan bir boyutlu çözüm sağlayan SHAKE'ten farklı olarak iki boyutlu başka modellerin [QUAD4 (Idriss vd., 1974) ve FLUSH (Lysmer, 1975)] ardından nonlinear çözüm üreten programlar [CHARSOIL (Streeter vd, 1975), DESRA (Lee ve Finn, 1978) ve MASH (Martin ve Seed, 1975) üretilmiştir.

Nonlinear yöntem çoğunlukla Biot(1941) teoremine dayanarak oluşturulan bir hareket denklemini, seçilen çok küçük hesap aralıklarında nümerik olarak integre etme prensibine dayalı olup, tekrarlı yükleme nedeniyle oluşan kalıcı artık boşluk suyu basıncı değerini, gerilme-deformasyon ilişkisini, ve/veya kayma modülünde tekrarlı yükleme nedeniyle oluşan azalmı hesap etme özelliğine sahiptir (Dane ve su arasındaki dinamik etkileşimi gözönüne alarak aynı anda zemin içerisindeki su akışını da hesap eden analizler orjinal adıyla “fully-coupled” analiz olarak tanımlanmaktadır). Nonlinear analizlerin bir başka olumlu yönü oluşan kalıcı deformasyonları hesaplayabilme yeteneğidir. Bu noktada önemli olan nonlinear modelin doğruluğunun büyük ölçüde kullanılan bünye ilişkisinin doğruluğu ile yakından ilintili olmasıdır. Bu modeller özellikle sıvılaşma analizlerinde, büyük deformasyonların oluşma ihtimalinin olduğu durumlarda, ya da büyük depremlerin meydana gelme ihtimalinin olması durumunda kullanılmalıdırlar. Bir, iki veya üç boyutlu analiz yapabilirler.

İlk nonlinear modeller arasında CHARSOIL (Streeter vd.,1975) gösterilebilir. Model, zemin davranışını bir boyutlu lineer veya nonlinear olarak hesaplayabilmektedir. Nonlinear analiz için Ramberg-Osgood modelini kullanmaktadır. Zemin tabakaları yatay olarak kabul edilirken, taban kayası yatay veya eğimli olabilmektedir. DESRA (Lee ve Finn, 1974) bir boyutlu nonlinear bir modeldir. Efektif gerilme analizi yapmaktadır. Boşluk suyu basıncı oluşumunu ve dağılımını modelleyebilmektedir. Nonlinear modeller arasında en yaygın olarak kullanılan programlardan bir tanesidir. MASH (Martin ve Seed, 1978) yatay tabakalanmış zemin tabakalarının dinamik davranışını modelleyen bir boyutlu bir analiz

programıdır. Zeminin nonlinear davranışı Davidenkov modeli (eşitlik 6.17) ile tanımlanmaktadır.

$$\tau - \tau_r = G(\gamma - \gamma_r) \left[1 - H \left(\frac{1}{n} |\gamma - \gamma_r| \right) \right] \quad (6.17)$$

Bu denklemde τ_r ve γ_r sonuncu yük boşalımıdaki gerilme ve kayma deformasyonu değerleri, G ise maksimum kayma modülü olarak tanımlanmıştır. Denklemde H ile gösterilen parametre gerilme-deformasyon eğrisinin şeklini tanımlayan bir fonksiyondur ve aşağıdaki eşitlik ile verilmiştir.

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^{2A}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_0} \right)^{2B}} \right] \quad (6.18)$$

Eşitlik 6.18' deki A, B ve γ_0 değerlerinin deneysel olarak saptanması önerilmektedir.

Finn (1976-1977) suya doymun kumlar için, hacimsel deformasyon ile artık boşluk suyu basıncı arasında

$$\Delta u = \bar{E}_r \Delta \varepsilon_{vd} \quad (6.19)$$

şeklinde ifade edilebilecek bir ilişki ortaya koymuştur.

Formülde yer alan \bar{E}_r parametresi kumun bir boyutlu boşaltma modülü olup

$$\bar{E}_r = \frac{(\sigma'_v)^{-m}}{mK_2(\sigma''_{v0})^{n-m}} \quad (6.20)$$

ifadesi ile bulunmaktadır. K_2 , m ve n deneysel olarak saptanan malzeme sabitleri olup bu durum metodun deneysel bağımlılığını arttırmaktadır.

$\Delta \varepsilon_{vd}$ ise hacimsel deformasyon artışı olup aşağıdaki eşitlik ile tanımlanmaktadır.

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{(\gamma + C_4 \varepsilon_{vd})} \quad (6.21)$$

Eşitlik 6.21'deki C'ler deneysel olarak saptanan malzeme sabitleridir.

Bu ifade daha sonra Byrne (1991) tarafından kısaltılarak

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = c_1 \exp\left(-c_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \quad (6.22)$$

şekline dönüştürülmüştür. c_1 ve c_2 değerleri sıklık derecesine bağlı olarak deneylerle elde edilen parametrelerdir.

Martin ve Seed (1978) MASH programının geliştirilmiş bir versiyonunu (APOLLO) oluşturmuştur. Program çevrimsel yüklemeye maruz kalan bir zeminde artık boşluk suyu basıncının oluşumunu ve sönümlenmesini hesaplayabilmektedir.

Yukarıda kısaca bilgi verilmeye çalışılan programlar nümerik çalışmalara temel oluşturan ilk yazılımlar olması nedeniyle önem taşımakta olup literatür araştırması sırasında hakkında en çok bilgi bulunabilen ve rağbet gören yazılımlardır. Bu programları takiben bir çok araştırmacı tarafından çeşitli yazılımlar üretilmiştir. Bunlar arasında nonlinear metod kullanarak toplam/efektif gerilme analizi (bir boyutlu) yapabilen LASSIII; bir boyutlu nonlinear analiz yapan CyberQuake, Deepsoil, Nera, FLAC; eşdeğer lineer metodla bir boyutlu çalışan QUAKE/W ve SASSI2000; nonlinear metotla 2/3 boyutlu analiz yapabilen DYNAFLOW, TARA-3, DYSAC, DIANA-SWANDYNE, AMPLE2000, DIANA sayılabilir.

7. ZEMİN TABAKALARININ DEPREM YÜKLERİ ETKİSİNDE DAVRANIŞI VE SIVILAŞMA OLUŞUMUNUN SAYISAL ANALİZİ

Bu tez çalışmasında suya doymuş kumlu zeminlerde deprem yükleri altında oluşan sıvılaşma durumunu etkileyen parametreleri araştırmak üzere gerçekleştirilen analizler, Ghaboussi ve Dikmen (1979) tarafından geliştirilen bir bilgisayar yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. LASS-III olarak adlandırılan bu program hakkında bilgiler bu bölümde sunulmaktadır.

7.1 LASSIII Programı (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)

LASS III (Ghaboussi ve Dikmen, 1979) programı Fortran kodu ile yazılmış yatay tabakalı kum zeminlerde dinamik davranış analizi yapabilen bir bilgisayar programıdır. LASS III ile taban kayasında etkiyen bir deprem hareketi etkisinde, kum tabakasının sergilediği davranış (yerdeğiştirme hız, ivme) ile boşluk suyu basıncı artışları ve kayma gerilmeleri ile kayma şekil değiştirmeleri hesap edilerek toplam veya efektif gerilme analizi yapabilmek mümkün olmaktadır.

LASS III programında kullanılan başlıca varsayımlar ve analiz yaklaşımları aşağıda kısaca özetlenmiştir.

-Zemin iki fazlı kabul edilmektedir.

-Zemin davranışı nonlineer kabul edilmektedir.

-Depremin üç bileşenini de (iki yatay ve bir düşey) göz önüne alabilmek mümkün olmaktadır.

-Modelde sönümlenme nonlineer bir malzeme modeli kullanılması nedeniyle oluşan histeretik sönümlenme ve boşluk suyu basıncının zamanla sönümlenmesi şeklinde düşünülen iki sönümlenme mekanizması ile dikkate alınmakta ve herhangi bir ek viskoz sönüm oranı kullanılmamaktadır.

-YASS altında kalan tabakalar tamamen suya doymuş kabul edilmektedir.

-Zemin tabakalarının hareketi ayraç düzlemlerin (nodal plane) hareketi ile belirlenmektedir.

-Boşluk suyunun hareketinin Darcy yasasına uygun olacağı kabul edilmektedir..

Dinamik davranış analizi aşağıdaki adımlar izlenerek gerçekleştirilmektedir.

Adım 1- Zemin Profilinin Belirlenmesi: Sıvılaşma potansiyeli incelenecek zeminin profilinin oluşturulması sırasında katmanların yatay olarak tabakalandığı kabul edilmektedir. Profili

oluşturan tabakalar daha ince, çok sayıda alt tabakalara bölünerek analiz gerçekleştirilmektedir.

Adım 2- İki Fazlı Ortamın Tanımlanması: Zemin su ve katı olmak üzere iki fazlı olarak ele alınmaktadır. YASS altında kalan zemin tabakaları tamamen suya doymun, üstte kalan zemin tabakalarının ise tamamen kuru olduğu kabul edilmektedir.

Adım 3- Deprem Bileşenlerinin Tanımlanması: Depremin üç bileşeni de (iki yatay ve bir düşey) gözönüne alınabilmektedir.

Adım 4- Ayıraç Düzlemlerin ve Serbestlik Derecelerinin Belirlenmesi: Alt tabakaların sınırlarında, yatay ayıraç (nodal) düzlemlerin bulunduğu varsayılarak, her bir ayıraç (nodal) düzlemin serbestlik derecesi belirlenirken, bu düzlemlerin hareket süresince yatay kalacağı kabulü yapılmaktadır. Ayıraç düzlemlerin hareketleri vasıtasıyla tüm sistemin hareketi belirlenirken, zemin tabakalarının iki yatay kayma dalgası ve bir düşey basınç dalgasına maruz kalacağı varsayılmakta, bu varsayımın sonucu olarak ayıraç düzlemlerin 3 yönde yerdeğiştirme yapacakları kabul edilmektedir. Bunlar u_x , u_y , u_z şeklinde gösterilmektedir (x ve y yatay eksen takımını ve z ise düşey eksenini temsil etmektedir). Boşluklarda Darcy yasasına uygun olarak hareket edecek olan suyun hareketinin sadece düşey yönde gerçekleşeceği düşünüldüğünden, su için serbestlik derecesi 1 olarak dikkate alınmaktadır. Dolayısıyla her bir ayıraç düzleminde granüler kısma ait 3, boşluklardaki suya ait 1 olmak üzere toplam 4 serbestlik derecesi varsayılmıştır. Bunlar sırasıyla u_x , u_y , u_z ve w_z şeklinde gösterilebilir.

7.1.1 Hareket Denklemi ve Çözümü

Her bir alt tabaka için rijitlik, kütle ve sönüm matrislerinin hesap edilmesinin ardından, her bir alt tabaka için oluşturulan bu matrislerin tüm sistem için bir araya getirilmesiyle sistemin hareket denklemi oluşturulmaktadır. Hareket denklemi diferansiyel denklem formunda eşitlik (7.1) ile gösterilmektedir

$$M\ddot{u}(t) + D\dot{u}(t) + Ku(t) = ML\ddot{u}_g(t) - R(t - \Delta t) \quad (7.1)$$

M = Kütle matrisi

$\ddot{u}(t)$ = Katı kısmın yerdeğiştirme vektörünün zamana göre 2. dereceden türevi (ivme)

D = Sönüm matrisi

$\dot{u}(t)$ = Katı kısmın yerdeğiştirme vektörünün zamana göre 1. dereceden türevi (hız)

K = Rijitlik matrisi

$u(t)$ = Katı kısmın yerdeğiştirme vektörü

L = Dinamik yük hesabında, ivme kaydının kütle matrisinin doğru elemanlarıyla çarpımını sağlayan içinde 1 ve 0'lar bulunan bir vektör

$\ddot{u}_g(t)$ = Taban ivmesi

R = Gerilmelerden yararlanılarak hesaplanan içsel direnç kuvvetleri

Hareket denkleminin çözümü ile zeminin yatayda x ve y yönlerindeki, düşeyde ise z yönündeki yerdeğiştirme, hız ve ivme değerleri bulunmaktadır. Yerdeğiştirmelerden yararlanarak deformasyonlar bulunmakta ve bu değerlerin malzeme modelinde kullanılmasıyla kayma gerilmeleri elde edilmektedir. Aynı şekilde yine hareket denkleminin çözümü ile suyun granüler kısma göre relatif yerdeğiştirmesi bulunmaktadır.

Hareket denkleminin çözümü için Wilson- θ metodu kullanılarak zaman integrasyonu yapılmaktadır. Wilson- θ metodu (Wilson,1971) ivme değerlerinin θ 'nın 1'den büyük olarak alınmasıyla elde edilen bir zaman aralığında ($\tau = \theta\Delta t$) lineer olarak değiştiği varsayımına dayanmaktadır. Wilson- θ metodu suyun hacim modülünün danelerin hacim modülünden çok daha yüksek olmasından dolayı oluşması kaçınılmaz olan çok yüksek frekansları filtre etmektedir.

7.1.2 İki Eksenli Çevrimsel Kayma İçin Malzeme Modeli (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)

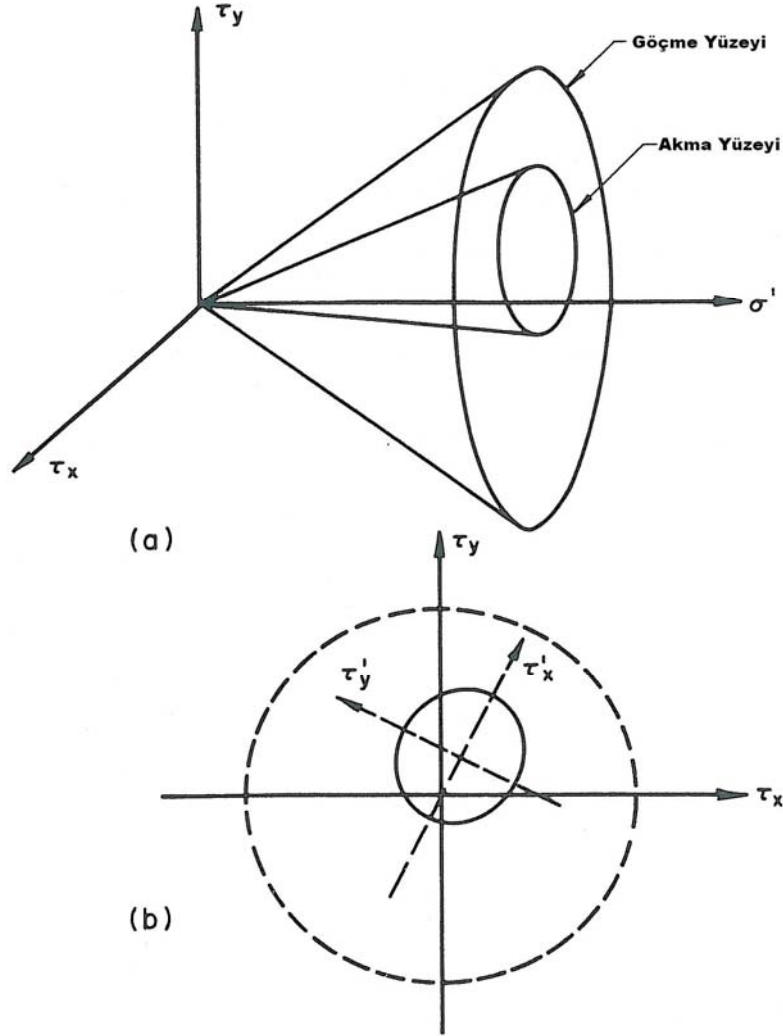
Yatay tabakalı zeminlerdeki gerilme durumu, τ_x ve τ_y ' den oluşan iki kayma gerilmesi ve σ' efektif gerilmeden oluşmaktadır. Bu gerilme durumları için seçilecek malzeme modeli kumların çevrimsel yükleme altındaki davranışı için verilen genel modelin (Ghaboussi ve Karshenas, 1977) plastisite teorisine dayalı geliştirilmiş bir versiyonudur.

Plastisite bazlı bünye ilişkileri daha önceki bölümlerde de bahsedildiği gibi bir göçme yüzeyi, akma yüzeyi, akma potansiyel fonksiyonu ve pekleşme kurallarının tanımlanması ile gerçekleştirilebilir.

LASSIII malzeme modelinde, göçmenin büyük kayma şekil değiştirmelerinin meydana gelmesinden kaynaklandığı kabulü yapılmaktadır. Tüm kayma gerilmesi halleri için asimptotik durum gösteren, gerilme uzayında silindirik koni şekline sahip (Şekil 7.1a) olarak bir göçme yüzeyi mevcut olup

$$F(\sigma) = \tau_x^2 + \tau_y^2 - (M\sigma')^2 = 0 \quad (7.2)$$

ifadesi ile tanımlanabilir. σ' =sabit düzleminde göçme yüzeyinin şekli kayma mukavemetinin izotropik olması nedeniyle daireseldir (Şekil 7.1b).



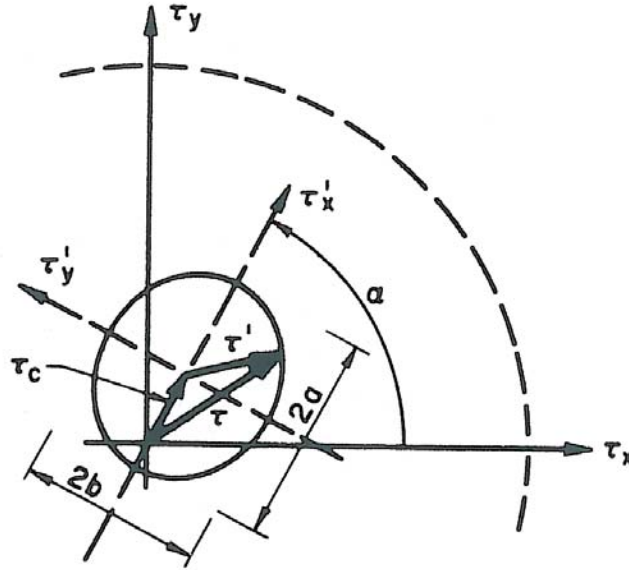
Şekil 7.1 Göçme ve akma yüzeylerinin şekli (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)

Akma yüzeyi de tıpkı göçme yüzey gibi konik bir şekle sahip olmakla birlikte, akma yüzeyinin eksen σ' eksenine çakışmamaktadır. Buna ek olarak, akma yüzeyinin eksen ve yarıçapı deformasyon sırasında değişmekte, bir başka deyişle akma yüzeyi izotropik ve kinematik pekleşme özelliği sergilemektedir. Akma yüzeyinin σ' =sabit düzlemindeki görünümü elips şeklinde olup (Şekil 7.1b)

$$f(\tau, \tau_c, b) = 0 \quad (7.3)$$

ile ifade edilebilir.

Burada τ_c elipsin merkezindeki gerilme vektörü, b ise küçük eksenin yarısı olup τ_c ve b sırasıyla izotropik ve kinematik pekleşmeleri göstermektedir. τ' gerilmesi ise τ ve τ_c gerilmeleri arasındaki farktır (Şekil 7.2).



Şekil7.2 σ' sabit düzleminde eliptik akma yüzeyi (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)

$$\tau' = \begin{Bmatrix} \tau_x \\ \tau_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tau_x - \tau_{cx} \\ \tau_y - \tau_{cy} \end{Bmatrix} \quad (7.4)$$

Eliptik akma yüzeyi denklemini, τ' gerilmesi cinsinden şu formda yazılabilir

$$f = \tau'^T A^T A \tau' - 1 = 0 \quad (7.5)$$

burada $A = \begin{bmatrix} \frac{1}{a} \cos \alpha - \frac{1}{a} \sin \alpha \\ \frac{1}{b} \sin \alpha - \frac{1}{b} \cos \alpha \end{bmatrix}$ dır.

ve α τ_x ve τ_x' aksları arasındaki açıdır (Şekil7.2).

Plastik kayma şekil değiştirme artım vektörlerinin hareketi bileşik akma kuralı ile tanımlanmıştır.

$$d\gamma^p = \frac{1}{h} (n^T d\tau) n \quad (7.6)$$

burada n , akma yüzeyinden dış doğrultuda birim normal vektördür.

$$n = \frac{1}{\left[\left(\frac{\partial f}{\partial \tau_x} \right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \tau_y} \right)^2 \right]^{1/2}} \begin{Bmatrix} \frac{\partial f}{\partial \tau_x} \\ \frac{\partial f}{\partial \tau_y} \end{Bmatrix} \quad (7.7)$$

Eşitlik 7.6'dan görülebileceği üzere h fonksiyonu, akma yüzeyinin normali boyunca oluşan $d\tau$ ve $d\gamma^p$ nin oranı olup

$$h = \frac{(n^T \partial \tau)}{|d\gamma^p|} \quad (7.8)$$

“plastik modül” olarak tanımlanmıştır.

Plastisite teorisinin önemli bir adımı olan pekleşme kuralı izotropik ve kinematik pekleşme kuralı ile aşağıdaki eşitliklerle tanımlanmaktadır.

$$db = g |d\gamma^p| \quad (7.9)$$

$$d\tau_c = c |d\gamma^p| \quad (7.10)$$

Burada g ve c , sırasıyla izotropik ve kinematik pekleşme fonksiyonlarıdır. İkinci eşitlik eliptik akma yüzeyinin merkez noktasının yaptığı hareketin akma yüzeyinin normali boyunca meydana geldiğini göstermektedir.

Malzeme davranışı, uygunluk koşulu ($df=0$) kullanılarak h , c ve g fonksiyonları ile

$$df = \frac{\partial f}{\partial \tau} d\tau + \frac{\partial f}{\partial \tau_c} d\tau_c + \left(\frac{\partial f}{\partial b} + \frac{\partial f}{\partial a} \frac{\partial a}{\partial b} \right) db = 0 \quad (7.11)$$

şeklinde ifade edilebilir. Eşitlik düzenlenirse, üç fonksiyonun birbirleriyle olan ilişkisi şeklinde

$$h - c - \frac{1}{\beta} g = 0 \quad (7.12)$$

ifade edilebilir.

$$\text{burada } \beta = b \left[\left(\frac{\partial f}{\partial \tau_x} \right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial \tau_y} \right)^2 \right]^{1/2} \text{ dır.}$$

Bu üç fonksiyondan sadece ikisinin tanımlanması yeterli olup üçüncü fonksiyon eşitlik (7.12) ile elde edilmektedir.

Tek eksenli gerilme-şekil değiştirme davranışı hiperbolik bir fonksiyon (Kondner ve Zelasko,1963) ile ifade edilebilir.

$$\frac{\tau}{\sigma'} = \frac{MH_o \gamma^p}{M + H_o \gamma^p} \quad (7.13)$$

Bu ilişkinin eğimi plastik modül fonksiyonu vermekte olup

$$h = H_o \sigma' \left(1 - \frac{1}{M} \frac{\tau}{\sigma'} \right)^2 \quad (\tau = [\tau_x^2 + \tau_y^2]^{1/2}) \quad (7.14)$$

ile gösterilebilir. Bu iki denklemde H_0 başlangıç plastik modüldür.

Kinematik pekleşme fonksiyonu c ve izotropik pekleşme fonksiyonu g bu bilgiler ışığında eşitlik (7.12)' den elde edilir.

$d\tau_c$ için eşitlik eşitlik (7.6) ve eşitlik (7.10) kombinasyonu ile

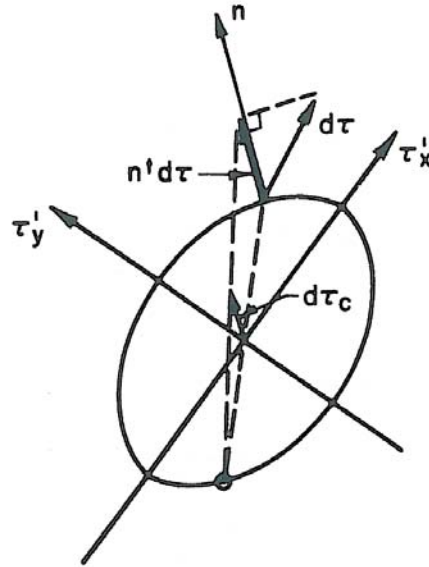
$$d\tau_c = \frac{c}{h} (n^T d\tau) n \quad (7.15)$$

şeklinde ifade edilebilir.

Bu eşitlikten görülebileceği gibi $\frac{c}{h}$, $d\tau_c$ ve akma yüzeyinin ($n^T d\tau$) normali boyunca oluşan $d\tau$ 'nin oranıdır. Akmanın bir yönde oluşması halinde, diğer yöndeki akma gerilmesinin büyüklüğünün değişmediği tek eksenli deneylerde gözlemlenmiştir (Ishihara vd., 1975; Tatsuoka ve Ishihara, 1974). Bu durumu sağlayan koşul ise şekil 7.3'ten de görülebileceği gibi aşağıdaki eşitliklerle gösterilmiştir.

$$\frac{c}{h} = -\frac{d\tau_c}{(n^T d\tau)} = \frac{1}{2} \quad (7.16)$$

$$c = \frac{1}{2}h \quad (7.17)$$



Şekil 7.3 Kinematik pekleşmenin oluşumu (Dikmen, 1979)

Dolayısıyla g fonksiyonu ise eşitlik 7.12' den elde edilebilir.

$$g = \frac{1}{2}\beta h \quad (7.18)$$

Artımlı kayma gerilmesi-şekil değiştirme bağıntıları, plastisiteye bağlı standart metodlarla çıkarılabilir (Zienkiewicz, 1971). Önerilen model için artımlı bağıntılar aşağıdaki gibidir.

$$\begin{Bmatrix} d\tau_x \\ d\tau_y \end{Bmatrix} = \frac{G^2}{(n_x - n_y)G + h} \begin{bmatrix} n_y^2 + \frac{h}{G} & -n_x n_y \\ -n_x n_y & n_x^2 + \frac{h}{G} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\gamma_x \\ d\gamma_y \end{Bmatrix} \quad (7.19)$$

$$\begin{Bmatrix} d\tau_{xc} \\ d\tau_{yc} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} n_x^2 & n_x n_y \\ n_x n_y & n_y^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\tau_x \\ d\tau_y \end{Bmatrix} \quad (7.20)$$

Burada n_x ve n_y akma yüzeyinden dışa doğru olan birim normaldir. Bu noktada dikkat edilmesi gereken unsur, tek yönlü ($n_x=1, n_y=0$) yüklemelerde artımlı gerilme-şekil değiştirme bağıntısının

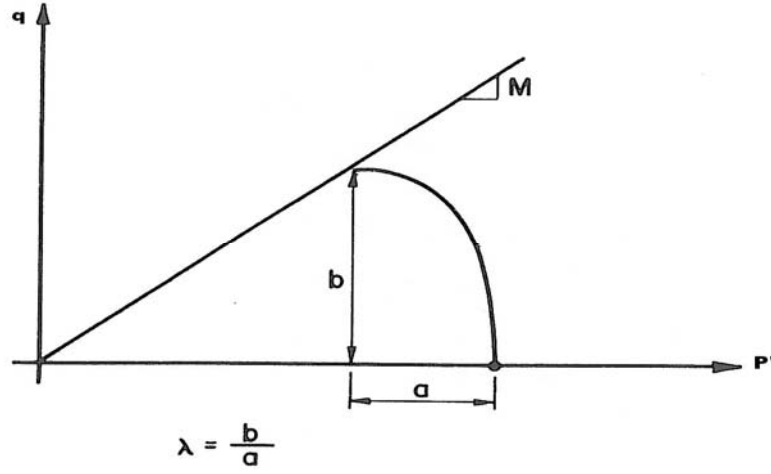
$$d\tau_x = \left[\frac{1}{1/h + 1/G} \right] d\gamma_x \quad (7.21)$$

formu almasıdır. Parantez içerisindeki değerler elastik ve plastik modüllere karşılık gelen eşdeğer modüllerdir.

Efektif gerilmeler drenajsız şartların geçerli olması durumu için hesaplanır. Drenajsız efektif gerilme izi eliptik bir yörüngeye sahip olup

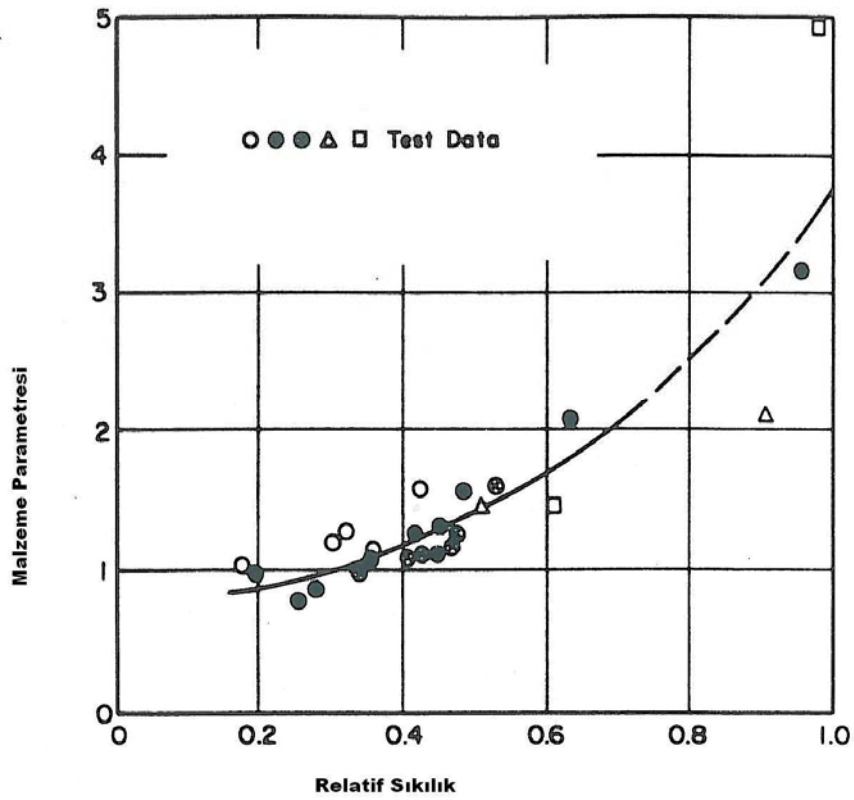
$$f_e = \tau_x^2 + \tau_y^2 + \lambda^2 \left[\sigma'^2 - \left(\frac{2\lambda}{\lambda + M} \right) \sigma' \sigma_o + \left(\frac{\lambda - M}{\lambda + M} \right) \sigma_o'^2 \right] = 0 \quad (7.22)$$

eşitliği ile tanımlanabilir. Eşitlikte yer alan σ'_0 (efektif ortalama çevre gerilmesi) efektif gerilme izinin pozisyonunu, λ parametresi ise eliptik efektif gerilme izinin düşey ve yatay eksenlerinin oranı olması nedeniyle efektif gerilme izini tam olarak tanımlamış olmaktadır. (Şekil 7.4).



Şekil 7.4 λ parametresinin efektif gerilme izi ile belirlenmesi (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)

λ parametresi çeşitli deney sonuçlarına dayanılarak relatif sıklıkla ilişkilendirilmiştir (şekil 7.5). Genel olarak, λ nın relatif sıklıkla arttığı söylenebilir.



Şekil 7.5 λ parametresinin sıklık derecesi ile ilişkisi (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)

7.1.3 Program Girdileri

Yatay tabakalı doymun zeminlerin dinamik analizi için kullanılan LASS III programında analizleri gerçekleştirmek için girilmesi gereken paarmetreler aşağıda gösterilmiştir.

M = Ödometre modülü, M

G_0 = Zemin tabakaları için başlangıç maksimum kayma modülü

ΔG = Kayma modülündeki değişim

H_0 = Başlangıç plastik modül

ΔH = Plastik modüldeki değişim

K_w = Suyun hacim modülü

k = Permeabilite katsayısı

ρ = Zeminin doymun yoğunluğu

ρ_f = Suyun yoğunluğu

$S_{\max} = \frac{q}{p'}$ oranı için asimptotik gerilme oranı

$\frac{1}{\lambda} = (\lambda \text{ boşluk suyu basıncı parametresi})$

α = Faz dönüşüm açısı ile kayma mukavemeti açısını ilişkilendiren parametre

σ' = Sıvılaşma anındaki efektif gerilme

e = Boşluk oranı

7.1.4 Program Çıktıları

LASS III programı ile gerçekleştirilen bir analiz sonucunda farklı özelliklere sahip tabakaların kayma gerilmesi, kayma deformasyonu x, y ve z yönünde oluşan yerdeğiştirmeler, hız ve ivme değerleri ile oluşan boşluk suyu basıncı değerleri derinlik ve zamana göre elde edilebilmektedir. Ayrıca sıvılaşma derinliği ve zamanı ile istenilen davranış spektrumları elde olunabilmektedir.

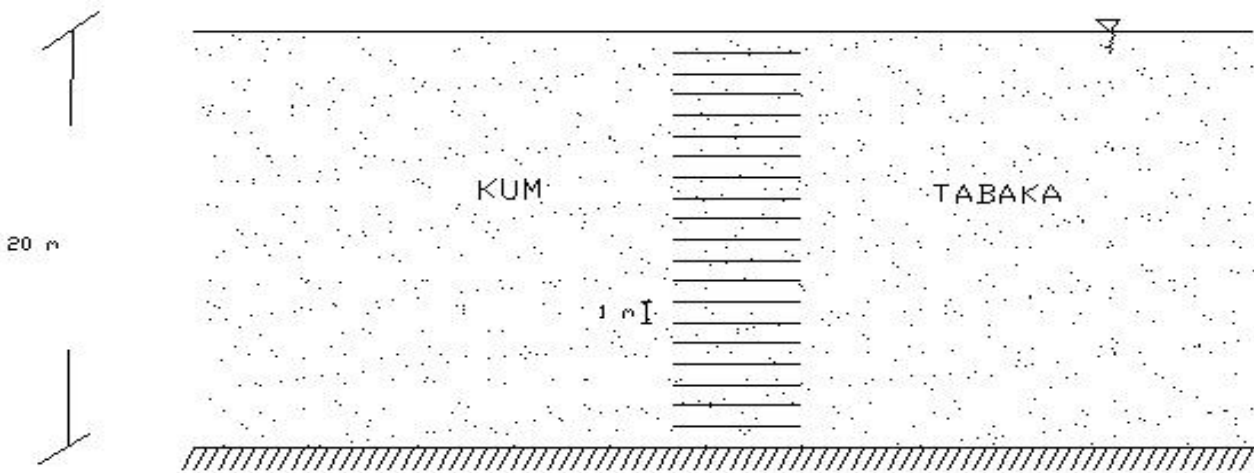
8. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARI

Zeminlerde sıvılaşma durumunun ortaya çıkmasına yolaçan nedenlere açıklık getirmek ve farklı etkenlerin ağırlık derecelerini ortaya çıkarmak amacı ile, tipik bir zemin profili kullanılarak ve LASS III (Ghaboussi ve Dikmen, 1979) yazılımından yararlanılarak sayısal analizler gerçekleştirilmiştir.

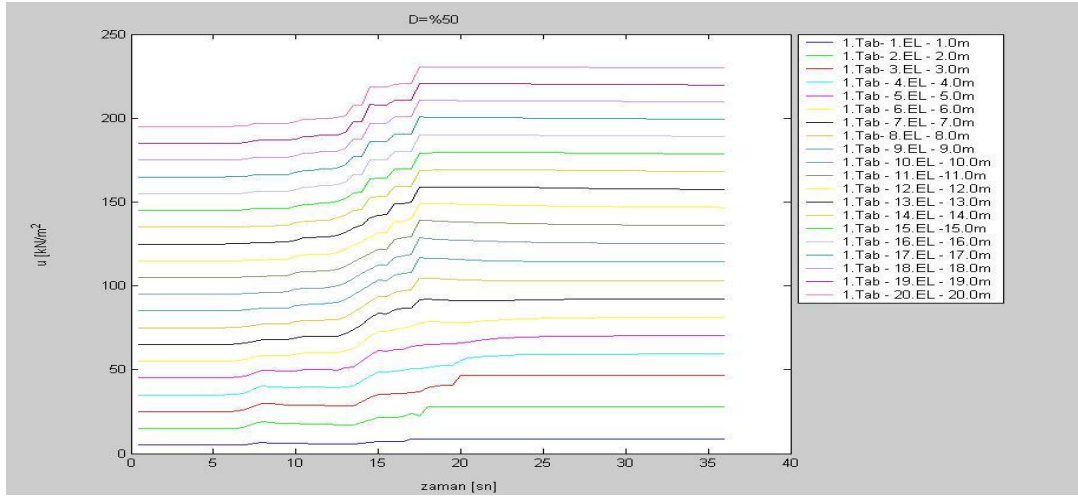
8.1.1 Profilin Tanıtımı

Bu tez çalışması sırasında analizlerde kullanılmak üzere 20 m kalınlığında uniform bir kum tabakası kullanılmıştır (Şekil 8.1). Deprem hareketinin taban kayasından yüzeye doğru yayıldığı kabul edilmiştir. Yeraltı su seviyesinin zemin yüzeyine yakın olduğu varsayılmış ve incelenen tabaka 1m kalınlığında elemanlara bölünerek 20 adet alt tabaka oluşturulmuştur. LASS III programı için gerekli olan zemin parametreleri (bir sonraki başlıkta açıklanmıştır) ve analiz sonuçları (ivme, hız, yerdeğiştirme, kayma şekil değiştirmeleri, kayma gerilmeleri) bu alt tabakaların orta noktaları için hesaplanmıştır.

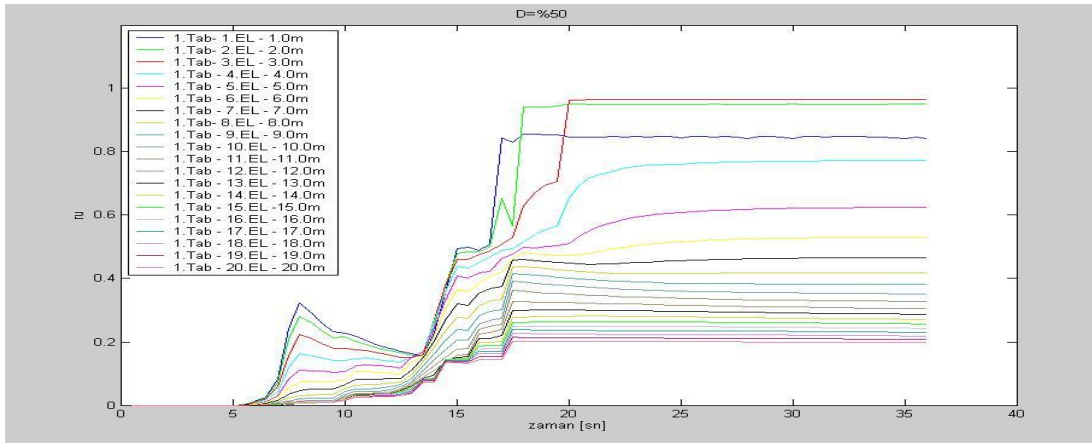
1999 Gölcük Depreminde Yarımca'da (Kocaeli) kaydedilen Arçelik (kaya) kuvvetli yer hareketi kaydının tek (NS) yatay bileşeni ($a_{max}=0.216g$ ve $t=36sn$) kullanılarak, yeraltı su seviyesinin zemin yüzünde olduğu durum için orta sıkı yerleşimli ($e=0.75$) 20m kalınlığında kum tabakasında hesaplanan sonuçlara ait örnekler Şekil 8.2a-c'de sunulmuştur. Şekil 8.2 a'da boşluk suyu basıncının farklı derinliklerde zamanla değişimi, 8.2b'de aynı derinliklerde boşluk suyu basıncı oranı r_u 'nun zamanla değişimi, 8.2c'de ise r_u değerinin deprem süresince aldığı maksimum değerlerin derinlikle değişimi gösterilmiştir.



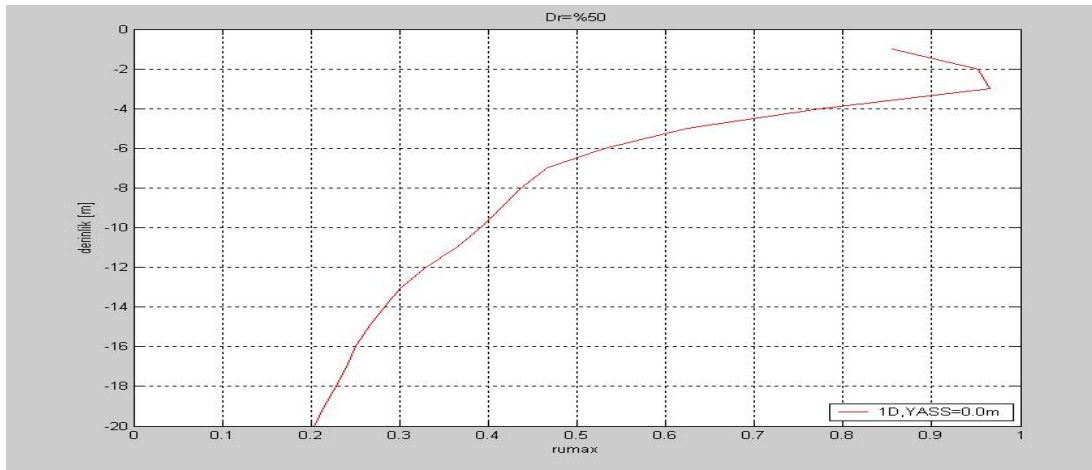
Şekil 8.1 Sayısal analizlerde gözönüne alınan zemin profili



(a)



(b)



(c)

Şekil 8.2 Orta sıkı bir kum tabakasında boşluk suyu basıncı oluşumu

Gerçekleştirilen sayısal analizlerde, sıvılaşmayı etkilediği bilinen belli başlı parametrelerin değerleri belirlenen aralıklar içinde değiştirilerek sıvılaşma oluşumu için göreceli önemleri ve sınır durumlar hakkında sonuçlar çıkarılmaya çalışılmıştır. Ancak, bu parametrik çalışmalardan önce zemin özelliklerinin ve zemin modelinde önemli yer tutan bazı katsayıların değerlerinin nasıl belirlendiği konusunda açıklamalar yapılacaktır.

8.2 Zemin Özellikleri

Analizlerde kullanılan örnek zemin profilinde LASSIII programı için gerekli olan zemin özellikleri şu şekilde sıralanabilir.

- i) Ödometre modülü (M)
- ii) Başlangıç kayma modülü (G_0)
- iii) Başlangıç plastik modülü (H_0)
- iv) Permeabilite katsayısı (k)
- v) Doygun birim hacim ağırlık (γ)
- vi) Boşluk oranı (e)
- vii) İçsel sürtünme açısı (ϕ)

8.3 Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi

- i) Ödometre modülü (M) : Analizler için gerekli olan ödometre modülü aşağıdaki formül ile hesap edilmiştir

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-\nu)} \quad (8.1)$$

Elastisite modülü (E):

$$E = 2G(1+\nu) \quad (8.2)$$

Poisson oranı (ν) = 0.30

- ii) Kayma modülü (G_0): Analizler için gerekli olan başlangıç kayma modülü aşağıdaki formül ile hesap edilmiştir (Kokusho, 1980).

$$G_0 = 8400 \left(\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \right) (\sigma'_0)^{0.5} \quad (8.3)$$

- iii) Plastik modülü (H_0): Analizler için gerekli olan başlangıç plastik modülü başlangıç kayma modülü ile aynı alınmıştır.
- iv) Permeabilite katsayısı (k): Analizlerde 3 farklı permeabilite katsayısı kullanılmıştır. İri kum, orta kum ve ince kum için sırası ile 10^{-2} m/sn, 10^{-4} m/sn, ve 10^{-6} m/sn değerleri seçilmiştir.
- v) Doygun birim hacim ağırlık (γ_d): Analizlerde zeminin doymuş birim hacim ağırlığı 19 kN/m^3 olarak seçilmiştir.
- vi) Boşluk oranı (e) = Analizler 3 farklı sıklık derecesi için gerçekleştirilmiştir. Gevşek kum için $D_r = \%30$, orta sıkı kum için $D_r = \%50$ ve sıkı kum için $D_r = \%80$ seçilmiş; bu sıklık derecelerine karşılık gelen boşluk oranı değerleri ise $e_{\max} = 1.0$ ve $e_{\min} = 0.5$ seçilerek aşağıdaki eşitlikten yararlanarak elde edilmiştir.

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_n}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (8.4)$$

Buna göre gevşek kum için $e = 0.85$, orta sıkı kum için $e = 0.75$ ve sıkı kum için ise $e = 0.60$ olarak elde edilmiştir.

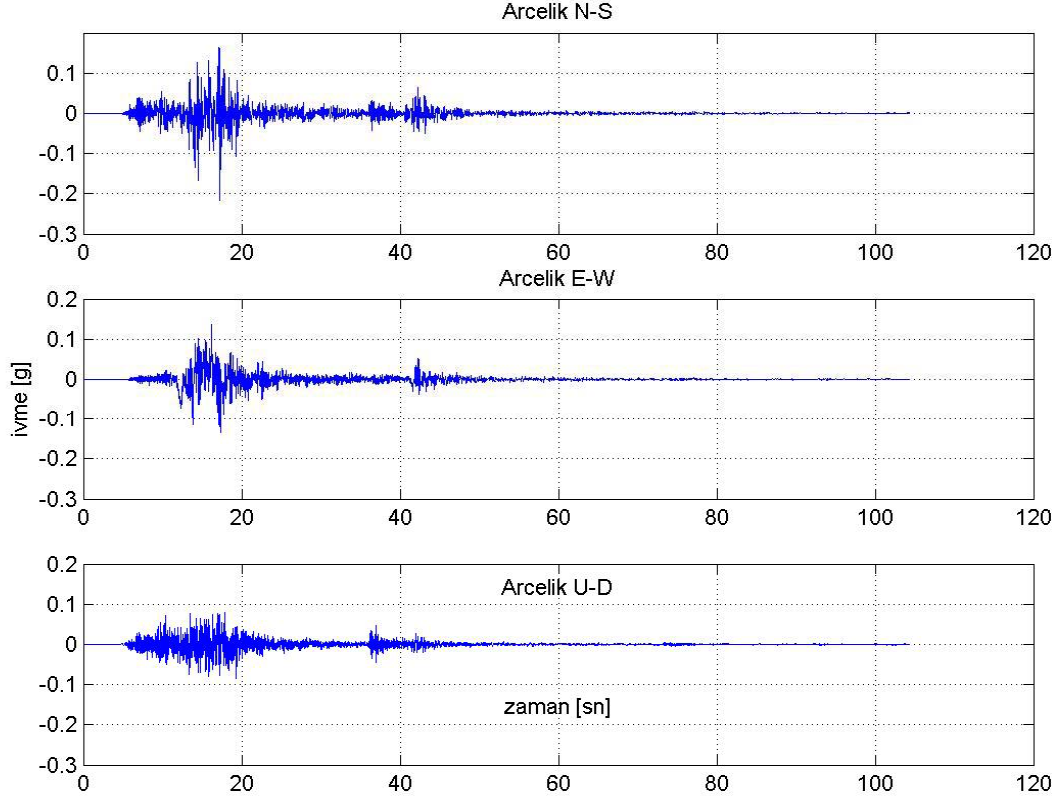
- vii) İçsel sürtünme açısı (ϕ)= İçsel sürtünme açısı, seçilen boşluk oranı değerleri için Meyerhof (1969) tarafından önerilen aşağıdaki bağıntıdan faydalanılarak seçilmiştir.

$$\phi = 28 + 0.15D_r \quad (8.5)$$

(Buna göre gevşek numune için $\phi = 30^\circ$, orta sıkı kum için $\phi = 35^\circ$ ve sıkı numune için $\phi = 40^\circ$ olarak seçilmiştir.)

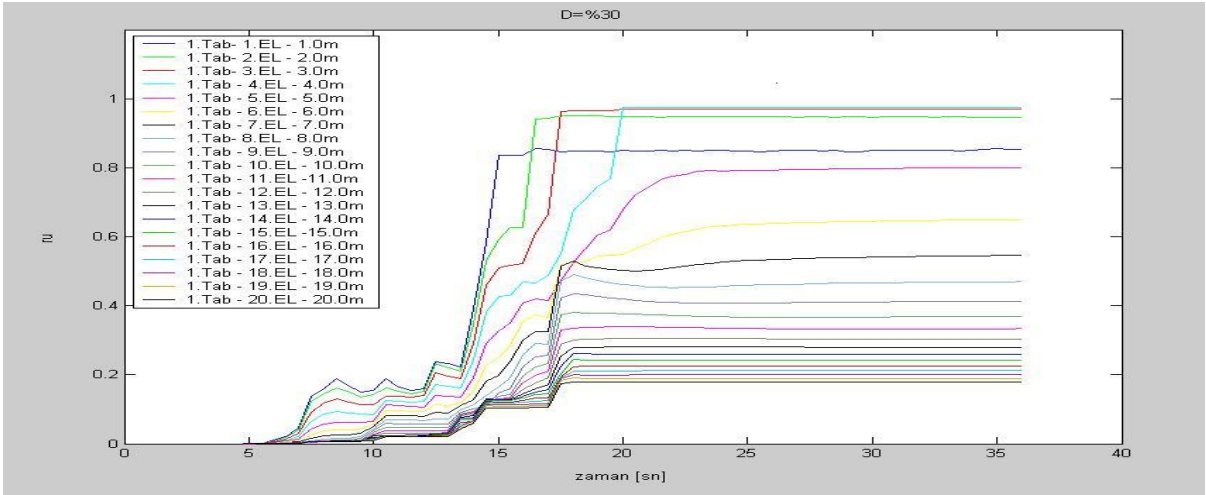
8.4 Analizlerde Kullanılan Deprem Hareketi

Bu tez çalışmasında ağırlıklı olarak 1999 Gölçük depreminde Gebze'de bir kaya istasyonunda (Arçelik) kaydedilen deprem hareketi kullanılmıştır. Bu depremin iki yatay bileşeni (NS ve EW) ve düşey bileşeni için ivme-zaman kayıtları Şekil 8.3'te gösterilmiştir. Kaydedilen maksimum yatay ivme değerleri NS $0.216g$ ve EW $0.136g$, düşey ivme değeri ise $0.085g$ olan bu deprem kayıtlarından, tek boyutlu analizlerde NS kaydı kullanılmış ve maksimum ivme değeri olarak $0.216g$ (kayıt edilen değer) ile bunun $0.265g$, $0.30g$, $0.35g$ ve $0.40g$ değerlerine yükseltildiği sarsıntı şiddetinin etkisi büyütülmüş aynı yer hareketi kullanılarak araştırılmıştır. Seçilen yer hareketi taban kayasında etkililerek, yüzeye doğru yayılması dikkate alınmıştır.

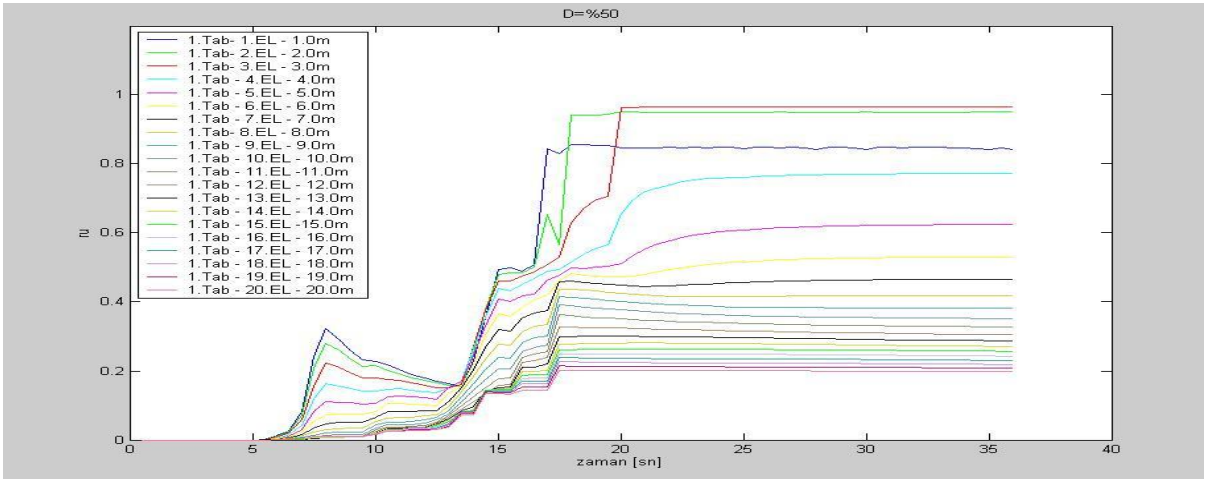


Şekil 8.3 1999 Gölcük depreminde Gebze’de bir kaya istasyonunda (Arçelik) kaydedilen deprem hareketi

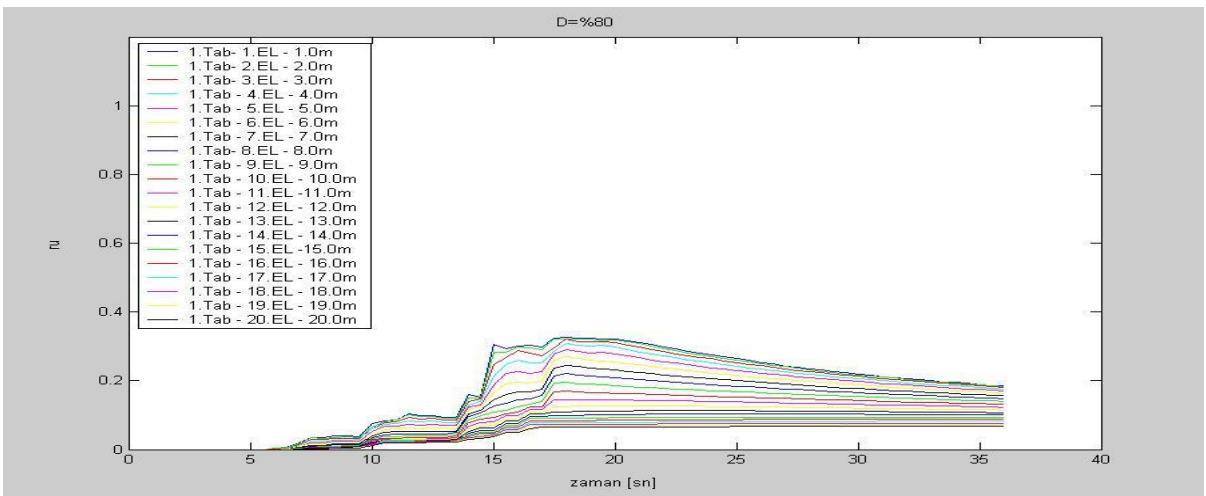
Taban kayası ivme hareketi olarak maksimum ivmesi, $a_{\max}=0.30g$ olan Arçelik istasyonu deprem kaydının sadece bir yatay (NS) bileşeni ve seçilen bu zemin parametrelerinin kullanılmasıyla üretilen ve artık boşluk suyu basıncının deprem süresince gelişimini gösteren analiz sonuçları Şekil 8.4a (gevşek), Şekil 8.4b (orta sıkı) ve Şekil 8.4c’de (sıkı) sunulmuştur. Şekil 8.4’te verilen ru-t grafikleri incelendiğinde yeraltı su seviyesinin zemin yüzeyinde kabul edildiği durumda kullanılan deprem kaydı için zeminin yüzeye yakın kesimlerinde, gevşek ve orta sıkı kumda 3-4m derinliklere kadar sıvılaşmaya yol açacak kadar büyük ru değerleri görülürken, sıkı kumda bu değerlerin oldukça küçük olduğu görülmektedir.



(a)



(b)



(c)

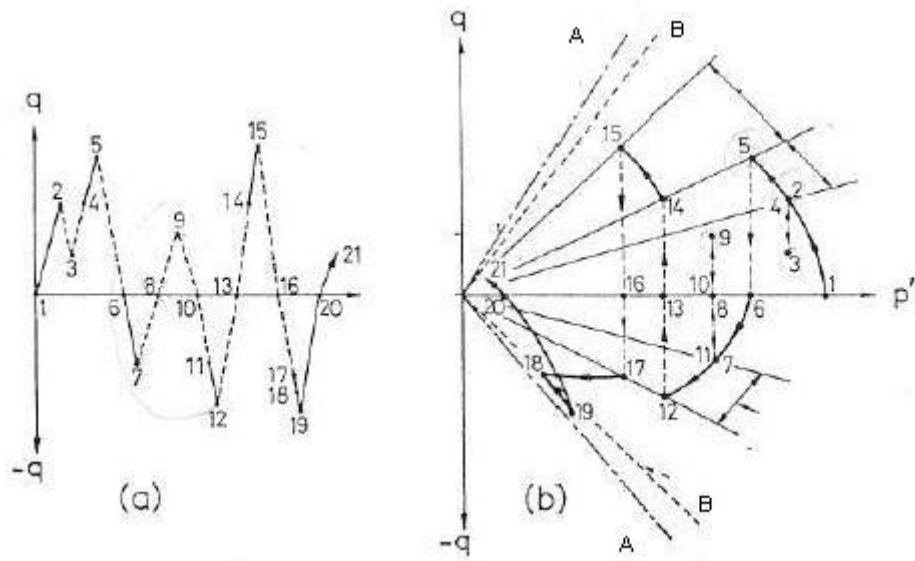
Şekil 8.4 Üç farklı sıklıktaki kum tabaka için artık bsb oranı ile zaman ilişkisi

8.5 Model Parametrelerinin Araştırılması

LASS III programında kullanılan zemin modelinde sonuçları etkileyen iki zemin parametresi değerinin seçimi önemli olmaktadır. Gerçekleştirilen analizlerde öncelikli olarak bu iki model parametresinin değerlerinin sonuçlar üzerinde etkisi araştırılmıştır. Bu parametreler, faz dönüşüm çizgisi açısı (Ishihara vd., 1975) ile kayma mukavemeti açısı arasındaki ilişkiyi kuran parametre (α) ve efektif gerilme izinin geometrisini tanımlayan ve zeminin sıkılık derecesi ile ilişkilendirilmiş bir büyüklük olan (λ) parametresidir.

8.5.1 α Parametresi

Faz dönüşüm çizgisi efektif gerilme izi için sınır bir çizgi (Ishihara,1975) olup, efektif gerilme izi bu çizgiye ulaştığında zeminin stabilitesinin tamamen bozulacağı ve zeminin hızla göçme durumuna ulaşacağı varsayılmıştır. Şekil 8.5'te çevrimsel kayma gerilmeleri uygulanan bir zemin elemanı için gerilme izleri gösterilmiştir. Şekil 8.5a'da zamanla kayma gerilmesi değişimi, Şekil 8.5b'de ise bu yüklenme şartları altında zeminde oluşacak gerilme izi görülmektedir.



A: Göçme çizgisi

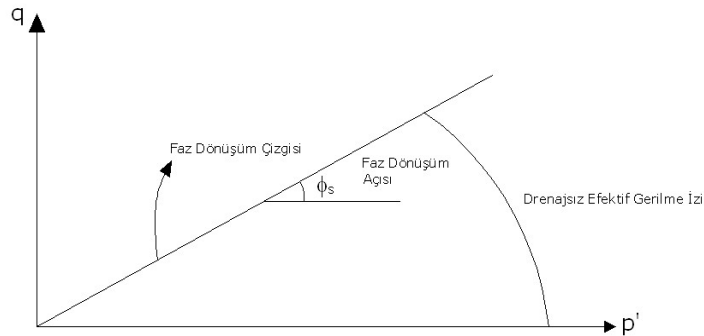
B:Faz dönüşüm çizgisi

Şekil 8.5 Tekrarlı kayma gerilmeleri uygulanan bir zemin elemanı için gerilme izleri (Ishihara, 1975)

Bir p' efektif ortalama normal gerilme değeri altında konsolide edilmiş bir numune (1 noktası) drenajsız şartlar geçerli olacak şekilde periyot ve genlikleri farklı kayma gerilmelerine (Şekil 8.5a) maruz kaldığında gerilme izi kayma gerilmesindeki artışla birlikte monotonik yüklemeli drenajsız bir deneyden elde edilebilecek gerilme izi boyunca 1 noktasından 2 noktasına doğru hareket edecektir (Şekil 8.5b). Bu noktada bir gerilme boşalması olur (3 noktasına kadar) ve daha sonra gerilme tekrar artarsa (4 noktasına kadar tekrar yükleme) gerilme izi ancak bir önceki maksimum gerilme oranı değerine ulaştığı için (2 ve 4 noktalarında $\frac{q}{p'}$ değerleri aynıdır) 2-3-4 noktaları arasındaki bu boşalma-tekrar yükleme evreleri boyunca hareket elastik olacak ve boşluk suyu basıncında artış meydana gelmeyecektir. 4 noktasında yeni bir yükleme ile birlikte gerilme izi 2 noktasında kaldığı yerden aynı yörünge boyunca hareket ederek 5 noktasına gelecek ve 4-5 arasında akma çizgisi aşıldığı için plastik deformasyonlar meydana gelmeye başlayacak ve boşluk suyu basıncı artışı olacaktır. 5 noktasından 6 noktasına kadar süren bir gerilme boşalması durumunda numunede herhangi bir boşluk suyu basıncı artışı görülmeyecek ve hareket yine elastik olacaktır. 6 noktasında Şekil 8.5a'dan görüleceği gibi kayma gerilmesi artmaya başlayacak (yön değiştirmiş) ve dolayısıyla gerilme izi boşluk suyu basıncı artışlarına sebep olacak şekilde bu kez ters yönde 7 noktasına kadar yörüngesi boyunca hareket edecektir. 7 ile 11 noktaları arasında meydana gelen yükleme koşulları için elastik durum geçerli olup boşluk suyu basıncında mevcut değerinin üzerine çıkmasına sebep olacak herhangi bir artış olmayacağı Şekil 8.5b'den görülmektedir (Örneğin 8 noktasından 9 noktasına kadar bir tekrar yükleme olduğu ve 9 noktasındaki $\frac{q}{p'}$ değerinin, zemin numunesinin sıkışma tarafında maruz kaldığı en son maksimum değer olan 5 noktasındaki $\frac{q}{p'}$ değerinden, daha düşük olduğu görülmektedir).

11 noktasında bir yükleme başladığında gerilme izi 12 noktasına ulaşacak, bu ulaşılan değer artık bu yönde zeminin o ana kadar maruz kaldığı en yüksek $\frac{q}{p'}$ değerine sahip olması nedeniyle boşluk suyu basıncı artışları oluşacak ve 12 noktasından başlayan ve 13 noktasına kadar süren yük boşalması aşamasında ise elastik koşullar geçerli olacaktır. 13 noktasında başlayan ve 14 noktasına kadar süren tekrar yükleme kademesinde de durum aynı olacaktır. Fakat 14 noktasında yapılacak bir yükleme (bu nokta sıkışma tarafındaki

bir önceki maksimum $\frac{q}{p'}$ değerine eşit olduğu için) mutlaka 14 noktasındaki $\frac{q}{p'}$ değerinden daha büyük bir değere ulaşacağı için, boşluk suyu basıncının artmasına, gerilme izinin 2-5 arasındaki formda yoluna devam etmesine (15 noktasına kadar) ve plastik deformasyonların oluşmasına sebep olacaktır. 15 noktasında başlayan ve 17 noktasına kadar devam eden boşalma ve tekrar yükleme kademeleri için (16 noktasında gerilme yön değiştirmiştir ve genişleme tarafında 17 noktası) tüm deformasyonlar elastiktir ve boşluk suyu basıncının mevcut değerinin değişmesine sebep olacak herhangi bir artış olmayacaktır. Burada, 17 noktasındaki $\frac{q}{p'}$ değerinin o bölgedeki maksimum $\frac{q}{p'}$ (12 noktasındaki) değerine eşit olduğu görülmektedir. Dolayısıyla 17 noktasından itibaren yapılacak bir yükleme bu değeri aşacak ve dolayısıyla boşluk suyu basıncı artışı olacak, gerilme izi eğilerek yoluna devam edecek ve plastik şekil değiştirmeler oluşacaktır. 18 noktasında gerilme izi öyle bir noktaya gelmiş olacaktır ki boşluk suyu basıncı artışları iyice büyüyecek ve bu nokta aşıldığında gerilme izinin takip ettiği rota değişecek ve hızla göçme çizgisine doğru hareket edecektir (18 ile 19 noktası, Şekil 8.5b). Bu nokta aynı zamanda zeminin başlangıç sıvılaşmasına ulaştığı duruma karşılık gelmektedir. Başlangıç sıvılaşmasına maruz kalan bir numunenin gerilme izinin ulaştığı $\frac{q}{p'}$ değerinde r_u değerinin yaklaşık olarak 0.60 olduğu (Ishihara ve Yasuda,1975) düşünülmektedir. Bu noktanın üzerinde yer aldığı çizgi Şekil 8.5b' den de görüldüğü gibi faz dönüşüm çizgisi (Ishihara,1975) olarak tanımlanmaktadır. Bu çizginin yatayla yaptığı açı ϕ_s sembolü ile gösterilir (Şekil 8.6).



Şekil 8.6 Drenajsız gerilme izi (Ishihara, 1975)

α parametresi faz dönüşüm çizgisi açısı ile göçme çizgisi açısı arasındaki ilişkiyi kurmak için kullanılan bir parametredir. Bu ilişki

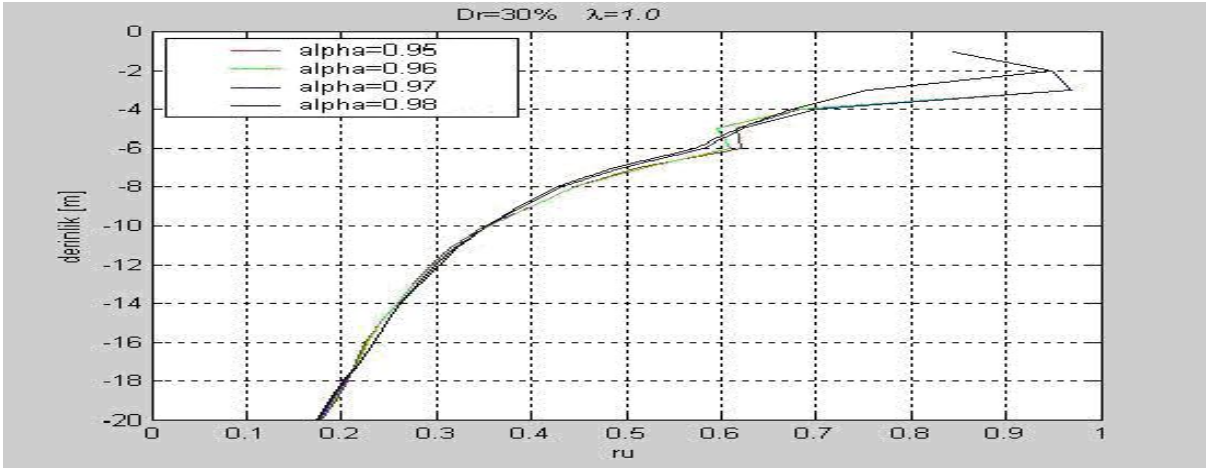
$$\tan \phi_s = \alpha \tan \phi$$

bağıntısı ile gösterilebilir.

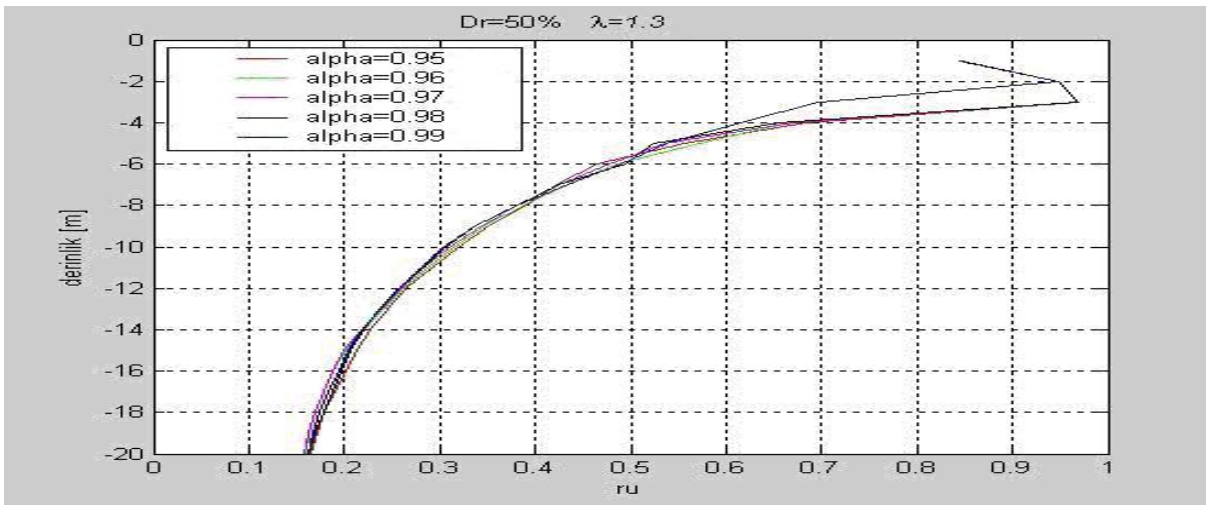
Üç eksenli/basit kesme deneylerinden bu parametre için 0.625 (Ishihara ve Towhata 1980) değerinin alınabileceğine dair çalışmalar olmakla birlikte, örneğin Yusa Yusa programında (Yoshida ve Towhata, 1997) 0.875 alınmış, Dikmen (1981) ise α parametresi için 0.95-0.98 aralığının kullanılabilirliğini belirtmiştir.

Bu tez çalışmasında LASSIII programının kullanılması ile elde edilecek analizlerde kullanılacak değer belirlenebilmesi amacıyla permeabilite ve λ değeri sabit tutularak farklı sıklıktaki kum tabakaları için aynı deprem hareketi etkisinde derinlik boyunca maksimum artık boşluk suyu basıncı oranları ($r_{u_{\max}}$) değişimi üzerinde α parametresinin etkisi araştırılmıştır. Yeraltı su seviyesinin zemin yüzünde varsayıldığı durum için ve bir doğrultuda yatay deprem hareketinin ($a_{\max}=0.30g$) etkisi altında elde edilen sonuçlar Şekil 8.7 ve Şekil 8.8'de sunulmuştur. Şekil 8.7 ve Şekil 8.8'deki grafiklerden de görülebileceği gibi düşük geçirgenliğe sahip ($k=10^{-6}$ m/sn) kum zeminde artık boşluk suyu basıncı oranı (r_u)=0.5-0.6 (sıvılaşma başlangıcı) değerlerine ulaşmaya kadar kullanılan α parametresinin değeri sonuçları etkilememekte iken, daha yüksek geçirgenliğe sahip ($k=10^{-4}$ m/sn) orta sıkı ve özellikle sıkı kumlarda daha düşük r_u değerlerinden itibaren α değeri sonuçları etkilemektedir.

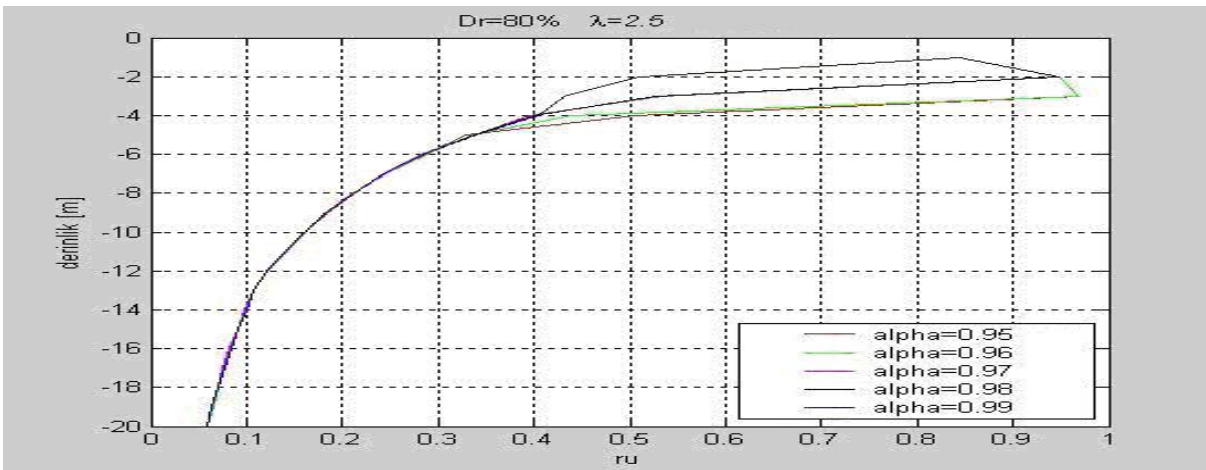
Bu parametrik çalışmanın sonucunda α parametresinin gevşek zemin için 0.95, orta sıkı zemin için 0.97 ve sıkı kum için 0.99 alınmasının uygun olacağı sonucuna varılmıştır.



(a)

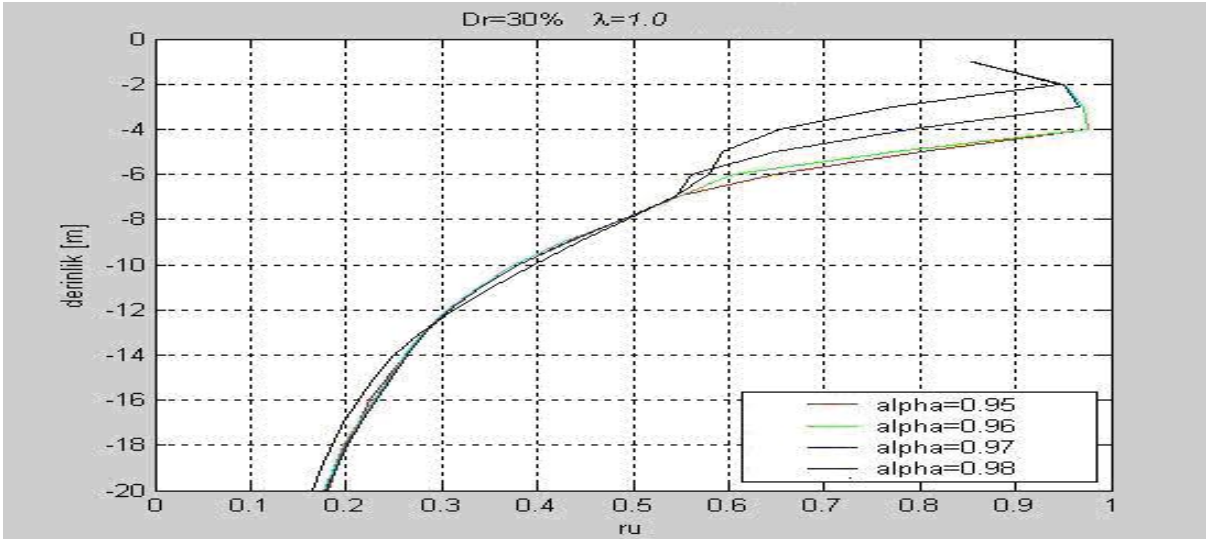


(b)

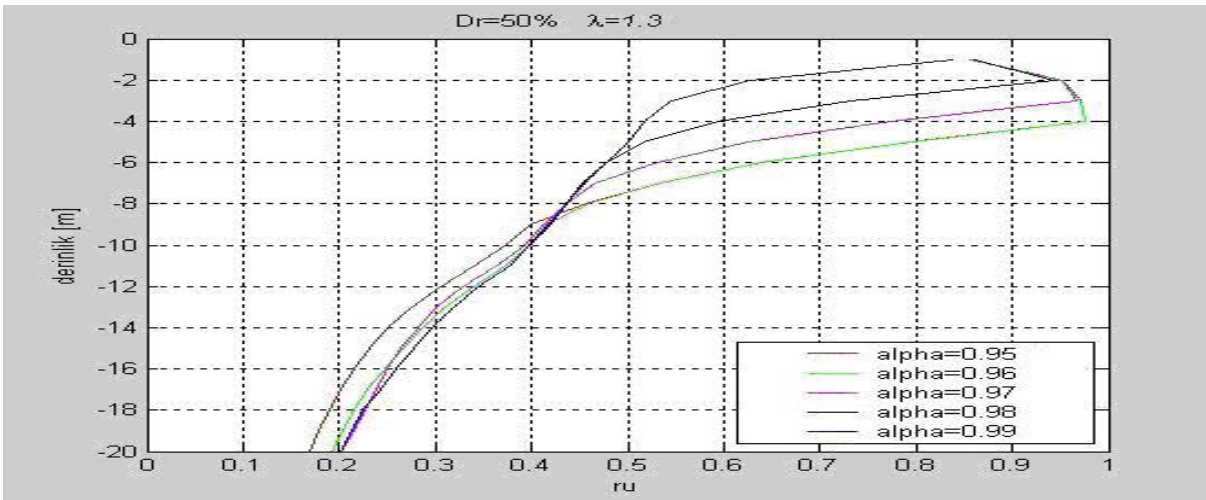


(c)

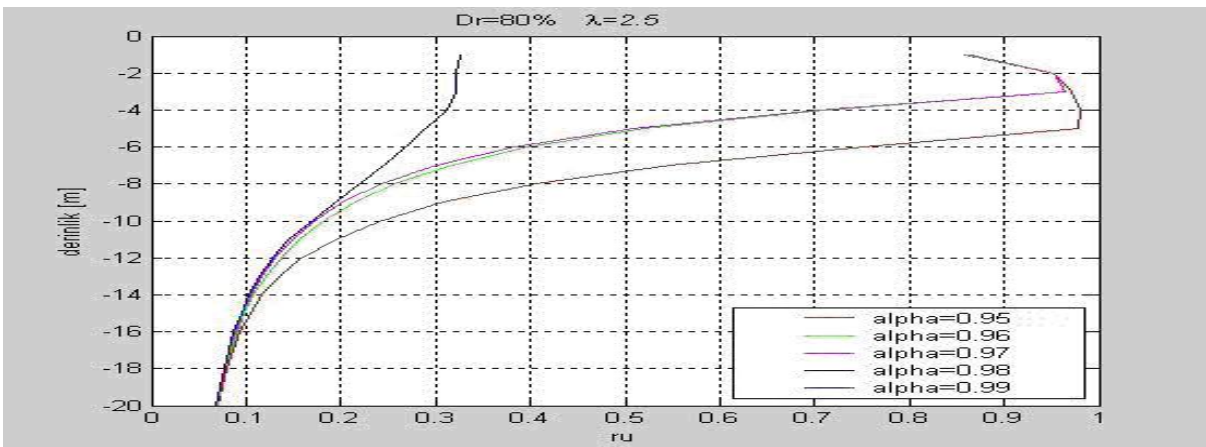
Şekil 8.7 Farklı α değerleri için $r_{u(max)}$ -derinlik ilişkisi ($k=10^{-6}$ m/sn): (a) Gevşek kum (b) orta sıkı kum (c) sıkı kum



(a)



(b)

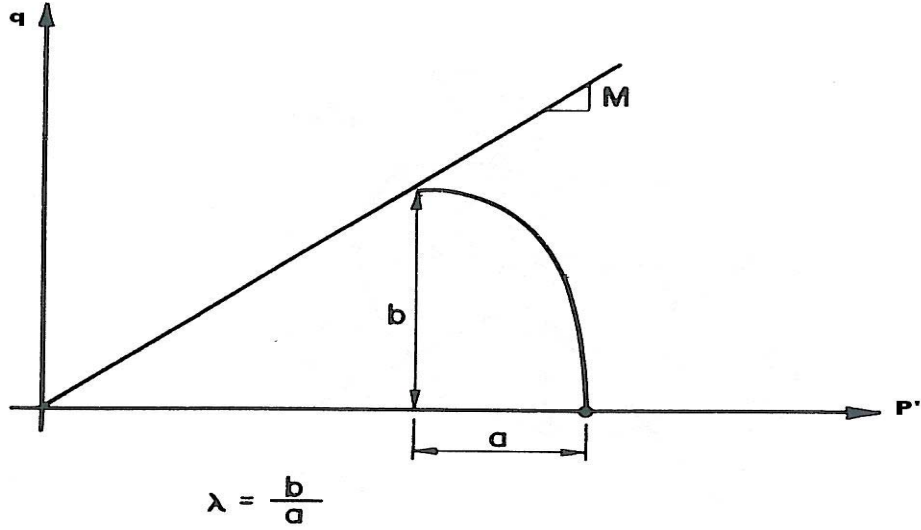


(c)

Şekil 8.8 Farklı α değerleri için $r_{u(\max)}$ -derinlik ilişkisi ($k=10^{-4}$ m/sn): (a) Gevşek kum (b) orta sıkı kum (c) sıkı kum

8.5.2 λ Parametresi

Boşluk suyu basıncı parametresi olarak tanımlanabilecek olan bu parametre zeminin drenajsız şartlar altında göstereceği gerilme izi yardımı ile bulunmaktadır (Şekil 8.9)

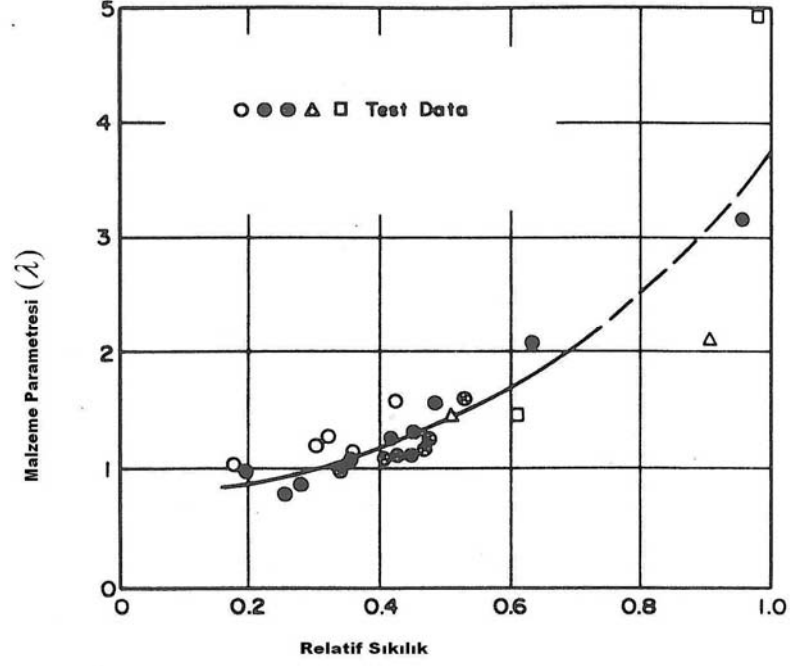


Şekil 8.9 Drenajsız gerilme izi (Ghaboussi ve Dikmen, 1979)

$q - p'$ düzleminde bu parametre

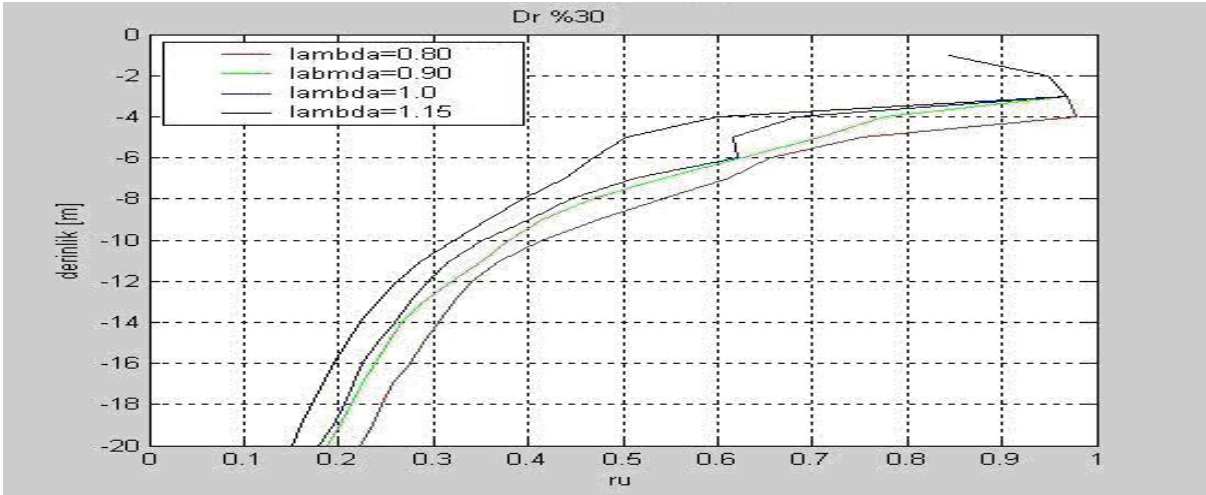
$$\lambda = \frac{p_f'}{p_0' - p_f'} \tan \phi = \frac{b}{a}$$

bağıntısı ile belirlenebilir. λ parametresinin sıklık derecesi ile ilişkisi (Ghaboussi ve Dikmen, 1979) ise aşağıdaki grafik yardımıyla sunulmuştur.

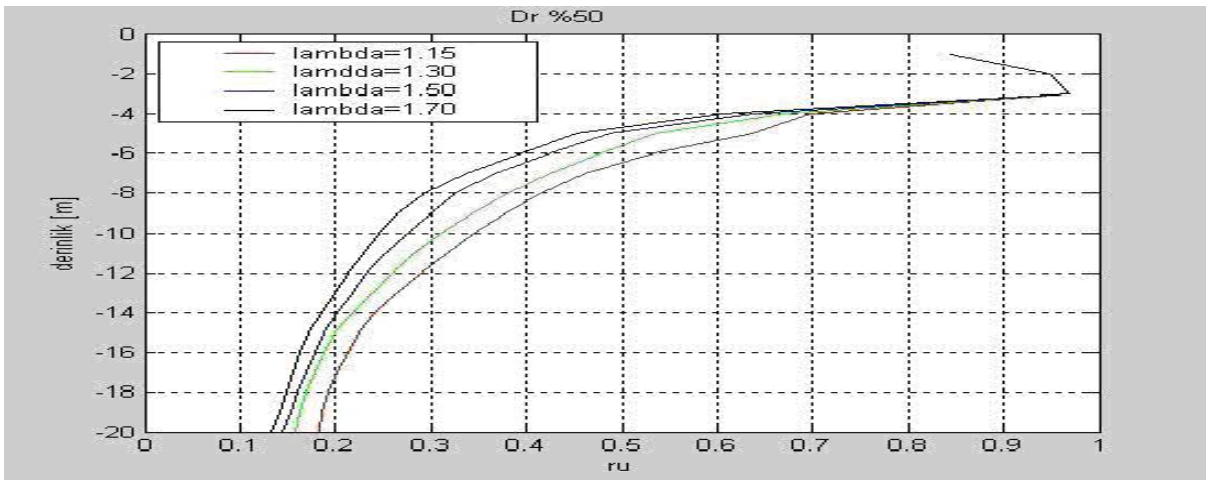


Şekil 8.10 Boşluk suyu basıncı parametresinin sıklık derecesi ile ilişkisi
(Ghaboussi ve Dikmen, 1979)

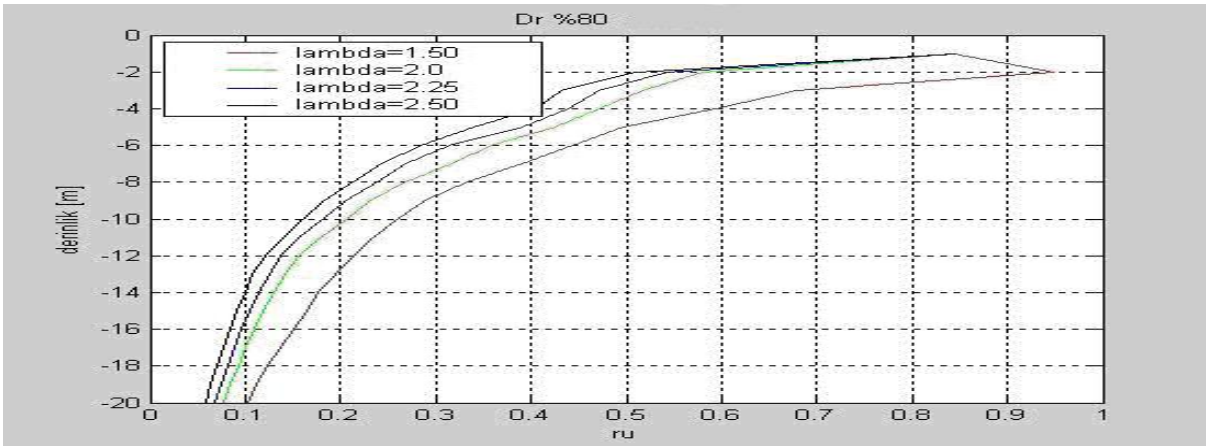
Boşluk suyu basıncı parametresinin sonuçlar üzerindeki etkisini araştırmak amacı ile farklı sıklık derecesi ve permeabilite değerlerine sahip kum zemin için λ değerleri belirli aralıklarda değiştirilerek parametrik bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Maksimum artık boşluk suyu basıncı değerlerinin ($r_{u_{max}}$) aynı deprem hareketi etkisinde hesaplanan derinlikle değişimine örnek olarak, permeabilite katsayısı $k=10^{-6}$ m/sn olan gevşek, orta sıkı ve sıkı kum zeminde elde olunan sonuçlar sırası ile Şekil 8.11a, Şekil 8.11b ve Şekil 8.11c'de gösterilmiştir. Bu parametrik çalışmada farklı sıklıklardaki zemin için λ değerleri seçiminde Şekil 8.10 ışık tutmuştur. Bu araştırmalar sonunda, λ değeri olarak gevşek, orta sıkı ve sıkı kum için sırası ile 1.0, 1.3 ve 2.5 değerlerinin kullanılmasının uygun olacağına karar verilmiştir. Analizlerde tek yatay doğrultuda kullanılan maksimum ivme değeri (a_{max}) 0.30g ve yeraltı su seviyesi zemin yüzünde kabul edilmiştir.



(a)



(b)



(c)

Şekil 8.11 Farklı λ değerlerinin artık bsb oranı üzerindeki etkisinin değişimi ($k=10^{-6}$ m/sn)

8.6 Sıkılık Derecesinin ve Permeabilitenin Etkisi

Kum zeminlerin mühendislik davranışı üzerinde en önemli etken olan sıkılık derecesinin sıvılaşma oluşumu üzerinde etkisini incelemek amacıyla üç farklı sıkılıkta zemin üzerinde, yeraltı su seviyesi zemin yüzünde kabul edilerek ve tek doğrultuda deprem yatay bileşeni ($a_{\max} = 0.30g$) kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir.

Gevşek zemin için $D_r = \%30$, orta sıkı kum için $D_r = \%50$, ve sıkı kum için $D_r = \%80$ kabul edilmiştir. Kum zeminler için maksimum boşluk oranı değeri 1.0 ve minimum boşluk oranı değeri 0.5 alınarak her üç durum için analizlerde kullanılacak boşluk oranı değeri

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_n}{e_{\max} - e_{\min}}$$

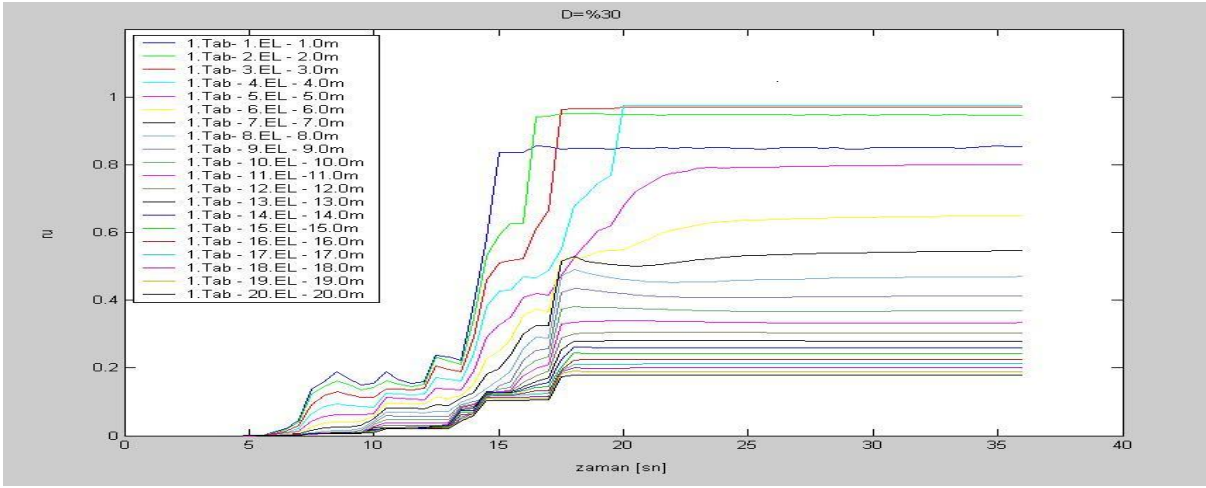
ile elde edilmiştir. Buna göre gevşek zemin için boşluk oranı 0.85, orta sıkı zemin için 0.75 ve sıkı kum için 0.60 olarak bulunmuştur. Analizler için kullanılması gereken içsel sürtünme açısı değerleri ise

$$\phi = 28 + 0.15D_r \text{ (Meyerhof,1969)}$$

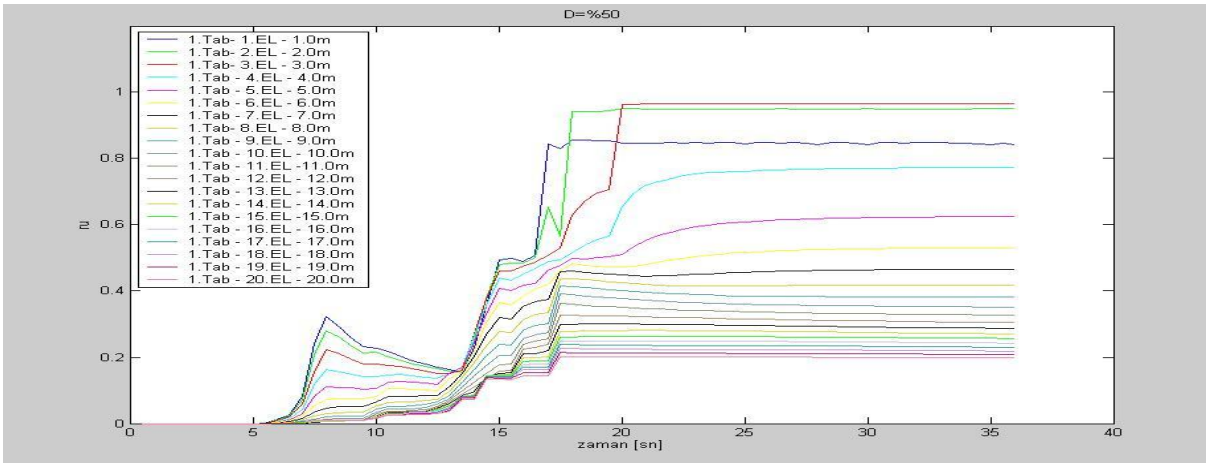
bağıntısından faydalanılarak gevşek kum için $\phi = 30^\circ$, orta sıkı kum için $\phi = 35^\circ$ ve sıkı kum için $\phi = 40^\circ$ olarak seçilmiştir. Aynı deprem hareketi etkisinde aynı permeabiliteye sahip üç farklı sıkılıktaki kum zeminde boşluk suyu basıncı oluşumunun gösterildiği Şekil 8.12a, Şekil 8.12b ve Şekil 8.12c'deki grafiklerden değişik derinliklerdeki boşluk suyu basıncı oluşumunun sıkılık derecesinden çok etkilendiği görülmektedir.

Zeminin geçirgenliğinin sıvılaşma oluşumu üzerinde etkisini inceleyebilmek amacıyla aynı deprem hareketi etkisinde ve üç farklı sıkılıktaki kum zeminler için 10^{-2} m/sn, 10^{-4} m/sn ve 10^{-6} m/sn olmak üzere üç farklı permeabilite katsayısı kullanılmıştır. Üç farklı sıkılıktaki kumlarda üç değişik permeabilite değeri için derinlik boyunca elde edilen $r_{u(\max)}$ değerleri Şekil 8.13a-c'de gösterilmiştir.

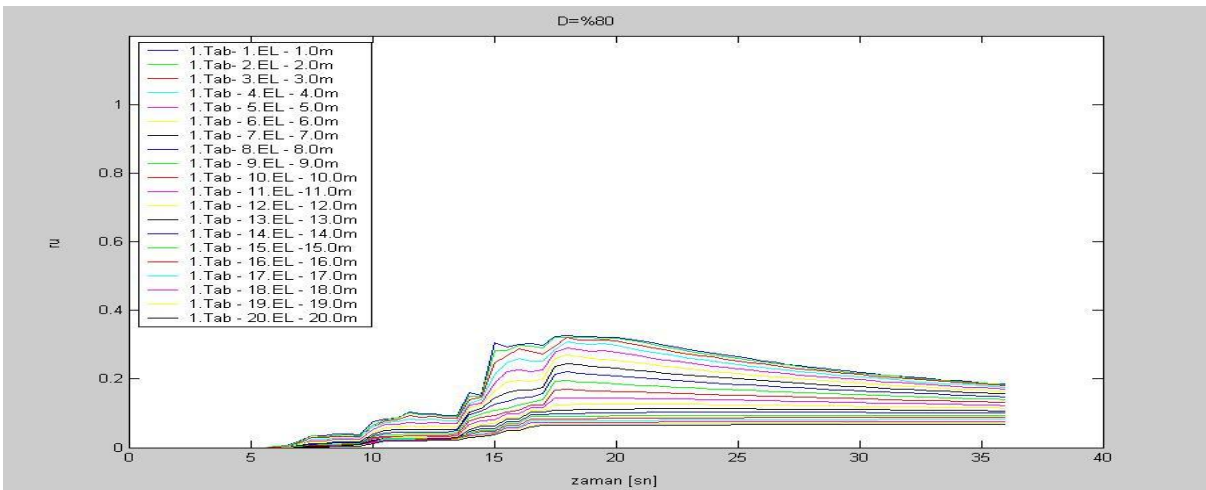
Şekil 8.13'deki eğrilerin incelenmesinden permeabilitenin depremler sırasında zeminde oluşan boşluk suyu basınçları üzerinde büyük etkisi olduğu görülmektedir. Yüksek geçirgenliğe ($k=10^{-2}$ m/sn) sahip zeminde beklenildiği gibi sıkılık derecesinden bağımsız olarak yüksek boşluk suyu basınçları oluşmamakta, fakat 10^{-4} m/sn veya daha düşük (10^{-6} m/sn) permeabilite değerlerinde birbirine yakın davranış gözlenmektedir.



(a)

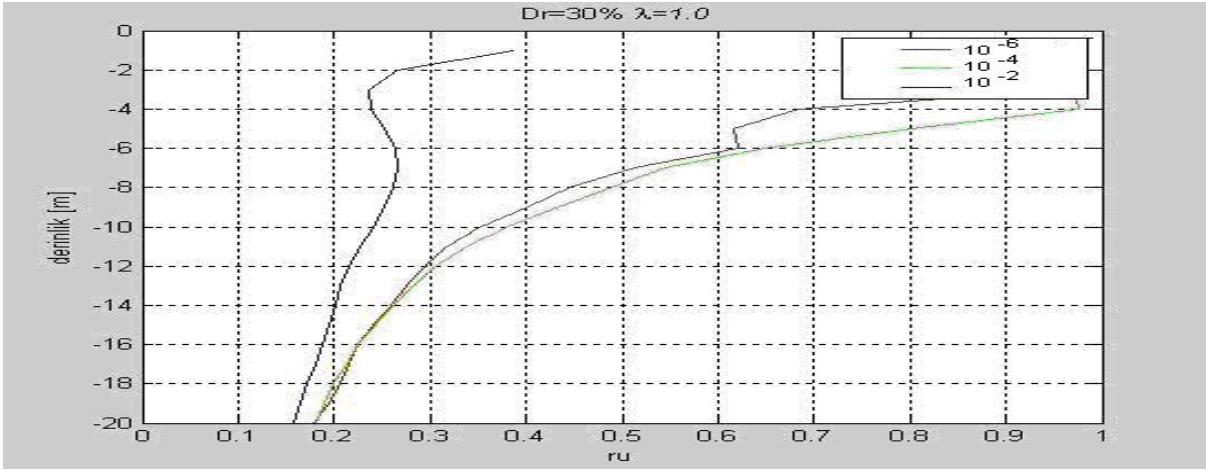


(b)

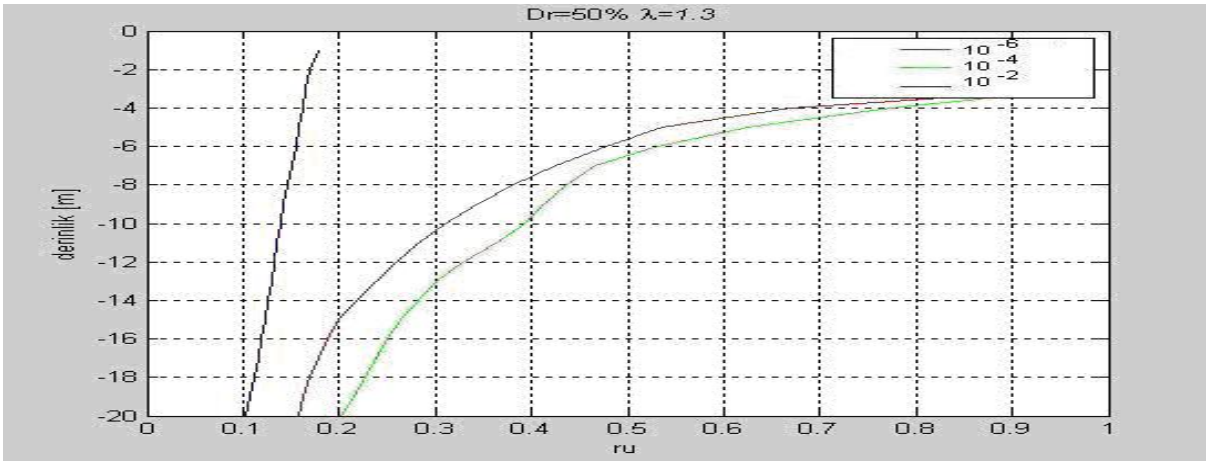


(c)

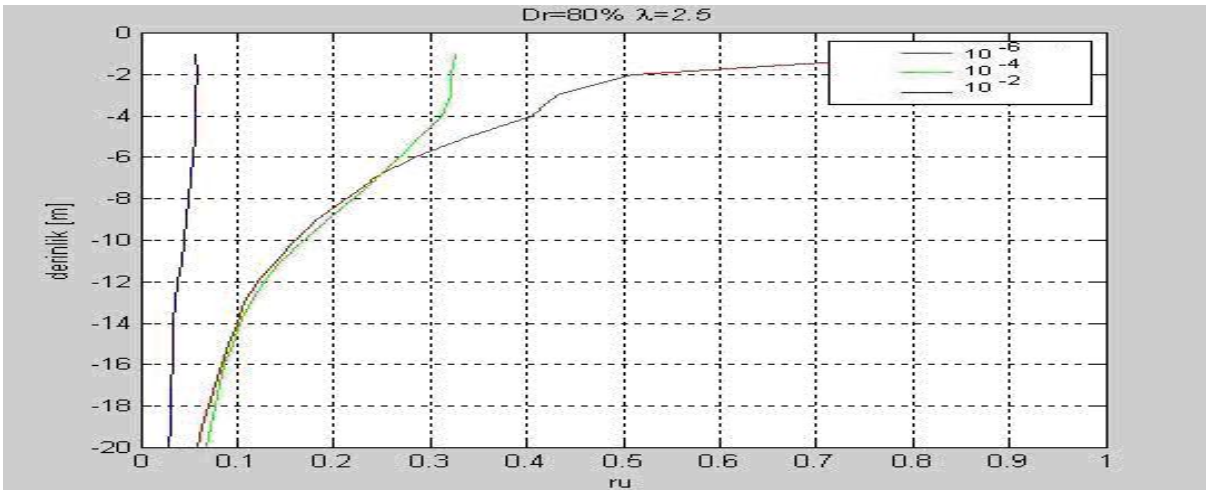
Şekil 8.12 Artık bsb oranının (r_u) üç farklı sıklık derecesine sahip kumda zamanla değişimi



(a)



(b)



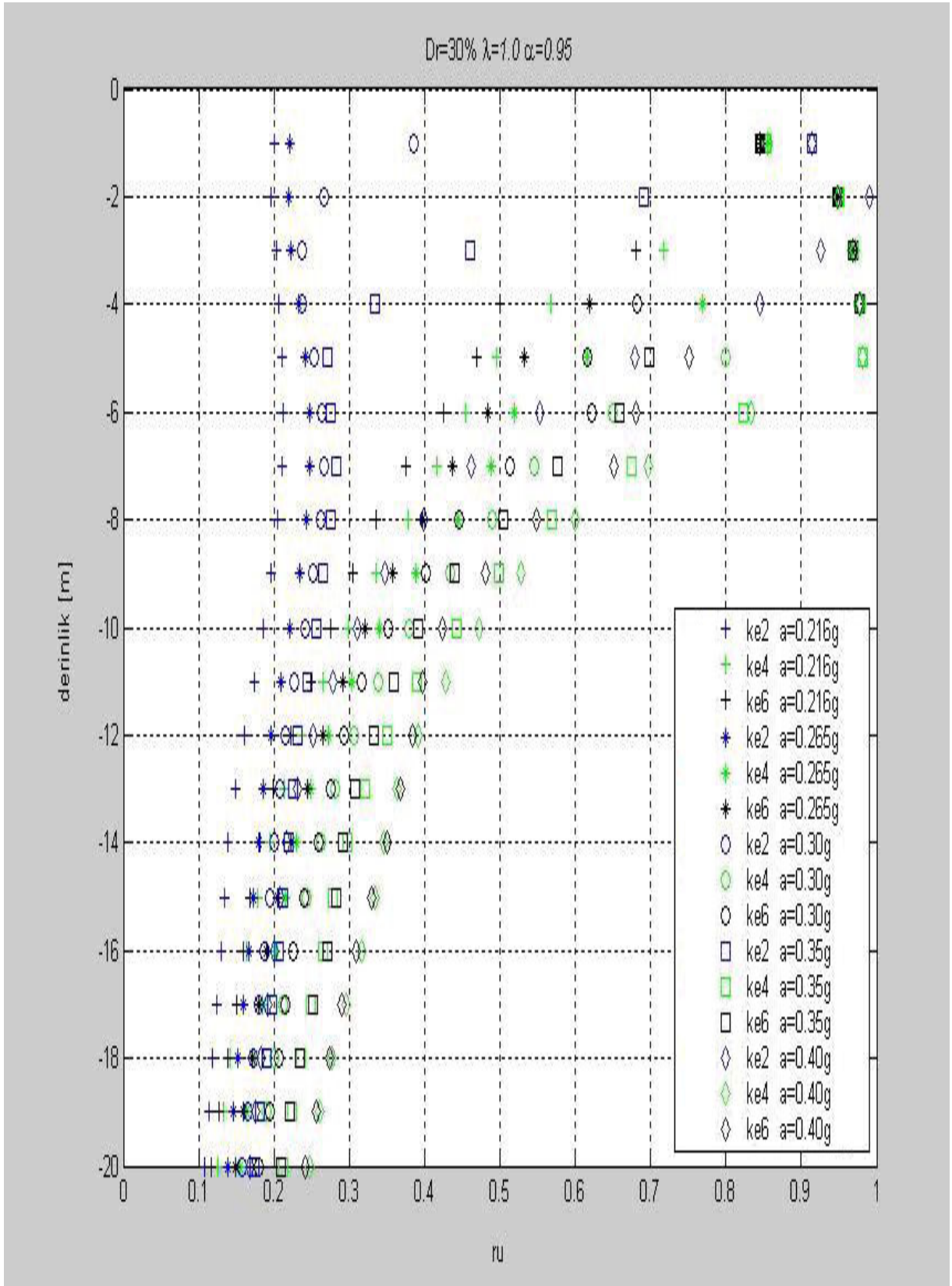
(c)

Şekil 8.13 Permeabilite katsayısı değişiminin artık bsb oranı üzerindeki etkisi

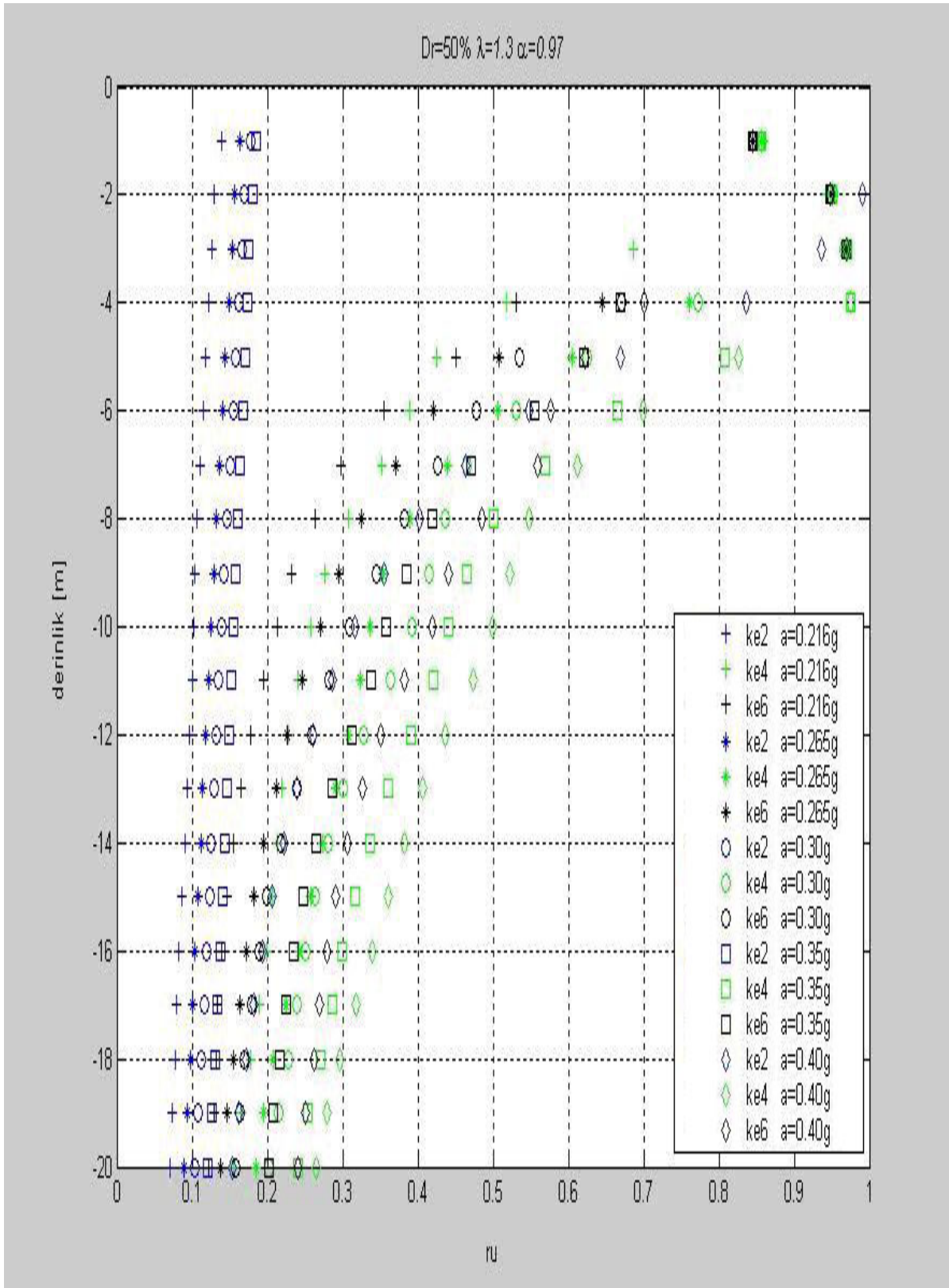
Depremler sırasında zeminlerde oluşan boşluk suyu basınçlarının etkiyen sarsıntı şiddetine bağımlı olduğu bilinmektedir. Sarsıntı şiddetinin etkisini incelemek amacı ile, aynı deprem kaydı, maksimum ivmesi 0.265g, 0.30g, 0.35g ve 0.40g olacak şekilde büyütülerek analizlerde kullanılmıştır.

Şekil 8.14, Şekil 8.15 ve Şekil 8.16'da sırası ile gevşek, orta sıkı ve sıkı yerleşimde farklı şiddetteki yer hareketleri etkisinde farklı permeabiliteye sahip kum zeminde derinlik boyunca hesaplanan maksimum boşluk suyu basıncı oranı $r_{u(max)}$ değerleri gösterilmiştir. Bu şekillerdeki sonuçların incelenmesinden, $k=10^{-2}$ m/sn olan zeminlerde, sıklık derecesi ve sarsıntı şiddetinden bağımsız olarak önemli oranda boşluk suyu basıncı artışları olmadığı, permeabilitesi 10^{-4} m/sn ve 10^{-6} m/sn olan zeminlerde ise bütün sıklık derecelerinde, sarsıntı şiddeti arttıkça oluşan boşluk suyu basınçlarının arttığı görülmektedir.

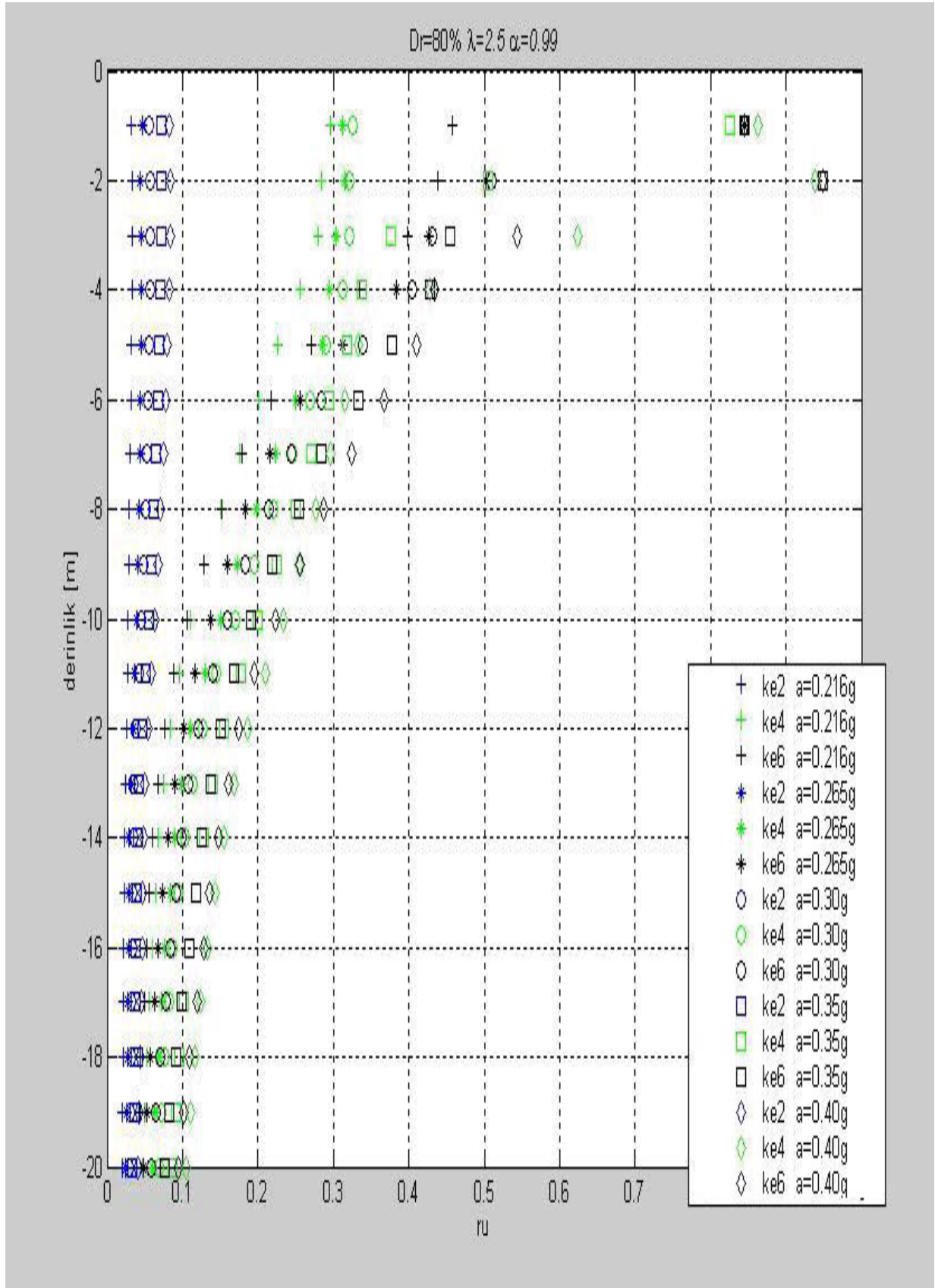
Şekil 8.17a,b ve c'de aynı permeabilite değerine sahip farklı sıklıkta (sırası ile gevşek, orta ve sıkı) kum zeminde sarsıntı şiddetine bağlı olarak derinlik boyunca oluşan boşluk suyu basıncı artışları, Şekil 8.18a, b ve c'de ise üç farklı permeabiliteye (sırası ile $k=10^{-2}$ m/sn, 10^{-4} m/sn ve 10^{-6} m/sn) sahip zeminde aynı deprem hareketi etkisinde ($a_{max}=0.30g$) farklı sıklıkta oluşan artık boşluk suyu basıncı oranlarının maksimum değerinin derinlikle değişimi gösterilmiştir. Şekil 8.17'deki eğrilerden sıklık derecesi ve sarsıntı şiddetinin etkisi açık olarak görülürken, Şekil 8.18'deki eğrilerden permeabilite ve sıklık derecesinin etkisi açık olarak görülmektedir. Genel olarak Şekil 8.12-Şekil 8.18'deki gösterilen analiz sonuçlarında ortaya çıkan eğilimlerin, beklenenlerle uyumlu olduğu görülmektedir.



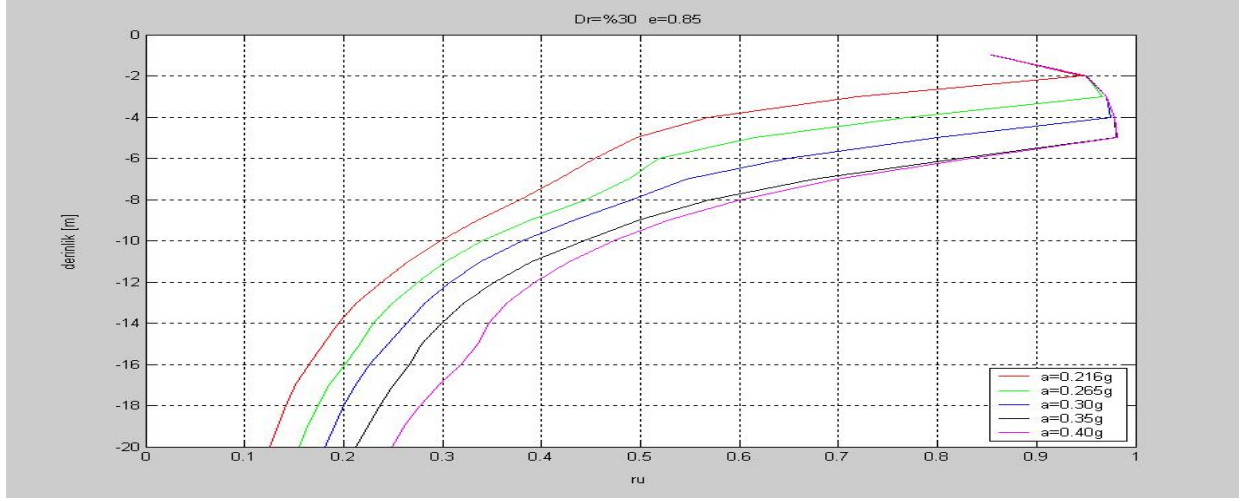
Şekil 8.14 Gevşek yerleşimli ($D_r = \%30$) kum tabakada farklı maksimum ivme ve farklı permeabilite değerleri için artık bsb oranının derinlikle değişimi



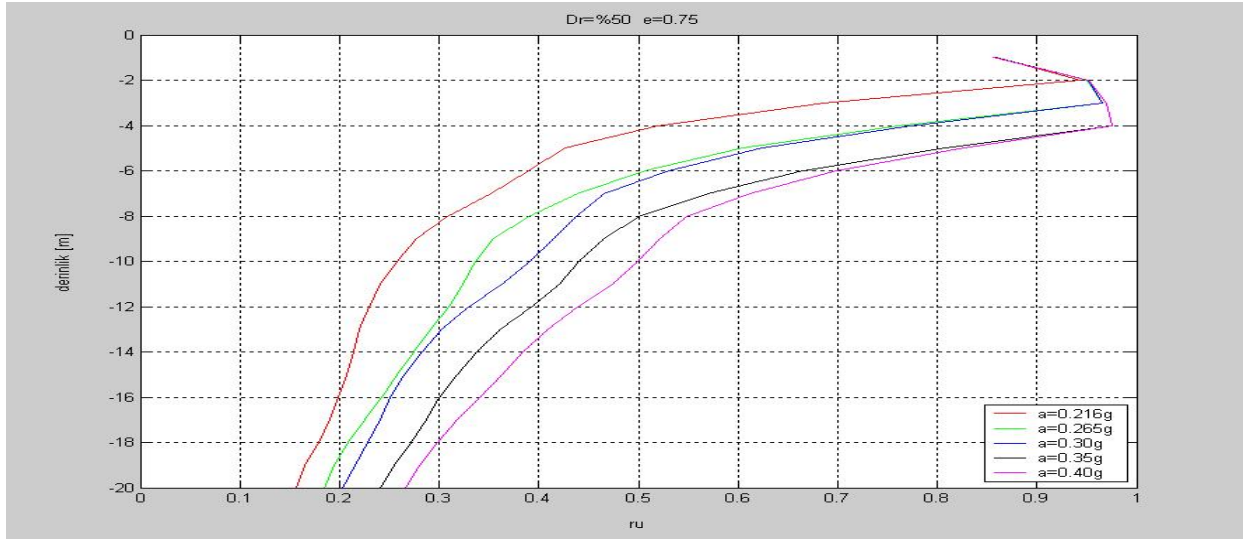
Şekil 8.15 Orta sıkı yerleşimli ($D_r = \%50$) kum tabakada farklı maksimum ivme ve farklı permeabilite değerleri için artık bsb oranının derinlikle değişimi



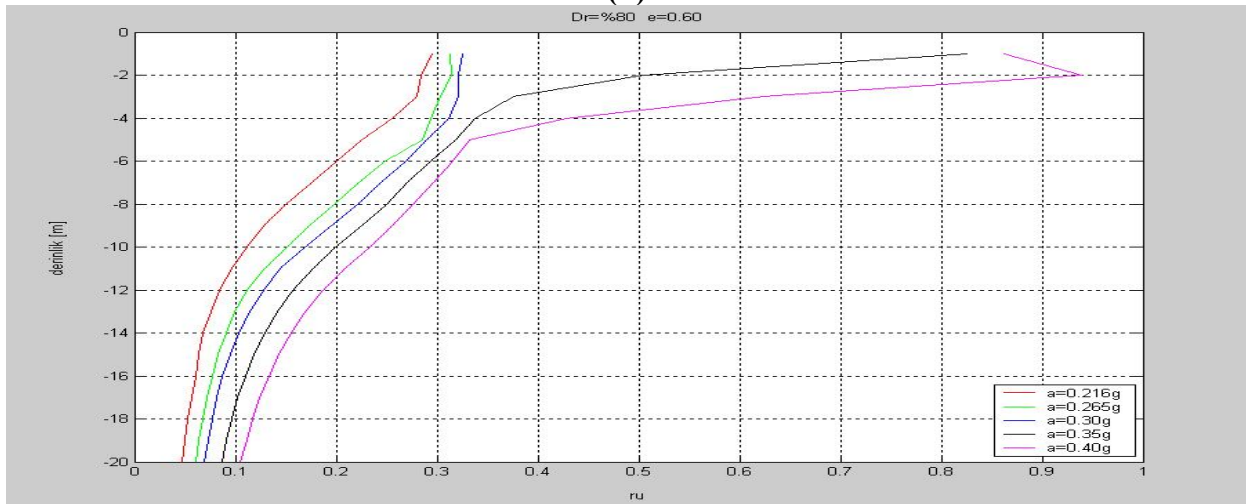
Şekil 8.16 Sıkı yerleşimli ($D_r = \%80$) kum tabakada farklı maksimum ivme ve farklı permeabilite değerleri için artık bsb oranının derinlikle değişimi



(a)

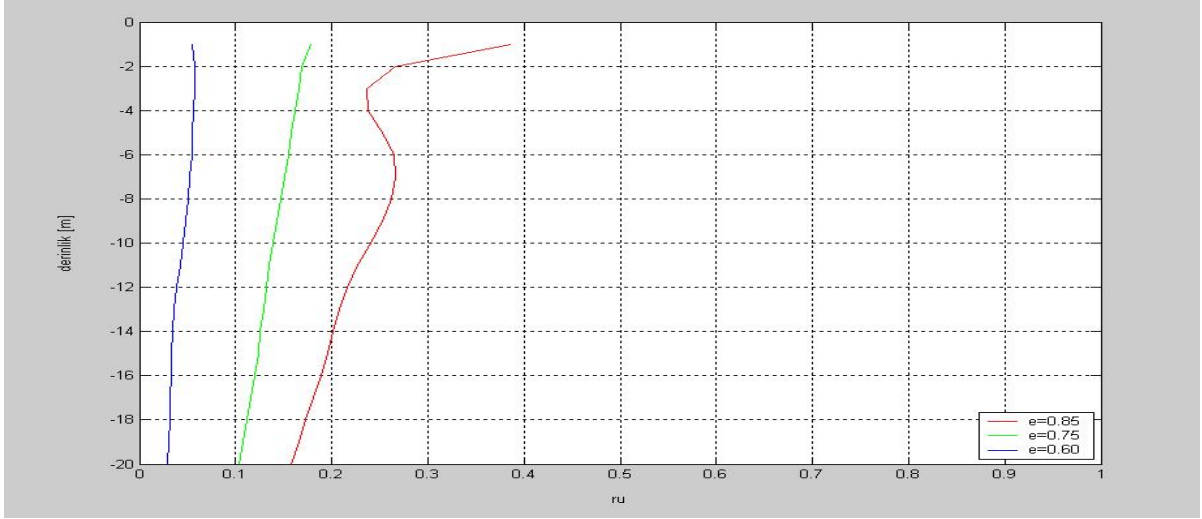
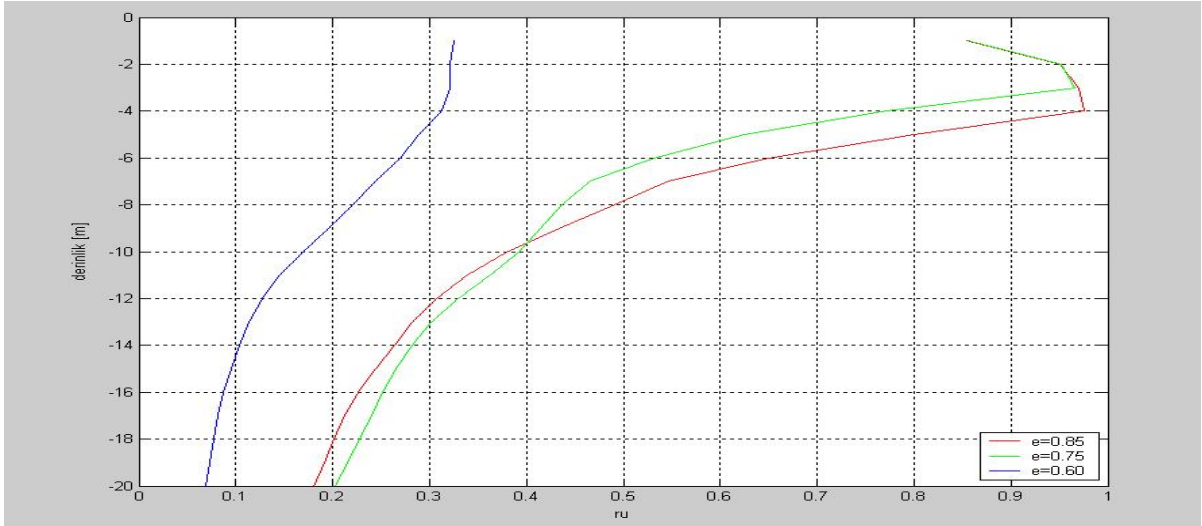
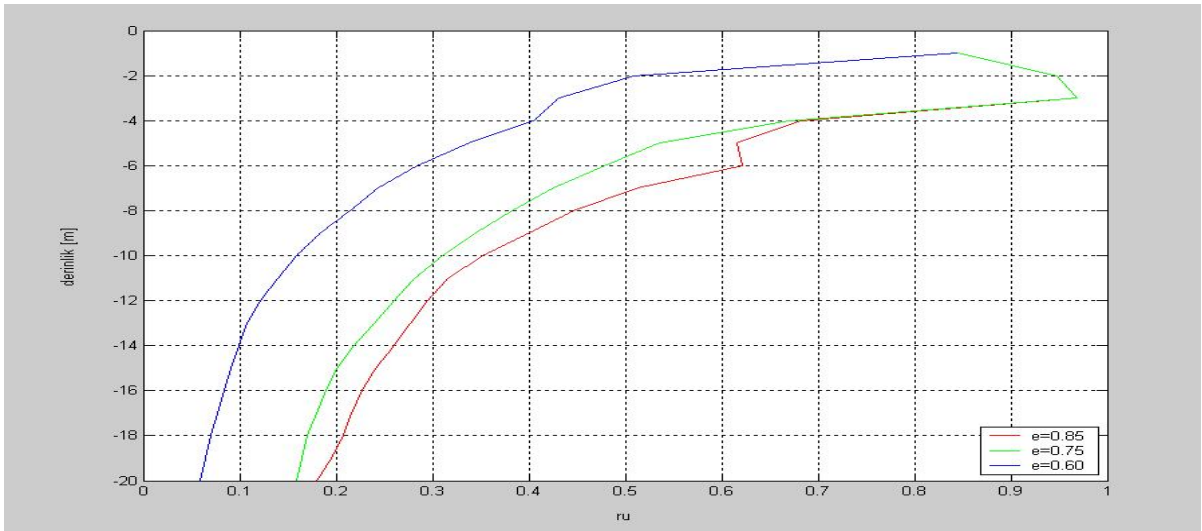


(b)



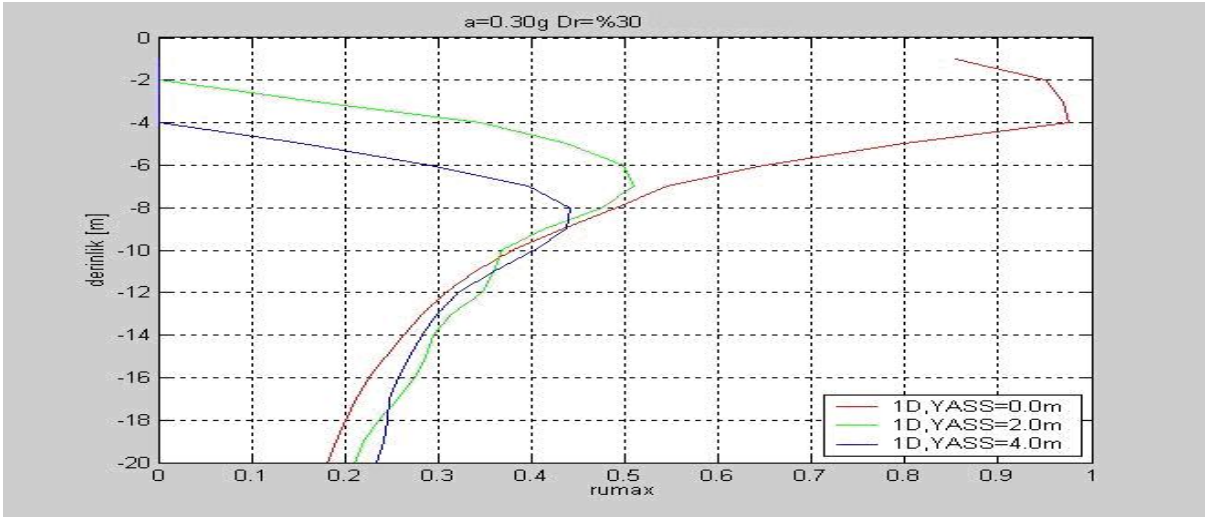
(c)

Şekil 8.17 Sıkılık derecesi ve sarsıntı şiddetinin bsb artışı üzerindeki etkisi ($k=10^4 m/sn$)

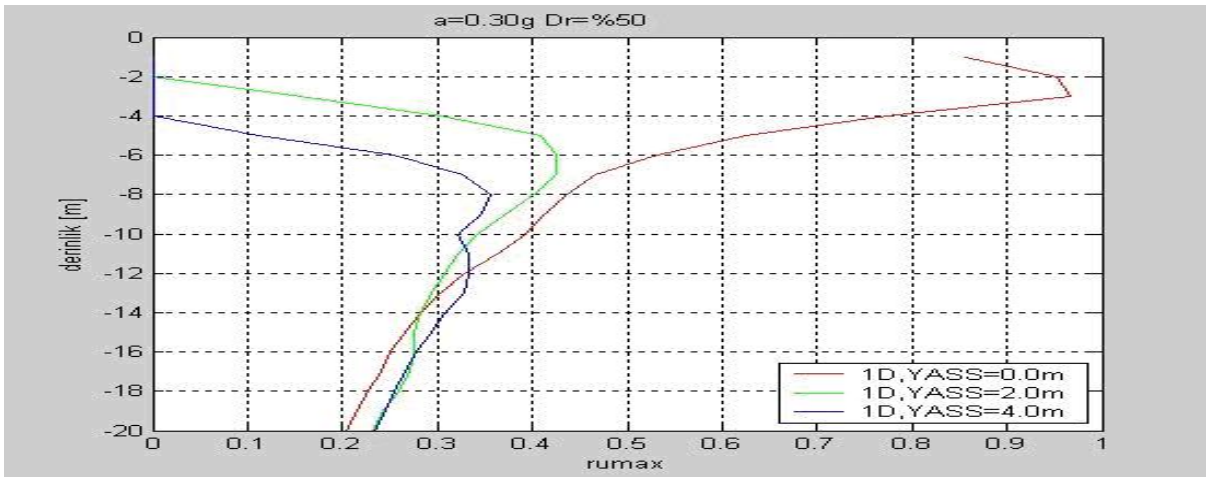
(a) $k = 10^{-2} m/sn$ için(b) $k = 10^{-4} m/sn$ için(c) $k = 10^{-6} m/sn$ içinŞekil 8.18 Sıklık derecesi ve permeabilitenin bsb artışı üzerindeki etkisi ($a_{max} = 0.3g$)

8.7 Yeraltı Su Seviyesinin Etkisi

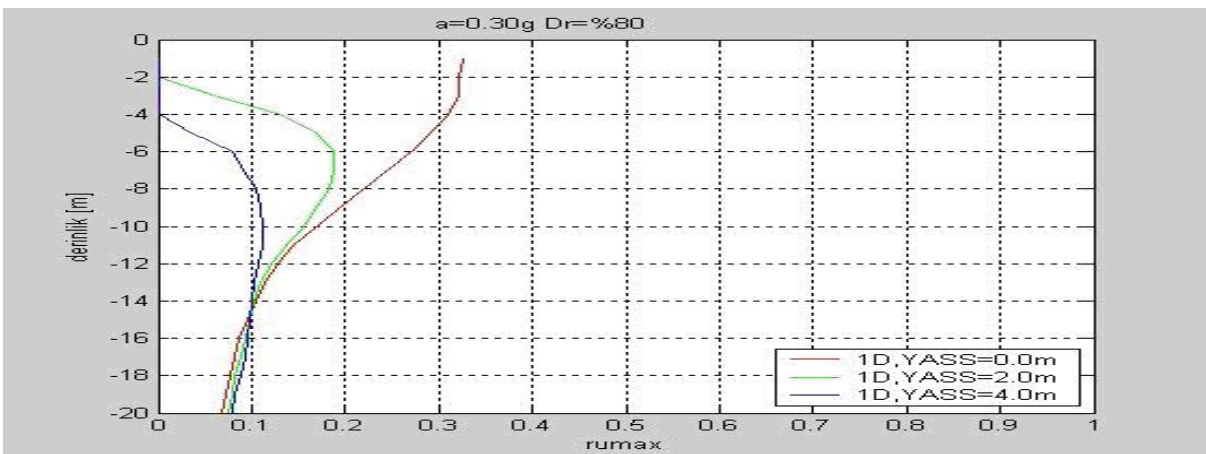
Depremler sırasında kumlu zeminlerde sıvılaşma durumunun ortaya çıkma tehlikesinin arazide yeraltı su seviyesinin (YASS) zemin yüzüne yakın olduğu durumlarda çok daha yüksek olduğu bilinmektedir. Yeraltı su seviyesinin sıvılaşma oluşumu üzerinde etkisini araştırmak amacı ile üç farklı sıklıkta ($D_r = \%30$, $D_r = \%50$, ve $D_r = \%80$) ve bir önceki bölümde sıvılaşma için daha elverişli olduğu gösterilen iki farklı permeabilite katsayısı değerine sahip (10^{-4} m/sn ve 10^{-6} m/sn) kum tabakasının davranışı araştırılmıştır. Analizlerde tek doğrultuda yatay deprem hareketi ($a_{\max} = 0.30g$) etkisi altında, yeraltı su seviyesinin zemin yüzünde ve zemin yüzünden 2.0m ve 4.0m derinliklerde olması durumları gözönüne alınmıştır. Üç farklı sıklıktaki kum zeminler için, zeminin permeabilite katsayısının 10^{-4} m/sn olması ve yeraltı su seviyesi derinliğinin 0.0, 2.0m ve 4.0m olması durumları için derinlik boyunca oluşan maksimum boşluk suyu basıncı oranı, r_{\max} değerleri Şekil 8.19a,b ve c'de gösterilmiştir. Zeminin permeabilite katsayısının 10^{-6} m/sn olması durumunda benzer koşullarda oluşacağı hesaplanan maksimum boşluk suyu basıncı oranı değerlerinin derinlikle değişimi ise Şekil 8.20'de gösterilmiştir. Şekil 8.19 ve Şekil 8.20'de gösterilen analiz sonuçlarından yeraltı su seviyesinin sıvılaşma oluşumu üzerinde büyük etkisi olduğu açık bir şekilde görülmektedir. Gevşek kum için dahi YASS'nin zemin yüzünden 4.0m veya daha derinde olması durumunda $a_{\max} = 0.30g$ olan deprem etkisinde sıvılaşma tehlikesi çok azalmaktadır. Daha yüksek geçirgenliğe sahip zeminde (10^{-4} m/sn) daha belirgin olan bu durum, orta sıkı ve sıkı zeminlerde, YASS'nin zemin yüzünden 2.0m veya daha derinde olması durumunda hesaplarda gözönüne alınan tek doğrultuda yatay deprem etkisinde, $a_{\max} = 0.30g$ veya altında olan depremlerde sıvılaşma tehlikesinin oldukça az olacağını göstermektedir. Depremin her iki yatay bileşeninin etkimesi durumu bir sonraki kısımda incelenecektir.



(a)

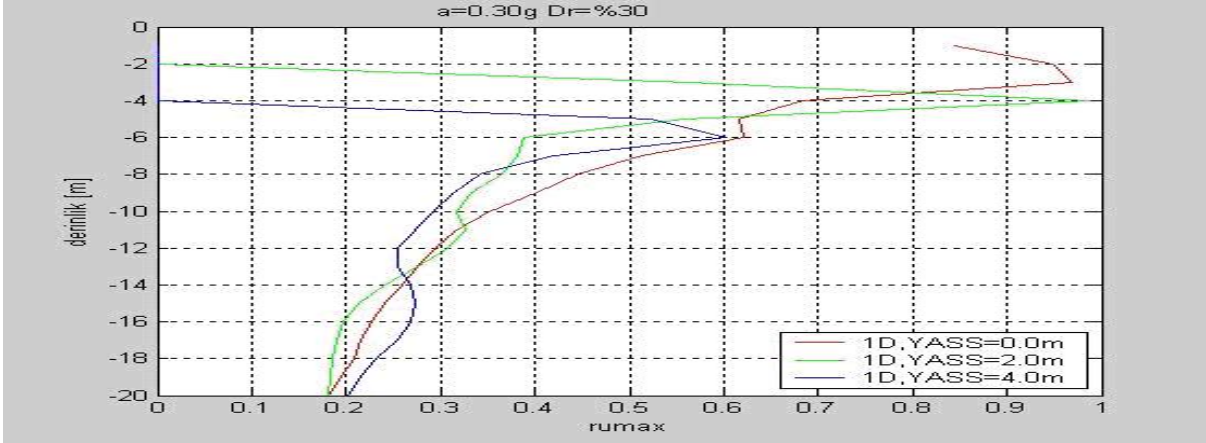


(b)

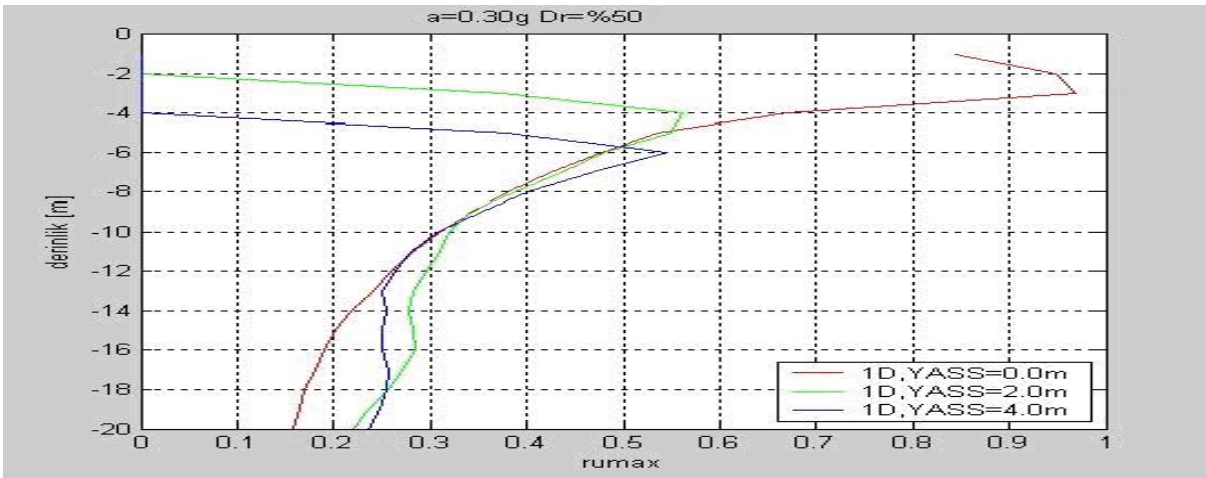


(c)

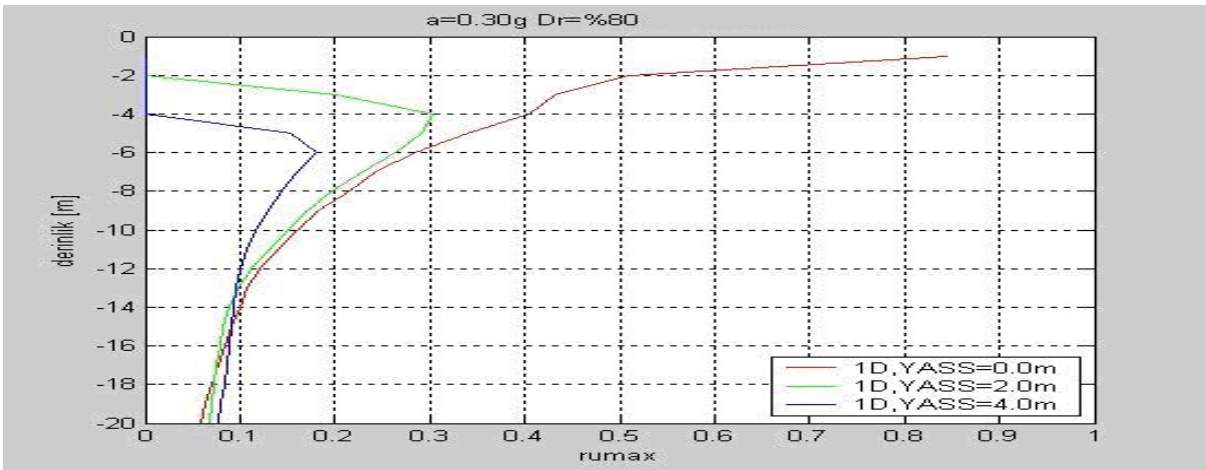
Şekil 8.19 YASS'nin farklı derinliklerde olmasının üç farklı sıklık için artık bsb oranı üzerindeki etkisi ($k = 10^{-4} m/sn$)



(a)



(b)



(c)

Şekil 8.20 YASS'nin farklı derinliklerde olmasının üç farklı sıklık için artık bsb oranı üzerindeki etkisi ($k = 10^{-6} m/sn$)

8.8 İki Doğrultuda Deprem Hareketinin Etkisi

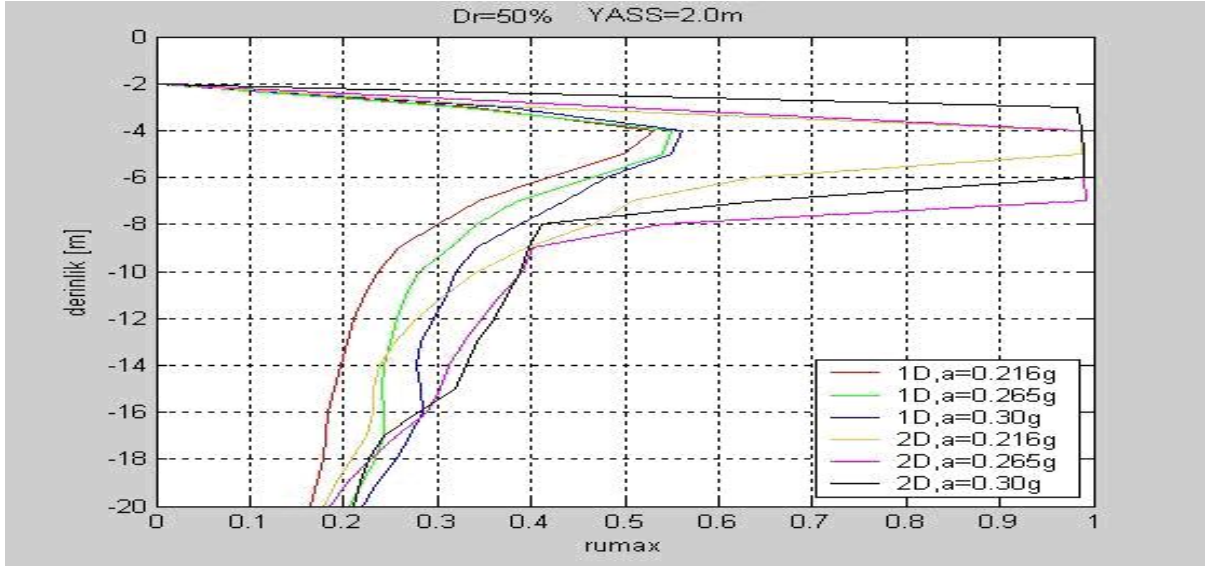
Depremler sırasında üç doğrultuda (iki yatay ve düşey) yer hareketleri oluştuğu bilinmektedir. Sıvılaşma oluşumunun deneysel olarak incelendiği laboratuvar deneylerinde zemin numunelerine çoğunlukla tek doğrultuda tekrarlı yüklemeler uygulanmaktadır. Buna karşın, iki yatay doğrultuda titreşim uygulanan dinamik basit kesme deneylerinde (Ishihara ve Yamazaki,1980; Ishihara ve Nagase, 1988) bu durumun davranış üzerinde etkili olduğu gözlemlenmiştir.

Yatay tabakalanma gösteren bir kum çökeline deprem hareketinin her iki yatay bileşeninin sıvılaşma oluşumu üzerinde etkisini araştırmak amacı ile üç farklı sıklıkta ($D_r = \%30$, $D_r = \%50$, ve $D_r = \%80$) iki farklı permeabilite katsayısı değeri ($k=10^{-4}$ m/sn ve $k=10^{-6}$ m/sn) kullanılarak kum tabakasının davranışı analiz edilmiş ve deprem hareketinin tek yatay bileşeninin etkisinin dikkate alındığı durumlar ile karşılaştırılmıştır. Analizlerde 1999 Arçelik kaydının NS ve EW bileşenleri kullanılmış, kaydedilen deprem hareketi büyütülürken her iki bileşen aynı oranda büyütülmüştür.

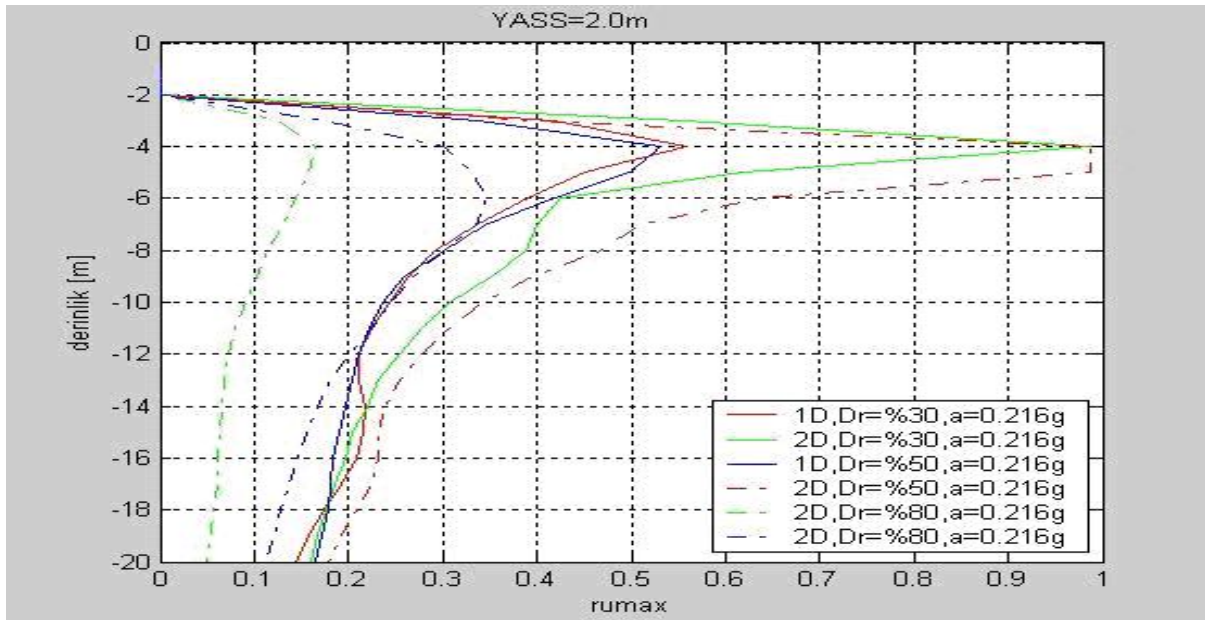
Şekil 8.21'de orta sıkı ($D_r = \%50$) yerleşimde ve permeabilitesi $k=10^{-6}$ m/sn olan kum tabakasında, YASS'nin zemin yüzünden 2.0m derinde olması durumunda, deprem hareketinin tek yatay bileşeninin (NS) ve iki yatay bileşeninin (NS ve EW) gözönüne alındığı analiz sonuçları, üç farklı büyüklükte deprem hareketi için birlikte gösterilmiştir. Bu şekildeki grafiklerin incelenmesinden depremin hareketinin her iki yatay bileşeninin etkisinin birlikte analizlerde gözönüne alınmasının sonuçları büyük ölçüde etkilediği görülmektedir. Analiz sonuçlarına göre hesaplarda kullanılan üç farklı büyüklükte deprem hareketi için (NS $a_{\max} = 0.216g$, $0.265g$ ve $0.30g$ ve sırası ile EW $a_{\max} = 0.136g$, $0.167g$ ve $0.189g$), yalnız tek yatay (NS) bileşenin dikkate alınması durumunda zeminde sıvılaşma durumu ortaya çıkmaz iken, her iki bileşenin gözönüne alınması durumunda depremin büyüklüğüne göre zemin yüzünden 2.0 m'den başlayan ve 5-7m derinliklere kadar ulaşan sıvılaşma durumu ortaya çıkmaktadır.

Şekil 8.22'de ise orijinal Arçelik kaydı (NS $a_{\max} = 0.216g$ ve EW $a_{\max} = 0.136g$) kullanılarak, relatif sıklığı $D_r = \%50$ ve permeabilite katsayısı $k=10^{-6}$ m/sn olan kum zeminde, YASS'nin zemin yüzünden 2.0m derinde olması durumunda oluşacağı hesaplanan maksimum boşluk suyu basıncı oranı ($r_{u(\max)}$) değerlerinin derinlikle değişimi gösterilmiştir. Analiz sonuçları, deprem hareketinin tek yatay bileşeninin etkisi altında, zeminin sıklığının incelenen aralığı

için ($D_r = \%30 - \%80$) sıvılaşma durumunun ortaya çıkmayacağını gösterirken, her iki yatay bileşenin etkisi altında $D_r = \%80$ için sıvılaşma olmayacağını, $D_r = \%50$ için 4.0m ve $D_r = \%30$ için 5.0m derinliğe kadar sıvılaşma durumunun ortaya çıkacağını göstermektedir.

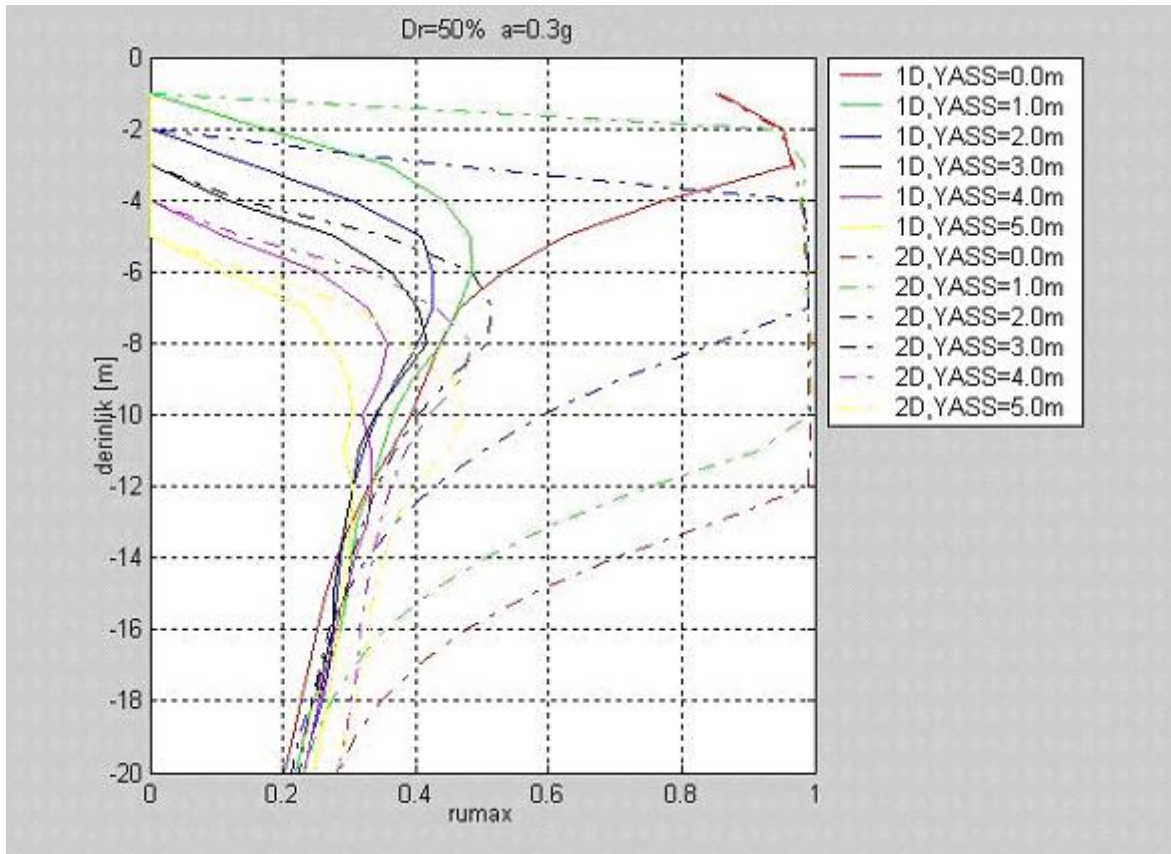


Şekil 8.21 Orta sıkı yerleşimli kum tabakasında üç farklı pik ivmeli deprem hareketi için 1 ve 2 boyutlu analizlerin sonuçları ($k = 10^{-6} m / sn$)



Şekil 8.22 Üç farklı sıklıktaki kum tabakasında 1 ve 2 boyutlu analiz sonuçları ($k = 10^{-6} m / sn$)

Şekil 8.23’de belirli bir oranda büyütülmüş Arçelik kaydı (NS $a_{\max} = 0.30g$ ve EW $a_{\max} = 0.189g$) kullanılarak, $D_r = \%50$, $k = 10^{-4} m/sn$ olan kum tabakasında, YASS’nin zemin yüzünden 0.0-5.0m arasında olması durumları için, deprem hareketinin bir ve iki doğrultudaki yatay bileşenlerinin etkisinin gözönüne alındığı analiz sonuçları karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Şekil 8.23’de gösterilen analiz sonuçları, YASS ile birlikte depremin her iki yatay bileşeninin etkimesinin gözönüne alınmasının beklenebilecek arazi davranışını büyük oranda etkileyeceğini göstermektedir. Bu büyüklükte bir depremde, YASS’nin zemin yüzeyinden 3.0m veya daha aşağıda olması durumunda, analiz sonuçları relatif sıklığı $D_r = \%50$ ve permeabilite katsayısı $k = 10^{-4} m/sn$ olan kum tabakasında sıvılaşma durumunun ortaya çıkmayacağına işaret etmektedir. Buna karşın YASS’nin 0.0, 1.0 ve 2.0m derinliklerde olması durumlarında, zemin yüzünden sırası ile 12.0, 10.0 ve 7.0m derinliklere kadar sıvılaşma beklenebileceği sonucu ortaya çıkmaktadır.

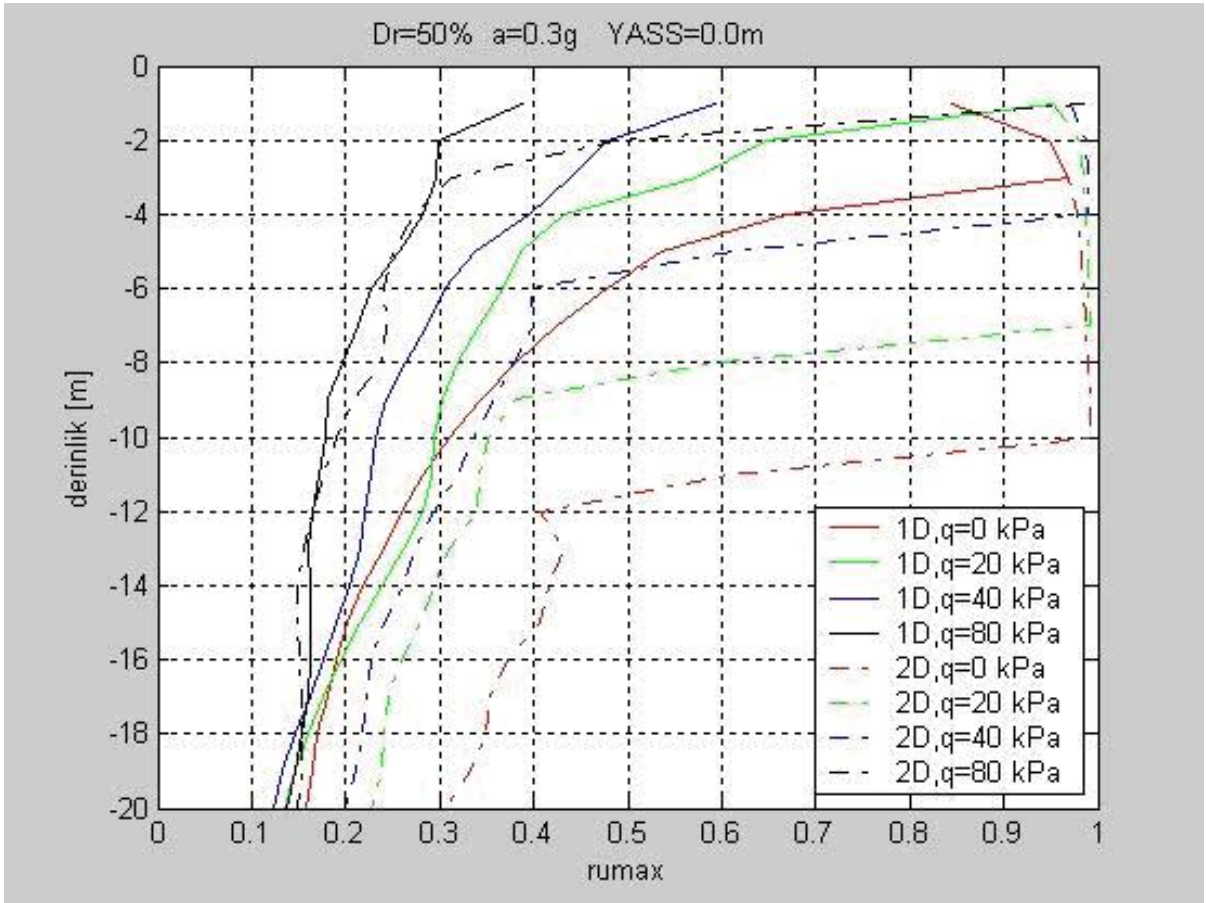


Şekil 8.23 YASS’nin farklı derinliklerde olmasının orta sıkı yerleşimli kum tabakasında 1 ve 2 boyutlu analizlerden elde edilen artık bsb oranı üzerindeki etkisi ($k = 10^{-4} m/sn$)

8.9 Zemin Yüzünde Sürşarj Yükleme Etkisi

Depremler sırasında kumlu zeminlerde sıvılaşma ortaya çıkmasının zemin tabakası içinde etkiyen düşey efektif gerilmeler ile doğrudan ilişkili olduğu bilinmektedir. Geçmiş depremlerde rapor edilen sıvılaşma olaylarının çoğunlukla açık arazide gözlemlenmiş olması, zemin yüzünde sürşarj yükü uygulanan durumlarda bunun sıvılaşma üzerinde etkisinin araştırılmasını ilginç kılmaktadır. Zemin yüzünde uygulanan sürşarj yüklerinin kum tabakalarında sıvılaşma durumu oluşması üzerinde etkilerini araştırmak amacı ile, analizlerde kullanılan örnek zemin profilinde en üstte yer alan 1.0m kalınlığındaki zemin tabakasının birim hacim ağırlığı arttırılarak, 20 kPa, 40 kPa ve 80 kPa sürşarj yüküne eşdeğer düşey efektif gerilme artışları meydana gelmesi sağlanmıştır. Şekil 8.24'de YASS'nin zemin yüzünde olduğu, sıklık derecesi $D_r = \%50$ ve permeabilite katsayısı $k=10^{-6}$ m/sn olan orta sıkı kum tabakası yüzeyinde, üniform sürşarj yükü olarak $q=0, 20, 40$ ve 80 kPa basınç uygulanması durumları için, en büyük yatay ivmesi $a_{max} = 0.30g$ olan deprem hareketinin tek yatay bileşeni ve iki yatay bileşeninin etkisinin dikkate alındığı analiz sonuçları karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir.

Analiz sonuçları, deprem hareketinin sadece bir yatay bileşeninin (NS $a_{max} = 0.30g$) etkisinin gözönüne alınması durumunda sürşarj yükü uygulanmayan durumda 3.0m derinliğe kadar sıvılaşma durumu oluşması beklenebileceğini, 20 kPa sürşarj yükü altında bu derinliğin 1.0m ile sınırlı olacağını, daha yüksek sürşarj yükleri altında sıvılaşma oluşması beklenilmeyeceğini göstermektedir. Diğer taraftan deprem hareketinin her iki yatay bileşeninin etkisi gözönüne alındığında, sürşarj yükü olmayan durumda 10.0m derinliğe kadar sıvılaşma durumu oluşmasının beklenilebileceği, zemin yüzünde $q=20, 40$ ve 80 kPa sürşarj yükleri etkimesi durumlarında sıvılaşma oluşması beklenebilecek zemin yüzünden derinliklerin sırası ile, 7.0, 4.0 ve 1.0m olabileceği gözlemlenmektedir.



Şekil 8.24 Zemin yüzünde uygulanan sürşarj yükünün orta sıkı kum tabakasında oluşan artık bsb oranı üzerindeki etkisi ($k = 10^{-6} m / sn$)

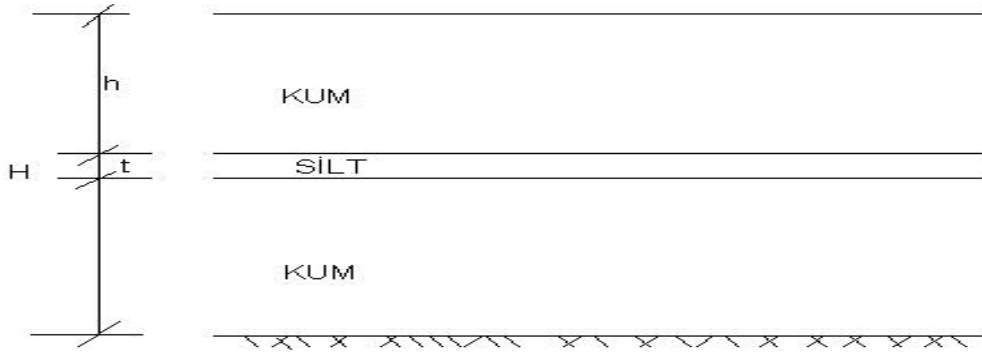
8.10 Zemin Profili İçinde Yer Alan Daha Az Geçirgen Bir Tabakanın Etkisinin İncelenmesi

Arazide kum tabakaları içinde genellikle daha az geçirgen ara tabakalar bulunduğu ve bu durumun sıvılaşma potansiyeli üzerinde etkili olduğu bilinmektedir. Yapılan araştırmalar zemin plastik özellikli silt içeriyorsa zeminin sıvılaşmaya karşı direncinin arttığını (Ishihara,1996), plastik olmayan silt içeriyorsa bu durumun sıvılaşma direncini azalttığını (Erken ve Ansal,1994) göstermektedir.

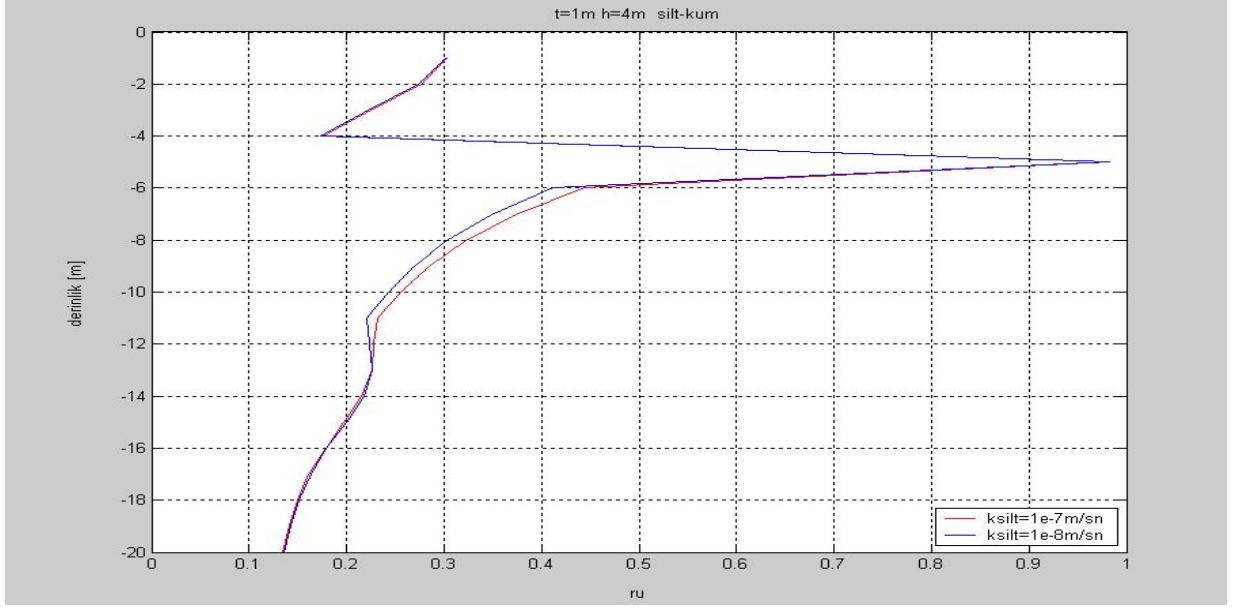
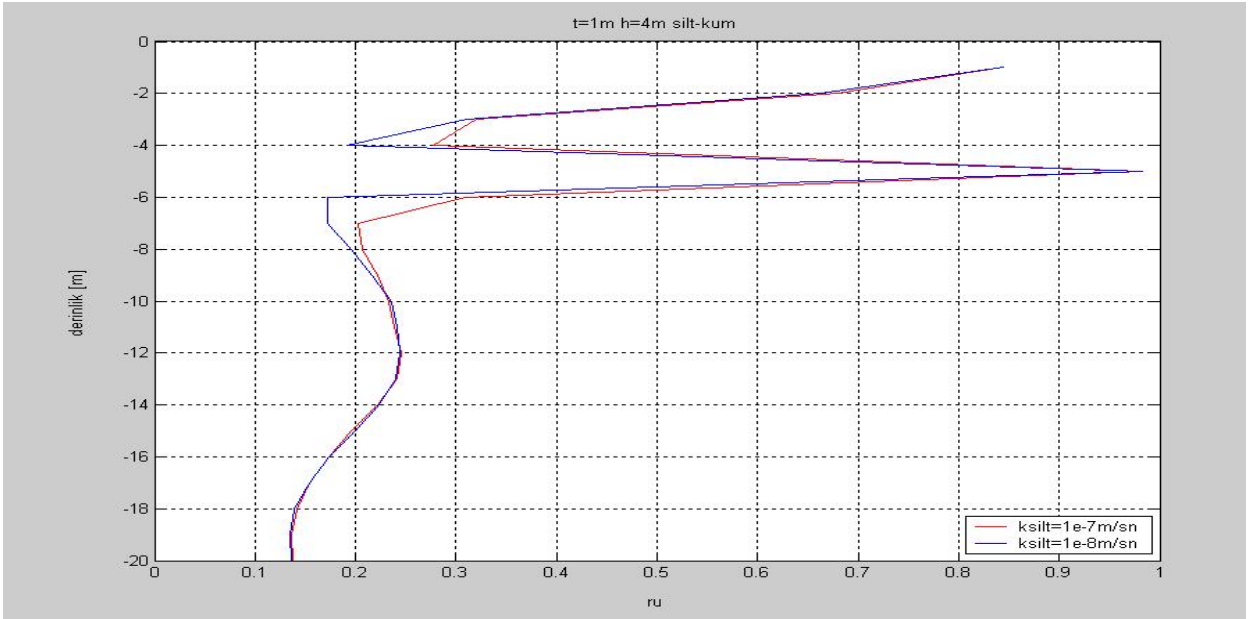
Kum tabakası içerisinde bir silt tabakası bulunması durumu zemin içerisinde daha az geçirimli bir ortama işaret etmektedir. Bu nedenle deprem gibi tekrarlı bir yükleme durumunda boşluk suyunun hareketinin zorlaşacağı ve boşluk suyu basıncı artışlarının yükseleceği beklenilebilir.

Boşluk suyu, enerjisi yüksek olan noktadan düşük olan noktaya doğru gideceğine göre, hareketin yönü zemin yüzeyine doğru olacaktır. Bu hareket sırasında su daha az geçirimli bir tabakaya rastladığında drenaj için gerekli süre uzayacak ve bu da sınılaşmayı arttırıcı bir rol oynayabilecektir. Ayrıca silt tabakasının altında daha yüksek boşluk suyu basıncı değerleri görülme ihtimali oldukça yüksek olup bu iki tabakanın sınır yüzeyinde ince bir su tabakası (su filmi) oluşma ihtimali de mevcuttur. Böyle bir yapı özellikle şevlerde çok ciddi problemlerin ortaya çıkmasına sebep olacaktır.

Bu tez çalışmasında bir silt ara tabakasının varlığının kum tabakasının davranışı üzerindeki etkilerinin araştırılabilmesi amacı ile zemin profili içinde çeşitli derinliklerde (h) silt tabakasının bulunduğu varsayılmış (Şekil 8.25) ve bu tabakanın 1 ve 2 m'lik kalınlıkları (t) için analizler gerçekleştirilmiştir. Silt tabakasının permeabilite katsayısı olarak 10^{-7} ve 10^{-8} m/sn değerleri, kum ortamı için ise 10^{-4} m/sn ve 10^{-6} m/sn değerleri seçilmiştir.



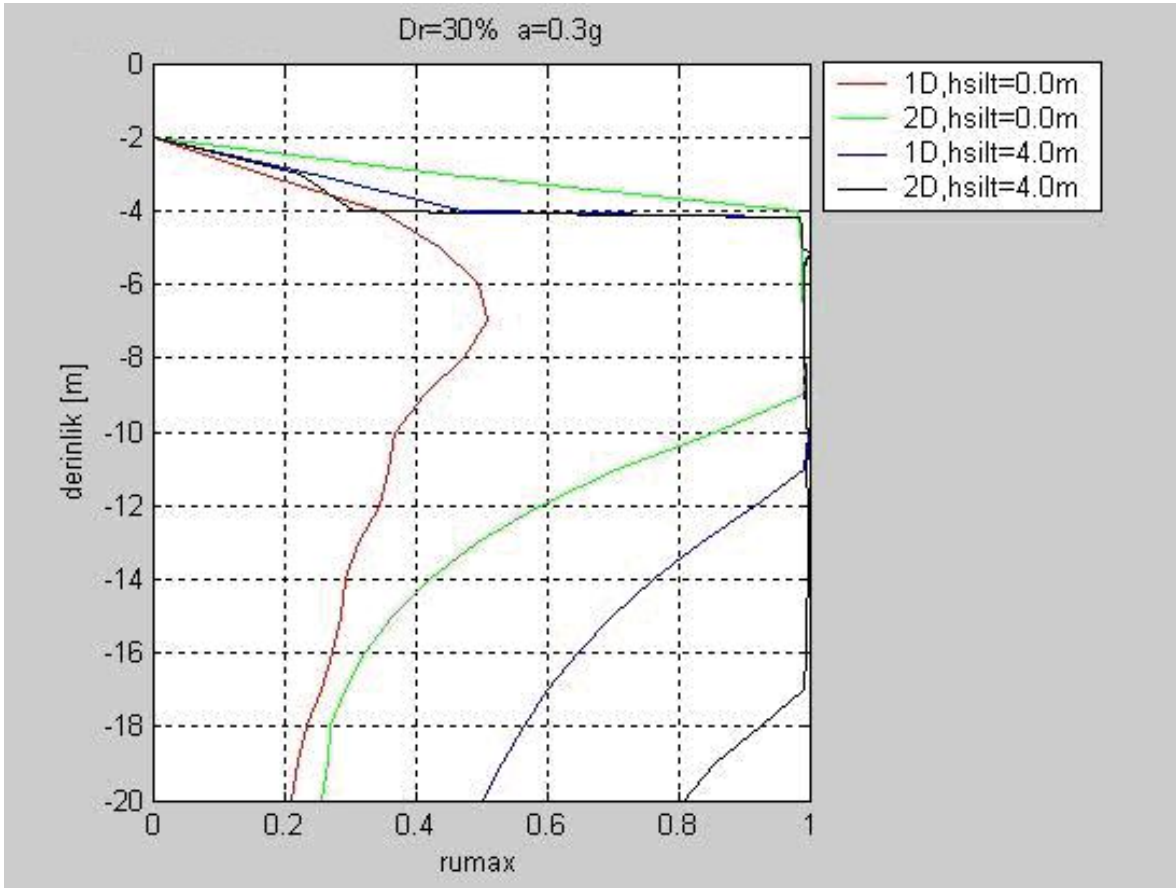
Şekil 8.25 Silt tabakalı analizler için kullanılan zemin profili

(a) ($k_{kum} = 10^{-4} m/sn$)(b) ($k_{kum} = 10^{-6} m/sn$)

Şekil 8.26 Kum ve silt tabakaların farklı permeabilite katsayısı değerleri için 1 boyutlu analizlerden elde edilen artık bsb oranı değerlerinin derinlikle değişimi

YASS'nin zemin yüzünde olması durumunda Şekil 8.26a ve Şekil 8.26b'de sırası ile permeabilitesi $10^{-4} m/s$ ve $10^{-6} m/s$ olan gevşek kum ($D_r = \%30$) tabakası içinde, zemin yüzünden 4m derinlikte kalınlığı 1m ve permeabilitesi $10^{-7} m/sn$ ve $10^{-8} m/sn$ olan bir silt

tabakası olması durumunda, deprem hareketinin tek yatay bileşeni etkisinde ($a_{\max}=0.3g$) oluşan maksimum artık boşluk suyu basıncı oranının derinlikle değişimi gösterilmiştir. Analiz sonuçları boşluk suyu basıncı oluşumlarının silt ara tabaka mevcudiyetinden önemli oranda etkilenebileceğini göstermektedir. Şekil 8.27’de YASS’nin zemin yüzünden 2.0m derinlikte olması durumunda, sıkılık derecesi $D_r = \%30$ ve permeabilite katsayısı $k=10^{-4}m/sn$ olan gevşek kum tabakası içinde, zemin yüzünden 4.0m derinlikte 1.0m kalınlığında ve permeabilite katsayısı $k=10^{-7}m/sn$ olan bir silt tabakası mevcudiyetinin sıvılaşma oluşumu üzerinde etkisini inceleyen analiz sonuçları gösterilmiştir. En büyük yatay ivmesi 0.30g olan deprem hareketinin bir ve iki yatay bileşeninin etkisinin gözönüne alındığı analiz sonuçları, silt tabakasının mevcut olması ve olmaması durumları için karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir. Şekil 8.27’deki analiz sonuçları, deprem hareketinin tek yatay bileşeninin (NS, $a_{\max} = 0.30g$)



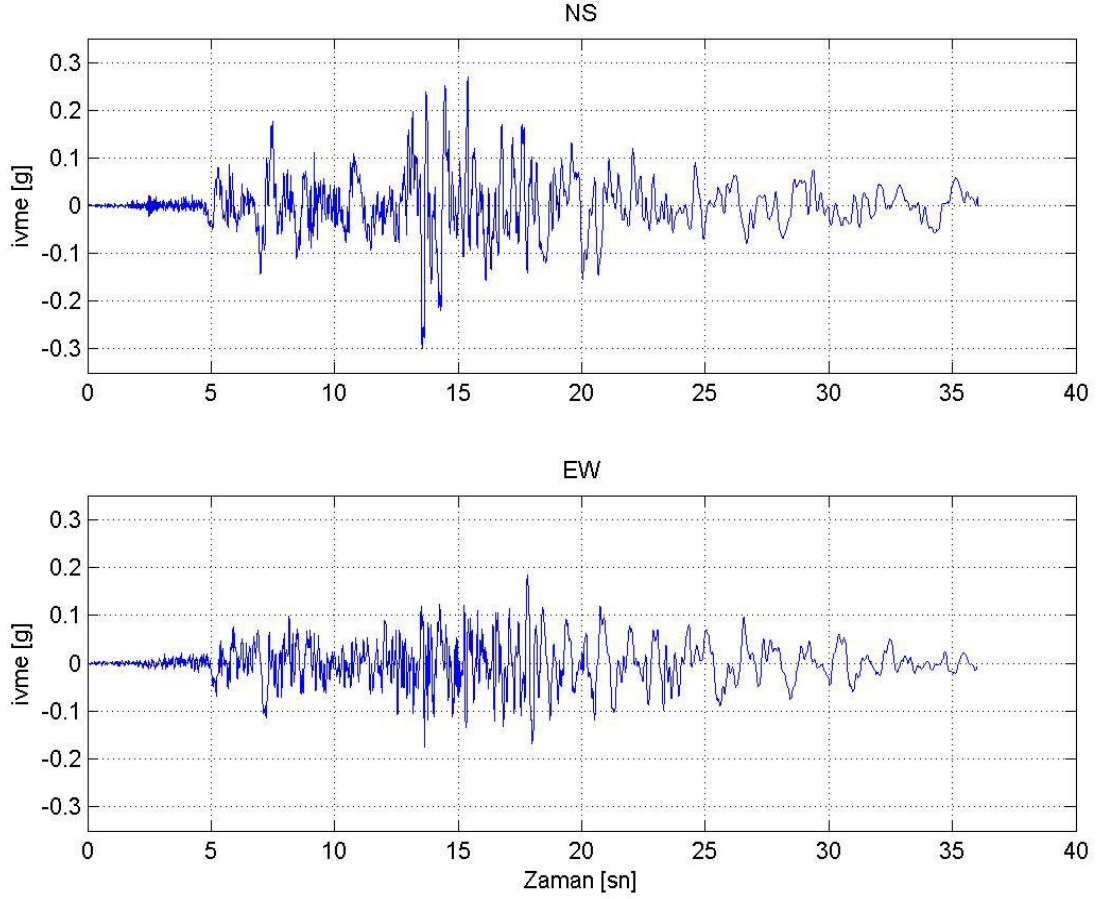
Şekil 8.27 Gevşek yerleşimli kum tabakasında 4m derinde 1m kalınlıklı bir silt tabakası varlığının artık bsb oranına etkisi ($k_{kum} = 10^{-4} m / sn, k_{silt} = 10^{-7} m / sn$)

etkisi gözönüne alındığında silt tabakası mevcut olmaması durumunda sıvılaşma durumu

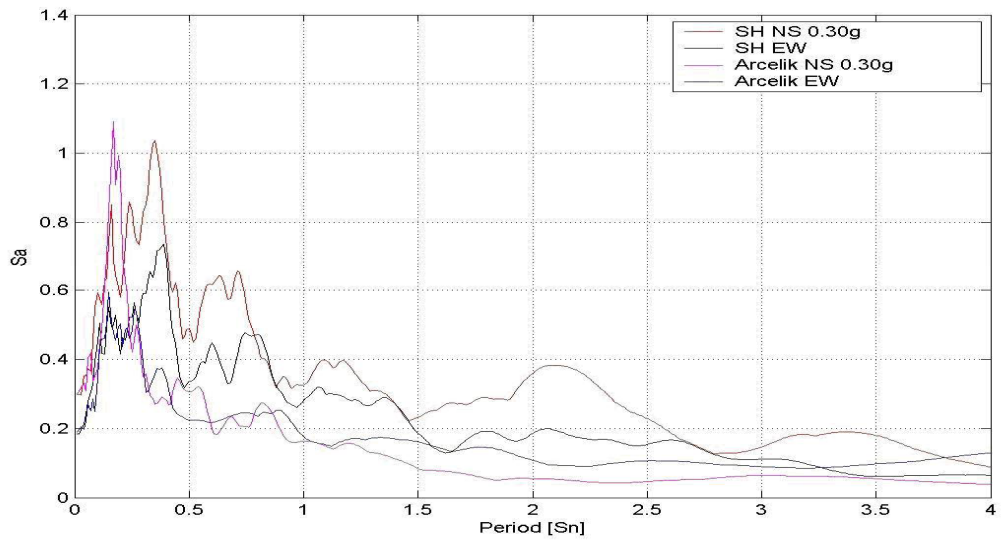
oluşması beklenilmeyeceğini, fakat 4.0m derinlikte bir silt tabakası olması durumunda 4.0-11.0m derinlikler arasında sıvılaşma oluşabileceğini göstermektedir. Diğer taraftan deprem hareketinin her iki yatay bileşeninin (NS $a_{max} = 0.30g$ ve EW $a_{max} = 0.189g$) etkisinin gözönüne alınması durumunda, silt tabakası olmaması durumunda 4.0-9.0m derinlikler arasında, silt tabakası olması durumunda ise 4.0-18.0m derinlikler arasında sıvılaşma durumu oluşmasının beklenilebileceği gözlemlenmektedir.

8.11 Deprem Özelliklerinin Etkisi

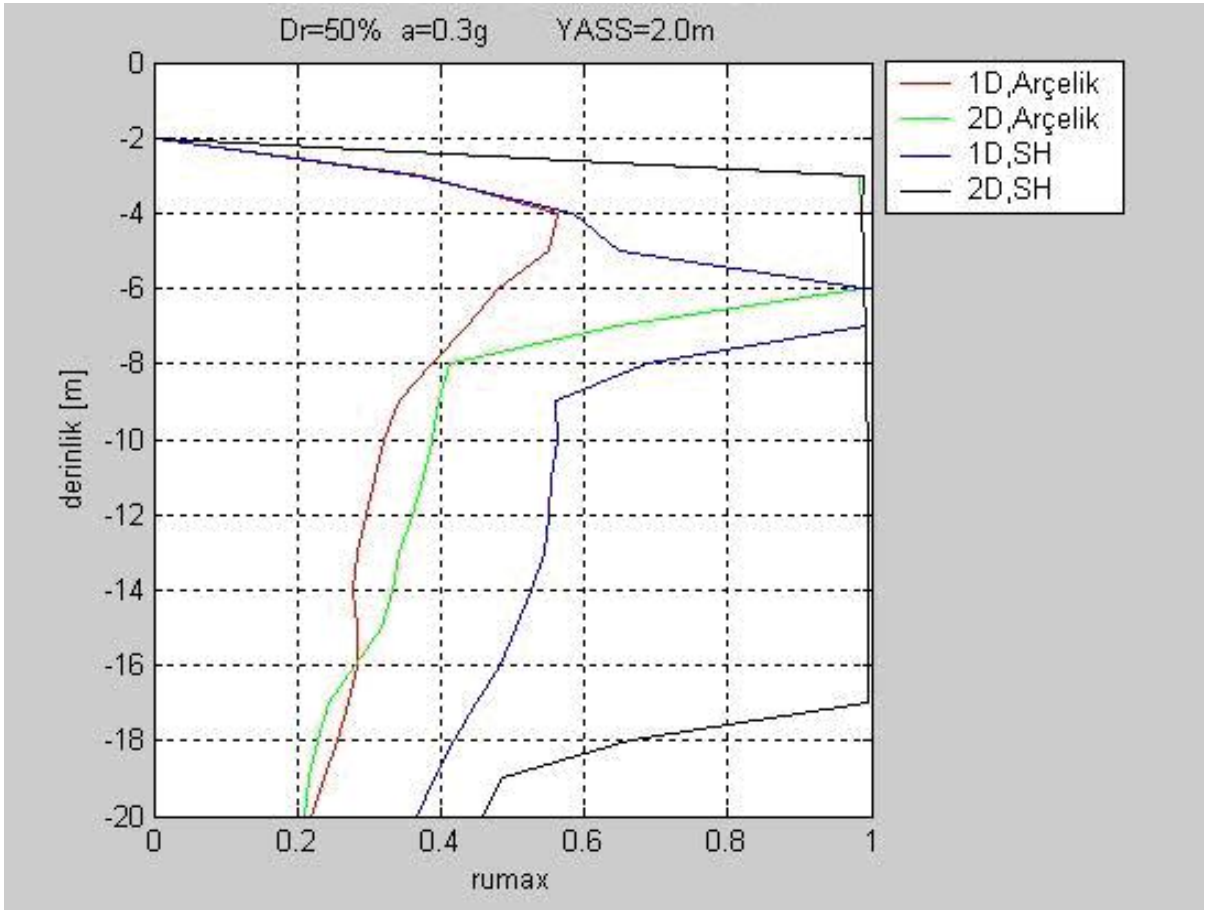
Deprem sırasında zemin tabakalarının davranışının, yer hareketinin maksimum ivmesi yanında frekans içeriği ve süresi gibi özelliklerinden etkilendiği bilinmektedir. Bu tez çalışmasında esas olarak arazi zemin ve yeraltı suyu koşullarının kumlu zeminlerde sıvılaşma durumunun ortaya çıkmasındaki etkilerinin araştırılması amaçlanmıştır. Bu nedenle, gerçekleştirilen sayısal analizlerde seçilen tek bir deprem kaydı kullanılmıştır. 1999 Gölcük depreminde Gebze’de bir kaya istasyonunda (Arçelik) kaydedilen 36 saniye süreli yer hareketinin iki yatay bileşeni (NS ve EW) incelenen kum tabakası tabanında etkilerek zemin davranışı analiz edilmiştir. Daha büyük yer hareketlerinin etkisini inceleyebilmek için Arçelik kaydının her iki yatay bileşeni aynı oranda arttırılarak kullanılmıştır. Farklı frekans özelliklerine sahip deprem yer hareketlerinin olası etkilerini araştırmak amacı ile bir sonraki bölümde bir test sahasındaki arazi ölçümleri ile karşılaştırma amaçlı analizlerde kullanılan Superstition Hills kaydının (ABD,1987) tezdeki analizlerde gözönüne alınan 20.0m kalınlığındaki üniform kum tabakasına etkimesi durumu analiz edilmiştir. Superstition Hills deprem kaydının $a_{max} = 0.30g$ olacak şekilde büyütülmüş NS ve EW bileşenleri Şekil 8.28’de ve bu kayıtlara ait ivme spektrumları Arçelik kaydına ait olanlar ile birlikte Şekil 8.29’da gösterilmiştir. Her iki deprem kaydı maksimum yatay ivmeleri $0.30g$ olacak şekilde büyütülerek, relatif sıklığı $D_r = \%50$, permeabilite katsayısı $k=10^{-6}m/sn$ ve YASS zemin yüzünden 2.0m derinlikte olan kum tabakasına, depremlerin yer hareketlerinin bir ve iki yatay bileşenlerinin etkimesinin gözönüne alındığı analiz sonuçları karşılaştırmalı olarak Şekil 8.30’da gösterilmiştir. Analiz sonuçlarından özellikle yer hareketinin her iki yatay bileşeninin gözönüne alınması durumunda Superstition Hills kaydının sıvılaşmaya yol açma potansiyelinin Arçelik kaydına göre çok daha yüksek olduğu gözlemlenmektedir. Bu konunun daha ayrıntılı incelenmesinin gerekli olduğuna inanılmaktadır.



Şekil 8.28 Superstition Hills depreminin büyütülmüş ivme kayıtları



Şekil 8.29 Maksimum yatay ivmeleri 0.3 g'ye yükseltilmiş iki farklı deprem hareketinin ivme spektrumları

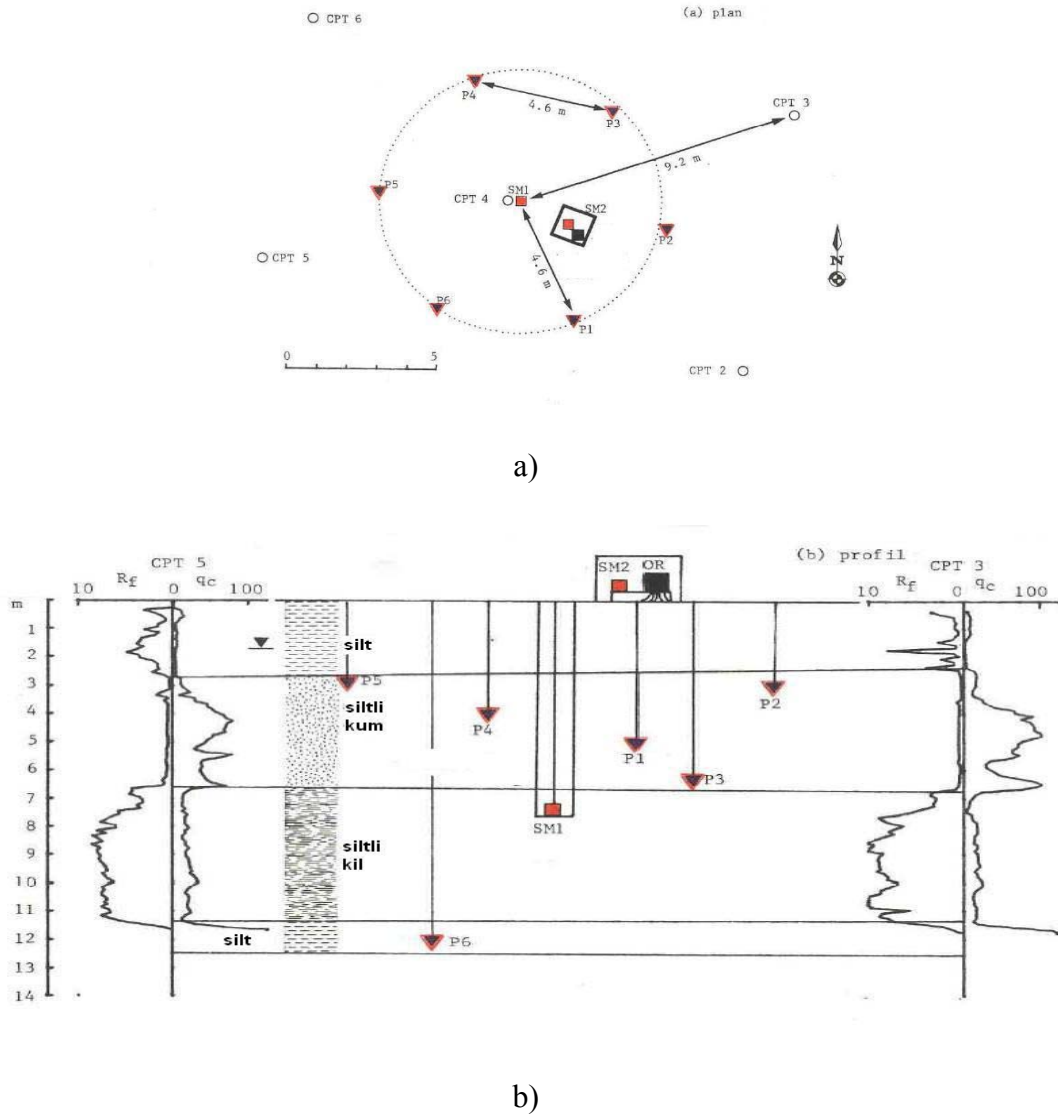


Şekil 8.30 İki farklı deprem kaydı için orta sıkı yerleşimli kum tabakasında oluşan artık bsb oranlarının derinlikle değişimi ($k = 10^{-6} m/sn$)

8.12 Wildlife Sıvılaşma Araştırma Alanı Zemin Davranışı

ABD California eyaletinde, San Diego kentinin 160 km doğusunda Alamo nehri civarında bir bölgede ABD Jeolojik Araştırmalar Kurumu (USGS) tarafından bir alan, depremlerde arazide sıvılaşma oluşumunun incelenmesi için bir araştırma alanı olarak seçilmiştir. Depremselliği yüksek olan bu bölgede yaklaşık her 12 yılda bir, sıvılaşma olaylarının görüldüğü depremler meydana gelmektedir. Bu kapsamda 1981 yılında meydana gelen Westmorlent (M=6.0) depreminde de arazide sıvılaşma belirtileri gözlenmiş (Youd ve Wieczorek, 1984) ve bu depremi takiben USGS bu alanda ayrıntılı zemin araştırmaları gerçekleştirmiştir. Bu araştırmalar sonucunda zemin profilinin üstte 2.5m kalınlığında bir killi silt tabakası altında 4.5m kalınlığında sıvılaşma potansiyeli yüksek bir kum tabakası ve onun altında zemin yüzünden en az 30.0m derinliğe kadar devam eden aşırı konsolide bir siltli kil tabakasından oluştuğu belirlenmiştir (Bennett vd.,1984). Bu arazide sıvılaşma potansiyelinin yüksek olduğu

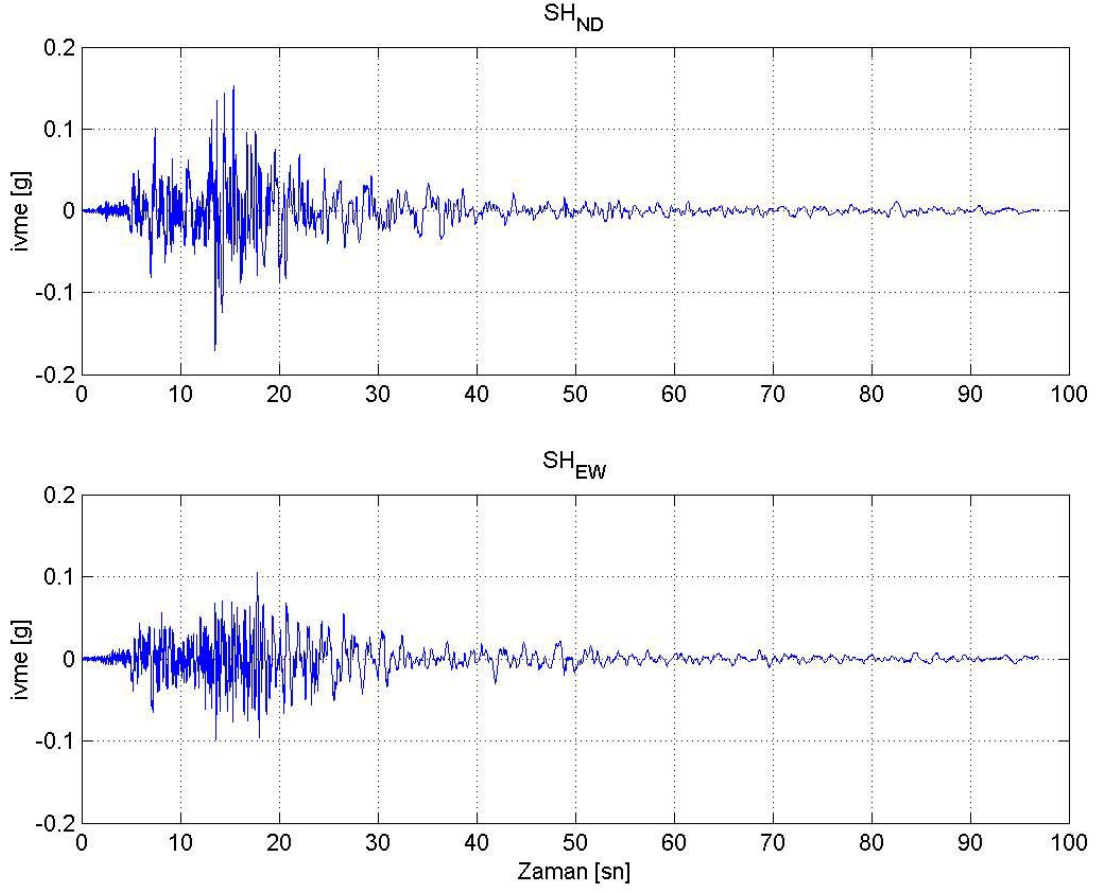
belirlenen kum tabakası içine farklı derinliklerde 5 adet piezometre ile biri zemin yüzünde, diğeri ise 7.50m derinlikte olmak üzere iki adet ivme ölçer yerleştirilmiştir. Arazi zemin profili ve boşluk suyu basıncı ölçerler (piezometreler) ile ivme ölçerlerin konumları Şekil 8.31'de gösterilmiştir. Bu şekilde aynı zamanda iki adet CPT deneyinde ölçülen derinlik boyunca uç direnci değişimi de gösterilmiştir.



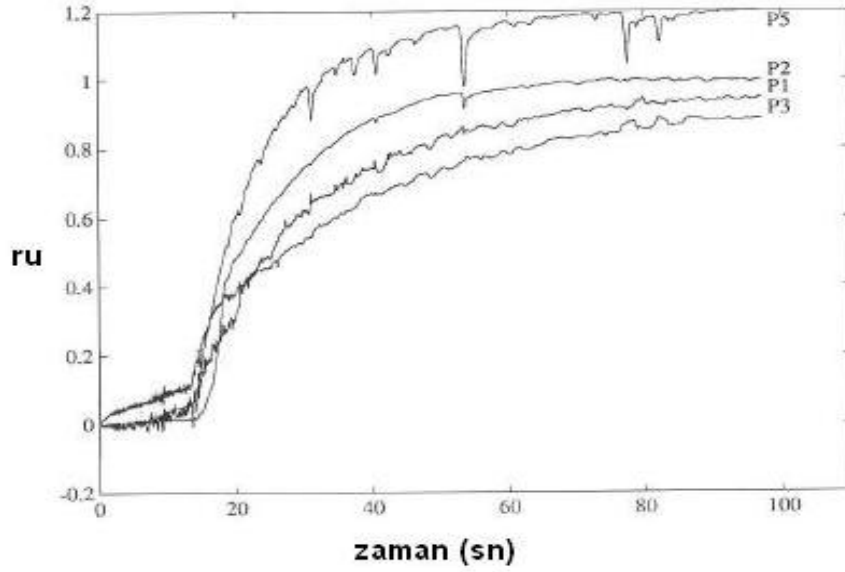
Şekil 8.31 a) arazi planı b) zemin kesiti ve piezometre derinlikleri (Youd vd., 2004)

1987 yılında Superstition Hills depremi ($M=6.6$) meydana gelmiş ve araştırma alanında piezometreler yardımı ile deprem sırasında kum tabakasında oluşan ve sıvılaşmaya yol açan boşluk suyu basıncı artışları, ayrıca ivme ölçerler ile zemin yüzünde ve 7.5m derinlikte oluşan yer hareketleri kaydedilmiştir. Deprem yaklaşık 23 saniye sürmüştür, zemin yüzünde $0.204g$ ve

7.5m derinlikte 0.170g maksimum ivme değerleri ölçölmüştür. Şekil 8.32’de 7.5m derinlikte ölçölen ivme- zaman kayıtları, Şekil 8.33’de ise kum tabakası içindeki 4 adet piezometre ile ölçölen boşluk suyu basıncı artış oranı (r_u)-zaman (t) eğrileri gösterilmiştir.



Şekil 8.32 Superstition Hills depremi 7.5 m ivme kayıtı (Youd,2005)



Şekil 8.33 Superstition Hills depremi sırasında ve sonrasında elde edilen artık boşluk suyu basıncı oranı değerleri (Youd vd., 2003)

Bu tez çalışmasındaki nümerik analizlerde kullanılan LASS III (Ghaboussi ve Dikmen,1979) programından yararlanılarak WLA test alanında, 1987 Superstition Hills depremindeki arazi davranışı analiz edilerek, sonuçlarının yerinde yapılan ölçümlerle karşılaştırılması amaçlanmıştır. Analizlerde, zemin yüzünden 7.50m derinlikte kaydedilen ivme-zaman kaydı kum tabakası tabanında etkilerek, deprem sırasında oluşan boşluk suyu basıncı artışları hesaplanmıştır. Nümerik analizlerde kullanılan zemin profili ve tabakaların özellikleri Çizelge 8.1'de ve Çizelge 8.2'de verilmiştir.

Çizelge 8.1 WLA test alanı zemin tabakaları için kullanılan zemin parametreleri

Zemin	k (m/sn)	λ	α	e^1	ϕ^1
killi Silt	10^{-7}	1.0	0.95	0.6799 (YASS üstü)	21.3(YASS üstü)
				0.7955 (YASS altı)	20.0(YASS altı)
siltli Kum	10^{-4}	0.5	0.95	0.4253	22.0
siltli Kil	10^{-7}	2.5	0.99	0.4075	35.0

¹(Yoshida ve Iai., 1998)

Çizelge 8.2 Wildlife test alanı zemin özellikleri (Youd vd., 2003)

Zemin	El No	kalınlık (m)	$\gamma(kN/m^3)$	$G_{max}(MPa)$	$V_s(m/sn)$
killi Silt	1	0.5	15.7	23.1	120
	2	0.5	15.7	23.1	120
	3	0.5	15.7	23.1	120
	4	0.5	15.7	23.1	120
	5	0.5	15.7	23.1	120
siltli Kum	6	0.5	17.3	25.4	120
	7	0.5	17.3	34.5	140
	8	0.5	17.3	34.5	140
	9	0.5	17.3	34.5	140
	10	0.5	17.3	21.3	140
	11	0.5	17.3	21.3	110
	12	0.5	17.3	63.6	110
	13	0.5	17.3	63.6	190
	14	0.5	17.3	63.6	190
siltli Kil	15	0.5	20.4	75.2	190
	16	0.5	20.4	75.2	190

Şekil 8.34a'da tek yatay doğrultuda (NS) deprem kaydı etkisinde hesaplanan boşluk suyu basıncı katsayılarının (r_u), zamanla (t) değişimi, Şekil 8.34b'de ise kaydedilen deprem hareketinin her iki yatay bileşeninin etkisi altında hesaplanan ($r_u - t$) eğrileri gösterilmiştir.

Bu sonuçların Şekil 8.33'de gösterilen arazi ölçümleri ile karşılaştırılmasından aşağıdaki değerlendirmelerin yapılabileceği düşünülmektedir.

a) Ölçülen boşluk suyu basıncı artışları ile hesaplanan değerlerin birbirine oldukça yakın olduğu bunun yanında beklenenin aksine depremin tek yatay bileşeninin etkimesinin gözönüne alındığı analiz sonuçlarının arazi ölçümleri ile daha uyumlu olduğu söylenebilir.

b) Arazide boşluk suyu basıncı artışları oluşum hızlarının hesaplananlara göre daha yavaş olduğu ve deprem sona erdikten sonra da devam ettiği gözlemlenmektedir.

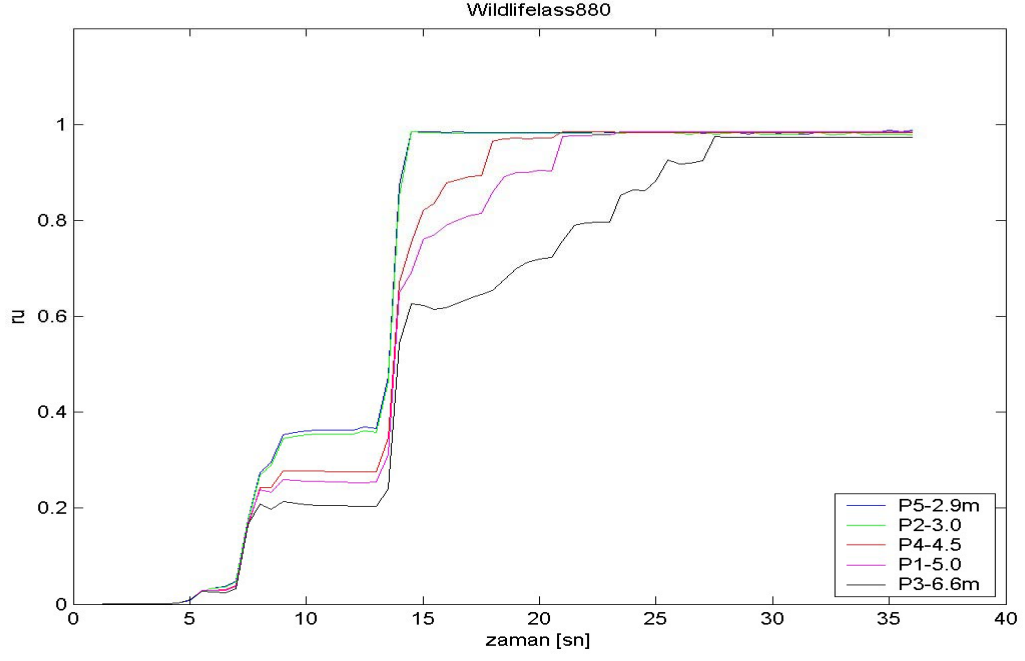
c) Analiz sonuçları arazide sıvılaşma durumu oluşmasını doğru olarak öngörebilmektedir. Analiz sonuçları ile arazi boşluk suyu basıncı artışı ölçümleri arasındaki farklılıkların aşağıdaki nedenlerden kaynaklanabileceği düşünülmektedir.

-i) Analizlerde kullanılan sonlu eleman modelinde, kum tabakası altında 7.5 m derinlikte kaya tabakası olduğu ve etkitilen deprem hareketinin taban kayasından zemin yüzüne doğru iletildiği varsayılmaktadır. Bu durumun arazi koşulları ile tam uyumlu olmadığı açıktır.

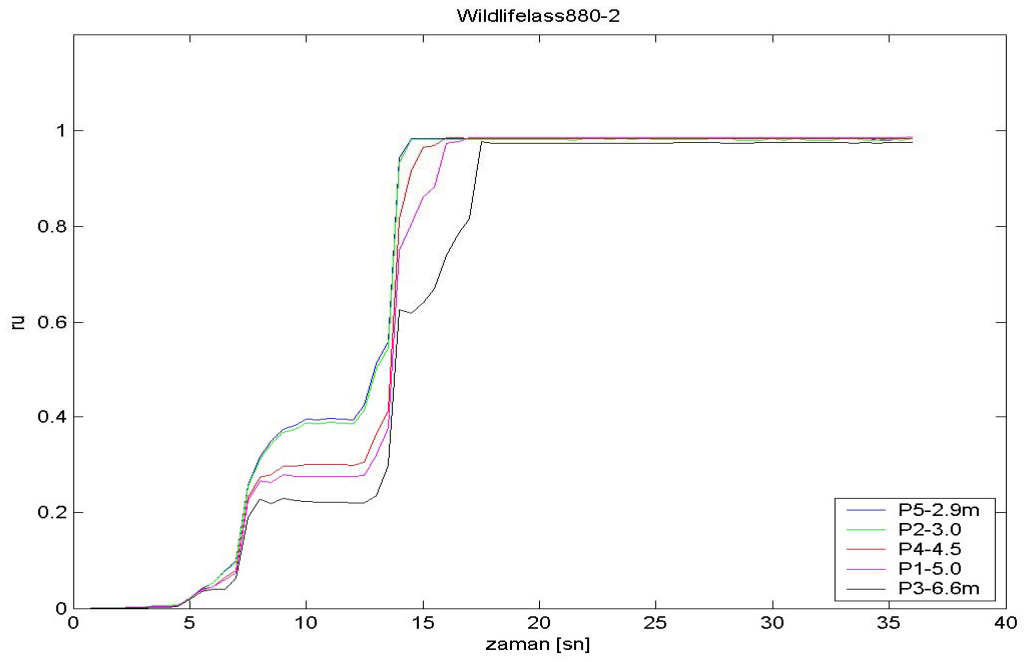
-ii) LASS III programında kullanılan zemin modeli için gerekli malzeme parametrelerinin (özellikle λ parametresinin) değerlerinin arazi zemin tabakaları için geçerliliği kuşkuludur.

-iii) Arazide boşluk suyu basıncı artışları pik ivme değerine ulaşıncaya kadar (13.6 saniye) çok sınırlı kalmış ve deprem hareketi süresi sonunda dahi (23 saniye) $r_u = 0.4 - 0.5$ değerlerine ancak ulaşmış, buna karşın deprem sona erdikten sonra da boşluk suyu basınç artışları 70-80 saniye daha devam etmiştir.

Arazide gözlenen boşluk suyu basıncı artışı-zaman davranışının açıklanması konusunda değişik fikirler ileri sürülmüştür. Youd vd. (2004) bunun zeminde depremden sonra da devam eden salınımlardan kaynaklanan çevrimli kayma deformasyonlarının neticesinde olabileceğini açıklarken, diğer bazı araştırmacılar ölçümlerin güvenilirliği hakkında kuşku ileri sürmüşlerdir (Husmand,1992; Yoshida,1998). Konunun daha ayrıntılı araştırılması gerektiği anlaşılmaktadır.



(a)

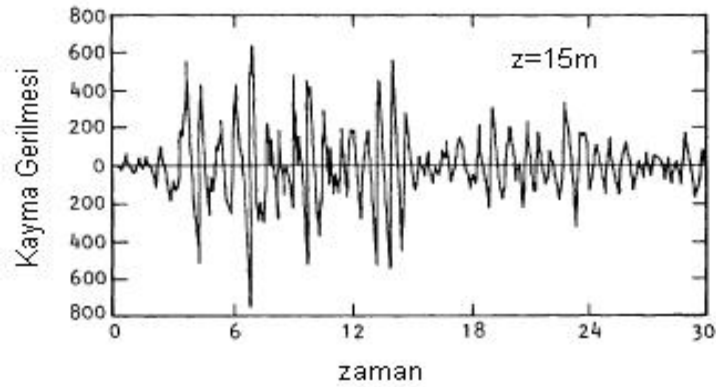


(b)

Şekil 8.34 Wildlife arazisi için bir ve iki boyutlu analizler sonucunda elde edilen artık bsb oranı zaman değişimi

8.13 Tekrarlı Kayma Gerilmelerinin Etkileri

Deprem nedeniyle oluşan kayma dalgalarının düşey yönde yayılmaları sırasında zemine etkiyen kayma gerilmeleri frekans ve genlikleri gelişigüzel tekrarlı gerilmelerdir (Şekil 8.35). Ancak sıvılaşma direncinin belirlenmesinde kullanılan laboratuvar deneylerinde uygulanan çevrimsel kayma gerilmeleri ise genellikle uniform genlikte olup sabit frekansa sahiptir. Bu nedenle, deprem etkisi nedeniyle oluşan kayma gerilmesi ile laboratuvarında belirlenen sıvılaşmaya karşı kayma direncinin karşılaştırılabilmesi için düzensiz ve rastgele kayma gerilmelerinin uniform bir hale dönüştürülmesi gerekmektedir. Bu konuda en yaygın uygulama maksimum çevrimsel kayma gerilmenin % 65'inin ($\tau_{\text{çevrimsel}} = 0.65 \tau_{\text{maksimum}}$) alınarak hesap yapılmasıdır.



Şekil 8.35 Deprem nedeniyle zeminde belirli bir derinlikte oluşan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi (Seed ve Idriss, 1982)

Bu çalışmada herhangi bir derinlikte hesaplanan gelişigüzel kayma gerilmelerini eşdeğer gerilmelere çevirmek amacıyla deprem süresi boyunca bir t zamanına kadar oluşan gerilmelerin ortalamaları, hesap aralığındaki maksimum kayma gerilmelerine oranlanarak bulunan değer (R) ile, bir eşdeğer gerilme (τ_{es}) oluşturulmaya çalışılmıştır (Şekil 8.36).

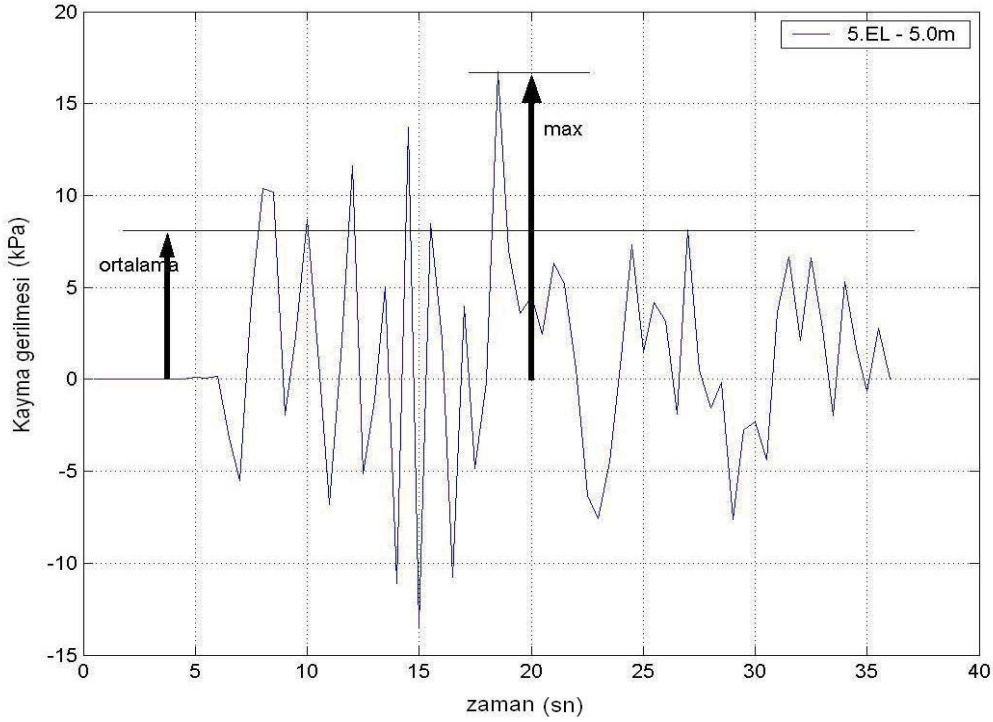
$$\tau_{es}(t) = \tau_{ort}(t)(1 + R(t))$$

$$R = \frac{\tau_{ort}(t)}{\tau_{max}(t)}$$

Bu şekilde deprem süresince herhangi bir t zamanına kadar etkiyen hem ortalama kayma

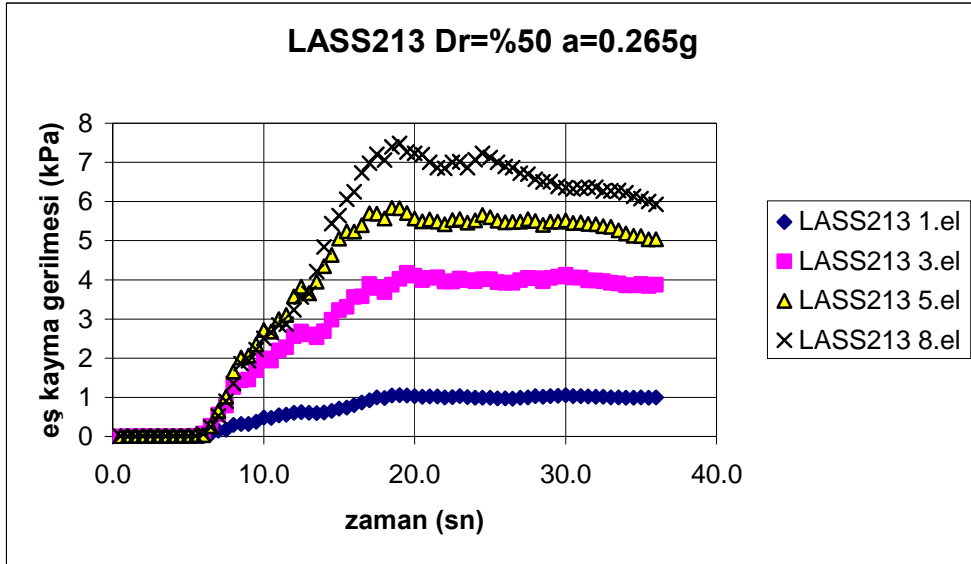
gerilmesinin hem de maksimum kayma gerilmesinin etkisinin gözönüne alınması amaçlanmıştır.

Elde edilen sonuçlara ait birer örnek Şekil 8.37a ve 8.37b’de sunulmuştur. Ayrıca aynı profiller için derinlik boyunca elde edilen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi Şekil 8.38a ve Şekil 8.38b’de sunulmuştur.

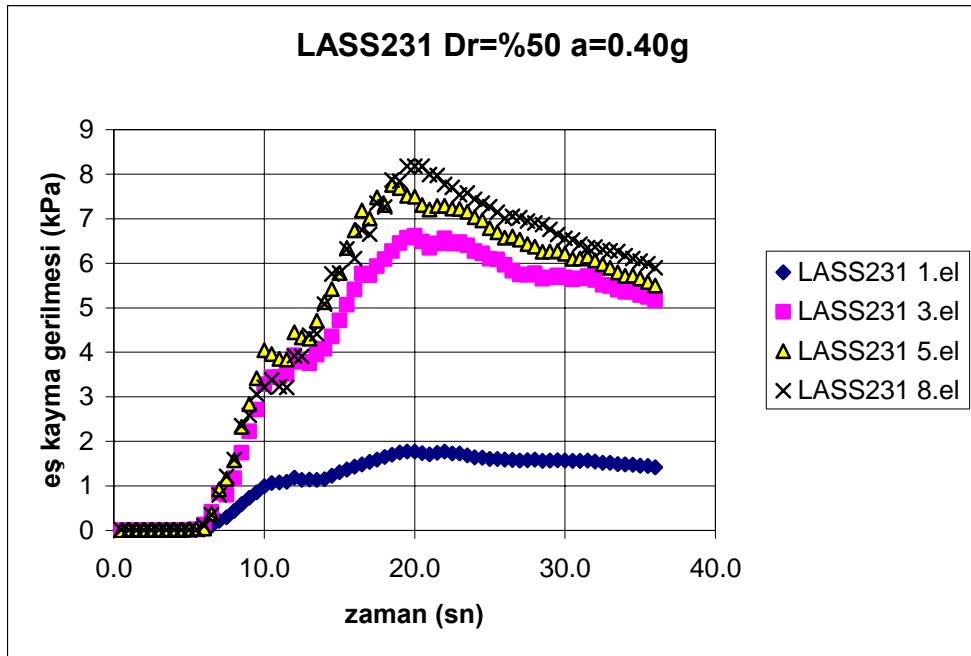


Şekil 8.36 Belirli bir derinlikte elde edilen kayma gerilmesi değerleri

Şekil 8.37’deki sonuçların incelenmesinden orta sıklıktaki bir kumda, iki farklı şiddette deprem sırasında etkiyeceği hesaplanan eşdeğer kayma gerilmelerinin ($\tau_{eş}$) zamanla değişimi incelendiğinde, daha şiddetli bir depremde yüzeyden daha büyük derinliğe kadar daha büyük eşdeğer kayma gerilmelerinin oluştuğu, oluşan eşdeğer kayma gerilmelerinin şiddetinin deprem şiddetine bağlı olarak arttığı, her iki deprem etkisinde (yüzeyden farklı derinliklere kadar) sıvılaşma başlangıcında ($r_u \geq 0.60$) eşdeğer kayma gerilmesi oranında düşüş olduğu görülmektedir. Bu davranış eğilimlerinin genel olarak Şekil 8.38’de gösterilen boşluk suyu basıncı oluşum eğilimleri ile uyumlu olduğu görülmektedir.

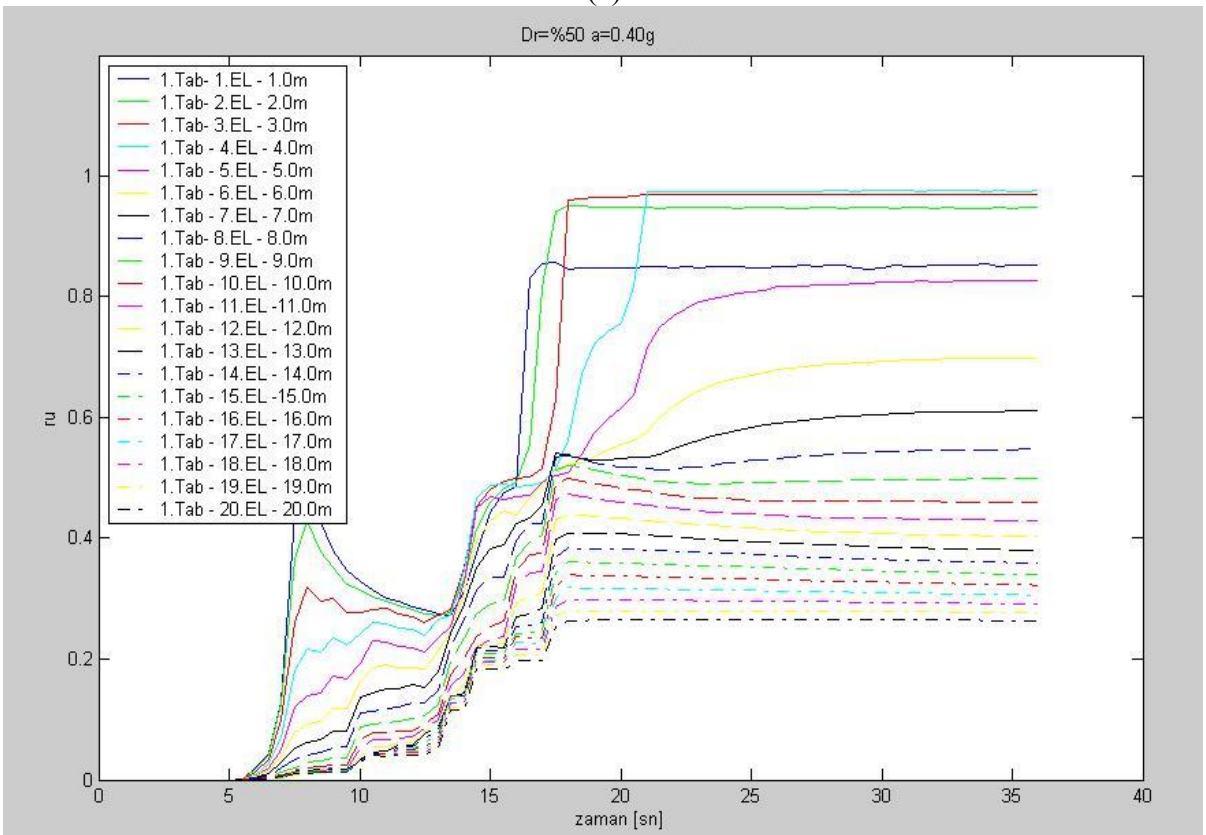
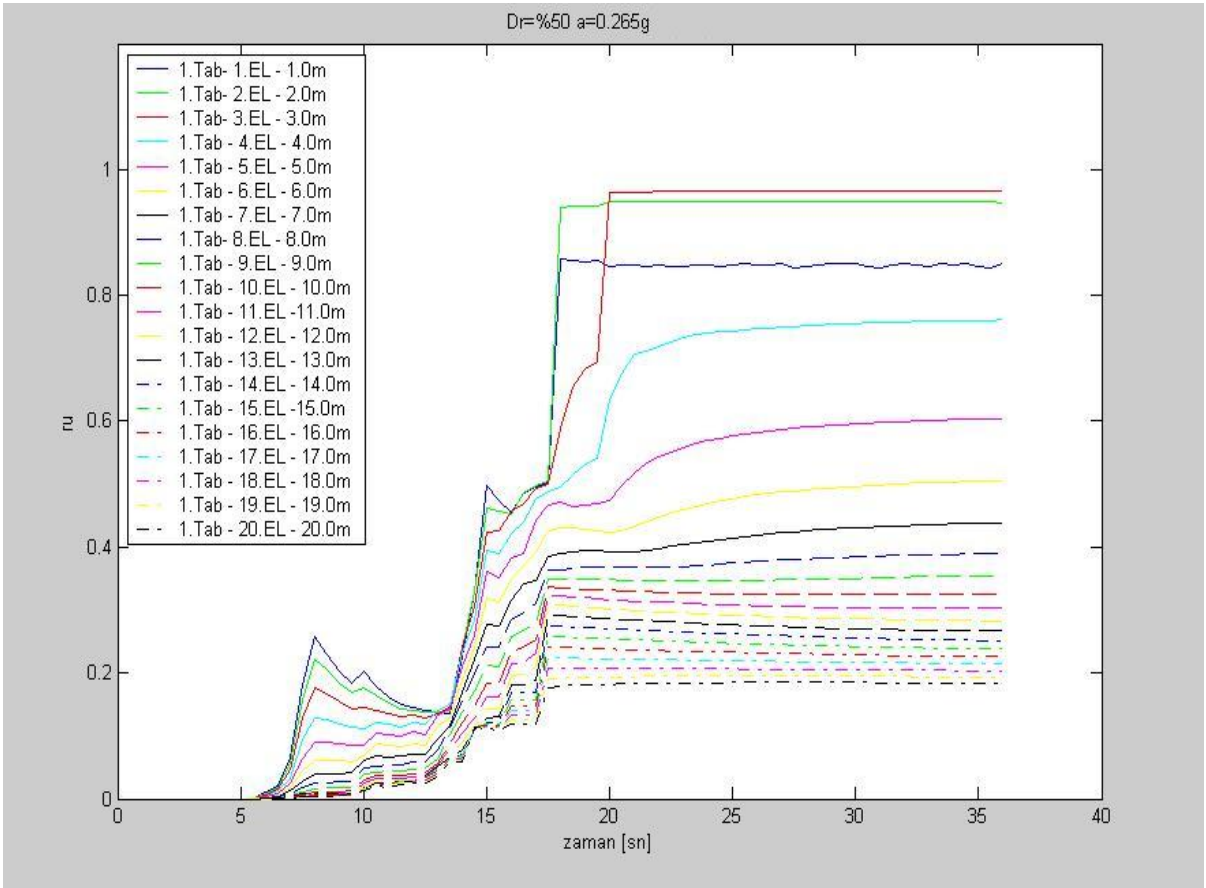


(a)



(b)

Şekil 8.37. Eşdeğer kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 8.38 Artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi

9. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında, deprem yükleri etkisinde sıvılaşma durumunun oluşmasına yol açan etkenlere ve mekanizmalara açıklık getirmek amacı ile bir seri nümerik analizler gerçekleştirilmiştir. Nümerik analizlerde LASS III (Ghaboussi ve Dikmen,1979) isimli bir bilgisayar yazılımı kullanılmıştır. LASS III'de kullanılan malzeme modeli kumların çevrimsel yüklenme altında davranışını belirlemek için geliştirilen (Ghaboussi ve Karshenas,1971; Ishihara vd.,1975) genel modelin plastisite teorisine dayalı olarak geliştirilen bir versiyonudur. Bu malzeme modelinde göçmenin büyük kayma şekil değiştirmelerinden kaynaklandığı kabulü yapılmakta, göçme yüzeyi gerilme uzayında konik bir yüzey olarak tanımlanmaktadır. Göçme yüzeyi gibi konik bir biçime sahip akma yüzeyinin yarıçapı deformasyon ve akma sırasında değişmekte, izotropik ve kinematik pekleşme özelliği sergilemektedir. Drenajsız efektif gerilme izi eliptik bir yörüngeye sahip olup ortalama efektif normal gerilme pozisyonunu, λ malzeme parametresi ise düşey ve yatay eksenlerinin oranını tanımlamaktadır. Boşluk suyu basıncı parametresi olarak nitelendirilen (λ) malzeme parametresi sıklık derecesi ile ilişkilendirilmiştir. Efektif gerilme izinin ulaştığı anda zeminin stabilitesinin bozulacağı varsayılan bir sınır çizgi-faz dönüşüm çizgisi (Ishihara vd.,1975) tanımlanmış, faz dönüşüm çizgisi ile göçme çizgisi α malzeme parametresi ile ilişkilendirilmiştir (Ishihara ve Towhata,1980).

Bu çalışmada, nümerik analizlerde 20 m kalınlığında uniform bir kum tabakasının davranışı incelenmiştir. Yeraltı su seviyesinin zemin yüzeyine yakın olduğu kabul edilmiştir. Analizlerde taban kayasında oluşacak yer hareketi için çoğunlukla aynı deprem kaydı (1999, Arçelik) kullanılmıştır. Farklı büyüklükte depremlerin etkisini incelemek için aynı deprem kaydı seçilen maksimum ivme oranında büyütülerek kullanılmıştır. Analizler aşamalı olarak aşağıdaki şekilde planlanarak gerçekleştirilmiştir.

1) Malzeme modelinde önemli yer tutan boşluk suyu basıncı parametresi (λ) ve faz dönüşüm çizgisi açısı parametresi (α) parametrelerinin kumun sıklık derecesine uygun olarak seçimi için çok sayıda nümerik çözüm gerçekleştirilmiş ve analizlerde gevşek, orta sıkı ve sıkı kum için kullanılacak değerler seçilmiştir. Nümerik çözüm sonuçları, λ parametresinin değerinin 1.0-2.5 arasında, α parametresinin değerinin ise daha bir dar aralık içinde (0.95-0.99) arasında değiştiğini göstermiştir. Bu parametrelerin deneysel araştırmalar sonucu kumun fiziksel özellikleri ile daha iyi ilişkilendirilmesinin doğru olacağı düşünülmektedir.

2) Bir deprem sırasında çevrimsel yüklemeler etkisi ile sıvılaşma durumunun ortaya çıkmasında en önemli zemin parametrelerinin kumun sıklık derecesi ve dane çapı dağılımı olduğu bilinmektedir. Analizlerde üç farklı relatif sıklık derecesine (gevşek, orta sıkı ve sıkı) karşılık gelen boşluk oranına sahip kum tabakasının davranışı incelenmiştir. Dane çapı dağılımının önemi büyük oranda kumun permeabilitesini kontrol etmesinden kaynaklanmaktadır. Bu nedenle, üç farklı geçirgenlik derecesine (yüksek, orta, düşük) sahip kum tabakası gözönüne alınmıştır.

İlk aşamada, sıvılaşma açısından en elverişsiz durumu oluşturan, yeraltı su seviyesinin zemin yüzünde olduğu 20m kalınlığında, farklı sıklıkta ve permeabiliteye sahip çok sayıda zemin profili üzerinde dinamik davranış analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizlerde öncelikle aynı maksimum ivmeye (0.30g) sahip tek yatay bileşenli deprem kaydı kullanılarak sıklık derecesinin ve permeabilitenin etkisi birlikte araştırılmıştır. Sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- a) Permeabilite katsayısı $k = 10^{-2} m/sn$ olan ve $D_r = \%30$, $D_r = \%50$ ve $D_r = \%80$ sıklığında kum tabakalarının hiç birinde sıvılaşma durumu ortaya çıkmamıştır.
- b) Permeabilitesi $k = 10^{-4} m/sn$ ve $k = 10^{-6} m/sn$ olan farklı sıklıklardaki kum tabakalarında zemin yüzünden belirli bir derinliğe kadar artık boşluk suyu basınçları sıvılaşma başlangıcının olduğu varsayılabilir ($r_u \geq 0.60$) değerini aşmıştır. Hesaplanan boşluk suyu basıncı artışı değerleri daha az geçirgen zeminde biraz daha fazla olmuştur. Artık boşluk suyu basınçlarının derinlikle değişimi incelendiğinde gevşek kumda yüzeyden 6-7 m, orta sıkı kumda 4-5m, sıkı kumda ise 2 m derinliğe kadar kritik boşluk suyu basınçları olduğu gözlenmiştir. Yeraltı su seviyesinin zemin yüzünde alınması, çok elverişsiz bir durum ortaya çıkmasına sebep olmuştur.

3) Sarsıntı şiddetinin sıvılaşma olayı üzerindeki etkisinin araştırılması amacı ile 1999 Arçelik deprem kaydının tek yatay bileşeni (NS) maksimum ivmesi 0.216g (kaydedilen), 0.265g, 0.30g, 0.35g ve 0.40g olacak şekilde büyütülerek analizlerde kullanılmıştır. Kumun permeabilitesinin $10^{-2} m/sn$ olması durumunda, sarsıntı şiddetinden bağımsız olarak, gevşek, orta sıkı ve sıkı yerleşimli kum tabakalarında çok sınırlı miktarda boşluk suyu basıncı artışı görülmüş ve hiç birinde sıvılaşma durumu ortaya çıkmamıştır. Permeabilitesi $k = 10^{-4} m/sn$ ve $k = 10^{-6} m/sn$ olan aynı sıklık derecesindeki kumlarda sarsıntı şiddetine bağlı olarak daha yüksek boşluk suyu basıncı artışları ortaya çıkmıştır. Bütün durumlarda (gevşek kum dahil) zemin yüzünden 10m derinlikten sonra r_u parametresinin maksimum

değerinin 0.50'den daha küçük olduğu gözlenmektedir. Depremi tek yatay bileşeninin etkidiğinin varsayılmasının bunda önemli rol oynadığına inanılmaktadır.

4) Yeraltı su seviyesinin (YASS) sıvılaşma oluşumu üzerinde etkisini incelemek amacı ile üç farklı relatif sıklık derecesine (gevşek, orta sıkı, sıkı) ve iki farklı geçirgenliğe (orta, düşük) sahip kum tabakasının tek doğrultudaki yatay deprem hareketi etkisi altında davranışı, YASS'nin zemin yüzünden 0.0, 2.0m ve 4.0m derinliklerde olması durumları için analiz edilmiştir. Analiz sonuçları YASS derinliğinin sıvılaşma oluşumunu önemli ölçüde etkilediğini göstermiştir. Gevşek kumda dahi YASS'nin zemin yüzünden 4.0 m derinlikte olması durumunda maksimum ivmesi 0.30g olan tek doğrultuda deprem hareketi etkisinde sıvılaşma tehlikesi oldukça azalmaktadır.

5) Depremler sırasında oluşan yer hareketinin iki yatay bileşeninin etkimesi durumunda sıvılaşma oluşumu üç farklı relatif sıklık derecesine (gevşek, orta sıkı, sıkı) ve iki farklı geçirgenliğe (orta, düşük) sahip kum tabakasının davranışı analiz edilerek incelenmiştir. Analiz sonuçları, tek yatay doğrultuda deprem yer hareketi etkimesi durumuna göre, iki doğrultuda deprem yer hareketi etkisinde sıvılaşma tehlikesinin oldukça yüksek olacağını göstermiştir. Örneğin, YASS'nin 2.0m derinlikte olduğu orta sıklıkta bir kum tabakasında, yer hareketinin maksimum yatay ivmesinin 0.30g veya daha küçük değerleri için tek yönlü sarsıntı etkisinde sıvılaşma gözlenmezken, iki yönlü sarsıntı etkisinde 7.0 m derinliğe kadar sıvılaşma durumu ortaya çıkacağı gözlenmektedir.

6)Arazide zemin yüzünde uygulanan sürşarj yüklerinin sıvılaşma oluşumu üzerindeki etkisini araştırmak amacı ile, farklı şiddette üniform sürşarj yükü altındaki zemin davranışı analiz edilmiştir. Analiz sonuçları yüzeyde uygulanan sürşarj yüklerinin zeminin sıvılaşma riskini önemli ölçüde azaltacağını göstermektedir. Örneğin YASS'nin 2.0 m derinlikte olduğu orta sıkı bir kumda 80 kPa sürşarj yükü altında maksimum yatay ivmenin 0.30g olduğu iki yönlü deprem hareketi etkisinde sıvılaşma derinliğinin 1.0 m ile sınırlı olacağı gözlemlenmektedir.

7) Arazide zemin profili içinde kum tabakası arasında ince daha az geçirimli bir tabaka (örneğin silt tabakası) bulunması durumunda bunun depremler sırasında boşluk suyu basıncı oluşumunu etkilediği bilinmektedir. Bu durumu incelemek için örnek zemin profilinde zemin yüzünden 10 m derinlik içinde, 1 ve 2m kalınlıkta ve farklı derinliklerde bir silt tabakası olması durumu analiz edilmiştir. Genel olarak silt tabakasının mevcudiyetinin oluşan boşluk

suyu basıncı dağılımlarını ve sıvılaşma durumu oluşumunu önemli ölçüde etkilemekte olduğu gözlemlenmiştir. Analiz sonuçları boşluk suyu basıncı artışlarının silt tabakası altında yüksek değerlere ulaştığı ve silt tabakasının mevcut olmadığı durumlara göre sıvılaşma derinliğinin arttığına işaret etmektedir.

8) Arazide etkiyen deprem yer hareketinin genliği yanında frekans içeriği ve süresinin de zemin davranışını etkilediği gözönüne alınarak, analizlerde genel olarak kullanılan 1999 Arçelik kaydı dışında, 1987 Superstition Hills (ABD) kaydı kullanılarak gerçekleştirilen az sayıda analiz, bu faktörün sıvılaşma oluşumu üzerinde büyük etkisi olabileceğini göstermiştir. Bu konunun daha ayrıntılı olarak çalışılması gerektiği düşünülmektedir.

9) Deprem sırasında zemin tabakasında genlik ve frekansları değişken (gelişigüzel) tekrarlı kayma gerilmeleri olduğu bilinmektedir. Bu gerilmelerin, laboratuvarında genellikle uniform ve periyodik (düzenli) çevrimsel yükleme deneyleri ile belirlenen sıvılaşma direnci ile karşılaştırılmasında zorluklar bulunmaktadır. Bu çalışmada nümerik analizler sonucunda her derinlikte oluşan tekrarlı kayma gerilmeleri hesaplanmıştır. Bu gerilmeleri üniform eşdeğer tekrarlı kayma gerilmelerine dönüştürmek için, gerilmenin hem maksimum değerini hem de ortalama değerini dikkate alan bir yöntem önerilmiştir. Bu şekilde hesaplanan eşdeğer gerilme-zaman grafiklerinin boşluk suyu basıncı-zaman grafikleri ile uyumlu olduğu ve sıvılaşma başlangıcının belirlenmesinde bir gösterge olarak kullanılabileceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

Adatepe, Ş., (2002), “ Küçükçekmece ve Sefaköy Yerleşim Bölgelerinin Zemin Büyütmesine Göre Mikrobölgelemesi”, Yüksek Lisans Tezi, YÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Andrus, R.D. ve Stokoe, K.H., II. (2000), “Liquefaction Resistance of Soils from Shear Wave Velocity,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE, 126 (11):1015-1025.

Ansal, A.M., Krizek, R.J ve Bazant, Z.P (1978), “Endochronic Constitutive Law for Soils”, *Proceedings of 6th European Conf. on Earthquake Engineering*, Dubrovnik, Yugoslavia, V.3, pp.9-14

Ansal, A.M., Krizek, R.J ve Bazant, Z.P (1980), “Prediction of Soil Behavior by Endochronic Theory” *Limit Equilibrium, Plasticity, and Generalized Stress-Strain Behavior in Geotechnical Engineering*, ASCE, pp.286-327

Ansal, A.M., (1982), “Kumların Tekrarlı Yükler Altında Gerilme-Şekil Değiştirme Davranışları” *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Türk Milli Komitesi Bülteni*, Zemin, Cilt3, Sayı 1, Sayfa 7-18.

Ansal, A.M. (1982), “Kumlu Zemin Tabakalarında Sıvılaşma” *Deprem Araştırma Bülteni*, Sayı 37, Sayfa 21-102.

Ansal, A.M., Siyahi, G.B. (1991), “Effects of Coupling Between Source and Site Characteristics During Earthquakes”.

Ansal, M.A. (1995), “Cyclic Behavior of Soils”, 13th EREES Lyon, 4-8.

Ansal, M.A., “Soil Dynamics Ders Notları”.

Ansal, M.A. ve Ögünç, G. (1981), “Dinamik Üç Eksenli Sıvılaşma Deneyleri ve Tekrar Sıvılaşma”, *Deprem Araştırma Bülteni*, Yıl 8, Sayı 35, Sayfa 61-82.

Bardet, J.P. (1985), “Bounding Surface Plasticity Model for Sands”. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 112(11): 1198-1217.

Bardet, J.P. (1990), “Hypoplastic Model for Sands. “*Journal of Engineering Mechanics*, v116, n9, p1973-1994.

Bazant, Z.P. ve R.J. Krizek. (1976), “Endochronic Constitutive Law for Liquefaction of Sand”, *J. Eng. Mech. Div.*, ASCE, Vol. 102, No. EM2, pp. 225-238.

Beatty, M. ve Byrne, M.P. “An Effective Stress Model For Predicting Liquefaction Behaviour of Sand”, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, 766-777.

Beatty, M. ve Byrne, M.P., *Post Liquefaction, Theoretical/Conceptual Issues*.

Bickford, W.B. (1993), *Mechanics of Solids*.

Biot, M.A. (1955), *Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid*. *J. Applied Physics*, Vol. 26, pp. 182-185.

Biot, M.A., (1956), “Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid Parts I”, *Journal Acou. Soc. Amer.*, Vol.28, No.2, 168-178, (1956a).

Biot, M.A. (1956), “Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous

- Solid Parts II", *Journal Acou. Soc. Amer.*, Vol.28, No.2, 179-191, (1956b).
- Biot, M.A. and D.G. Willis. (1957), "The Elastic Coefficients of a Theory of Consolidation", *J. Applied Mechanics*, ASME, Vol. 79, pp. 594-601.
- Budhu, M. (2000), *Soil Mechanics & Foundations*, JohnWiley & Sons, Inc, New York.
- Carter, J.P., Booker, J.R., Wroth, P., " A Critical State Soil Model for Cyclic Loading", *Soil Mechanics-Chapter 9*, 219-252.
- Casagrande, A. (1936), "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, v23, n1, p13-32; Reprinted in *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*, BSCE, P257-276.
- Castro, G. (1969), "Liquefaction of Sands", *Harvard Soil Mechanics Series 87*, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- Castro, G., Poulos, S.J. (1977), "Factor Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility", *Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the ASCE*, v103, nGT6, p501-516.
- Crouch, R. S. ve J.P. Wolf. (1994), "Unified 3D Critical State Bounding-surface Plasticity Model for Soils Incorporating Continuous Plastic Loading Under Cyclic Paths", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 18, 735-784.
- Dafalias, Y.F. and E.P. Popov. (1975), "A Model of Nonlinearly Hardening Materials for Complex Loading", *Acta Mech.*, Vol. 23, pp. 173-192
- Das, M.B. (1993), *Principles of Soil Dynamics*, Brooks Cole.
- Davis, R.O. ve Berrill, J.B. (1982), "Energy Dissipation and Seismic Liquefaction in Sands", *Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics*, 10, 59-68.
- Desai, C.S. (1980), " A General Basis for Yield, Failure and Potential Functions in Plasticity", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, v4.p361-375.
- Desai, C.S., Faruque, M.O. (1984), " Constitutive Model for (Geological) Materials", *Journal of Engineering Mechanics*, v110,n9,p1391-1408.
- Dikmen, S.Ü. (1981), "Seismic Response and Liquefaction of Saturated Sands", *Illionis*.
- Dobry, R. ve Ladd, R.S., (1980). Discussion to "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground ground during earthquakes" by H.B.Seed and "Liquefaction potential: science versus practice"by R.B.Peck, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.106, No. GT6, pp.720-724.
- Dobry, R., Ladd, R.S., Yokel, F.Y., Chung, R.M., Powell, D. (1982), "Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands During Earthquakes by the Cyclic Strain Method", *U.S. Natl. Bureau of Standards, Building Science Series 138*, U.S. Government Printing Office, Washington D.C.
- Drucker, D.C., Gibson, R. E., Henkel, D.J. (1957), "Soil Mechanics and Work Hardening Theories of Plasticity", *Transactions of the ASCE*, v122, p338-346.
- Duncan, J.M., Chang, C.Y. (1970), "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the ASCE*, v96, nSM5.
- Erken, A. ve Ansal, A.(1994), "Liquefaction Characteristics of Undisturbed Sands,

Performance of Ground and Soil Structures, Thirteenth Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, 165-170.

Finn, W.L., "Dynamic Response Analyses of Saturated Sands", Soil Mechanics-Chapter 6, 105-131.

Ghaboussi, J., Dikmen, S. U., "Liquefaction Analysis of Horizontally Layered Sands"

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No. 3, March 1978, pp. 341-356.

Ghaboussi, J., Wilson, E. (1972), "Variational Formulation of Dynamics of Fluid-Saturated Porous Elastic Solids", Journal of The Engineering Mechanics Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 947-963.

Ghaboussi, J., Wilson (1973), "Seismic Analysis of Earth Dam Reservoirs System", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.99, SM10, 849-862, 1973.

Ghaboussi, J., Dikmen, Ü. (1978), "Liquefaction Analysis of Horizontally Layered Sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 104, No.5.

Ghaboussi, J. ve Dikmen, S.Ü. (1979), "LASS-III, Computer Program for Seismic Response and Liquefaction of Layered Ground Under Multi-Directional Shaking", The National Science Foundation, Contract ENV 76-00626.

Ghaboussi, J., Dikmen, Ü. (1981), "Liquefaction Analysis for Multidirectional Shaking", Geotechnical Engineering Division, 605-627

Ghaboussi, J., Dikmen, Ü. (1984), "Effective Analysis of Seismic Response and Liquefaction: Case Studies", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol 110, No.5.

Green, A.E., Naghdi, P.M. (1970), "The Flow of a Fluid Through a Solid", Acta Mechanical, Vol.9, 329-340.

Husmand, B., Scott, F. ve Crones, C.B. (1992). "In-place Calibration of USGS Pore Pressure Transducers at Wildlife Liquefaction Site", California, USA, Proc., 10WCEE:1263-1268

Idriss, I.M. ve Seed, H.B. (1968), "Seismic Response of Horizontal Soil Layers", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 94(SM4), 1003-1029.

Idriss, M.I. ve Seed, H.B. (1982), Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes.

Ishihara, K., Tatsuaoka, F., ve Yasuda, S., (1975). "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.15, No.1.

Ishihara, K., Lysmer, J., Yasuda, S., ve Hirao, H., (1976). "Prediction of Liquefaction in Sand Deposits During Earthquakes", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.16, No.1.

Ishihara, K. ve Watanabe, T. (1976), "Sand Liquefaction Through Volume Decrease Potential", Vol 16, No.4, 61-70.

Ishihara, K. ve Towhata, I. (1980), "One-Dimensional Soil Response Analysis During Earthquake Based on Effective Stress Method", Jour. of the Faculty of Engineering, XXXV (4), The University of Tokyo: 656-700.

- Ishihara, K. (1963), "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes", *Geotechnique*, Vol. 43, No. 3, pp351-415.
- Ishihara, K., Yamazaki, F., (1980), "Cyclic Simple Shear Tests on Saturated Sand in Multi-Directional Loading" *Soils and Foundations*, 20(1), 45-49.
- Ishihara, K., Nagase, H., (1988), "Multi-Directional Irregular Loading Tests on Sand", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7, 201-212.
- Ishihara, K. (1996), *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*, Oxford University Press.
- Iwan, W.D., (1967), "On a Class of Models for the Yielding Behaviors of Continuous and Composite System", *Transaction of the ASME*, Sept. 1967.
- Juang, C.H., Yang, S.H., Yuan, H., Andrus, R.D. (2003), "Effect of Fines Type and Content on Liquefaction Resistance of Soils", Submitted to *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, March 2003a.
- Juang, C.H., Yuan, H., Lee, D.H. ve Lin, P.S. (2003), "A Simplified CPT Based Method for Evaluating Liquefaction Resistance of Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 129(1): 66-80, 2003b.
- Jefferies, M.G. (1993), "Nor-Sand: A Simple Critical State Model for Sand", *Geotechnique*, 43(1), 91-103.
- Kondner, R.L. (1963), "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings of the ASCE, v89, nSM1, p115.
- Konder, R.L., Zelasko, J.S. (1963), "A Hyperbolic Stress-Strain Formulation of Sands", *Proceedings of the Second Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brazil, v1, p289.
- Kramer, L.S. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall.
- Lade, P.V., Duncan, J.M. (1973), "Cubical Triaxial Test on Cohesionless Soil", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings of the ASCE, v99, nSM10, p793-812.
- Lade, P.V. (1975), "Elasto-Plastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil With Curved Yield Surfaces", Report No. UCLA-ENG-7594, Department of Mechanics and Structures, University of California, Los Angeles.
- Lade, P.V., Duncan, J.M. (1975), "Elastoplastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Proceedings of the ASCE, v101, nGT10, p1037-1053.
- Lade, P.V. (1994), "Instability and Liquefaction of Granular Materials", *Computers and Geotechnics* 16, 123-151.
- Li, X.S., Dafalias, Y.F., Wang, Z.L. (1999), "State-dependent Dilatancy in Critical State Constitutive Modelling of Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, 36. 599-611.
- Liao, S.C.C., Veneziano, D., Whitman, R.V. (1988), "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(4):389-411.
- Liao, S.C.C., Whitman, R.V. (1986), "Overburned Correction Factors for SPT in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp373-377.

- Liou, P., Streeter V.L., Frank,E. (1977), “Numerical Model for Liquefaction”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 589-606.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F., Seed, H.B. (1975), “FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems”, Report No. EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 83 pp.
- Manzari, M.T., Dafalias, Y.F. (1997), “A Critical State Two-Surface Plasticity Model for Sands”, *Geotechnique*, 47(2), 255-272.
- Marcuson, W.F.III, Hynes,M.E., ve Franklin, A.G.(1990) Evaluation and Use of Residual Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments, *Earthquake Spectra*, Vol.6, No.3, pp.529-572.
- Marcuson, W.F.III, Hynes,M.E (1990) Stability of Slopes and Embankments During Earthquakes, *Proceedings, ASCE/Pennsylvania Department of Transportation Geotechnical Seminar, Hershey, Pennsylvania.*
- Martin, P.P., Seed, H.B. (1978), “MASH - A Computer Program for the Nonlinear Analysis of Vertically Propagating Shear Waves in Horizontally Layered Deposits”, Report No. UCB/EERC - 8/23, University of California, Berkeley.
- Martin, G.R., Finn, W.L., Seed H. (1975), “Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 423-438.
- Martin, G.R., Finn, W.L., Seed H. (1982), “One Dimensional Dynamic Ground Response Analyses”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 935-952.
- Matasovic, N., Vucetic, Miaden.(1993), “Cyclic Characterization of Liquefaction Sands”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol 119, No.11.
- McCarron, W.O., Chen, W.F. (1987), “A Capped Plasticity Model Applied to Boston Blue Clay”, *Canadian Geotechnical Journal*, v24, n4, p630-644.
- Middlebrooks, T.A. (1942), “Fort Peck Slide”, *Transactions, ASCE*, Vol. 107, pp723-764.
- Morland, L.W. (1972), “A Simple Constitutive Theory of Fluid Saturated Porous Media”, *J. Geophy, Rez.*, Vol. 77, 890-900.
- Mroz, Z., Norris, V.A., Zienkiewicz, O.C. (1978), “An Anisotropic Hardening Model for Soils and Its Application to Cyclic Loading”, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2: 203-221.
- Mroz, Z., V.A. Norris and O.C. Zienkiewicz. (1981), “An Anisotropic, Critical State Model for Soils Subjected to Cyclic Loading”, *Geotechnique*, Vol. 31, pp. 451-469
- Newmark, N.M., Hall, V.J., “Earthquake Spectra and Design”, *Earthquake Engineering Research Institute.*
- Nishi, K., Tohma, J., Kanatani, M. (1985), “ Effective Stress Response Analysis for Level Sand Deposits with Cyclic Mobility”, *Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, 389-397.
- Özaydın, K. (1982), *Zemin Dinamiği, Deprem Mühendisliği Türk Milli Komitesi Yayınları No.1, İstanbul.*

- Özudoğru, K. (1994), “Yapısal Zemin Modelleri”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara.
- Poulos, S.J. (1981), “The Steady State of Deformation”, Journal of Geotechnical Engineering Division , Proceedings of the ASCE, v107, nGT5, P553-562.
- Prakash, S. (1981), Soil Dynamics, Mc Graw Hill.
- Rauch, F.(1997), Soil Liquefaction in Earthquakes.
- Robertson, P.K., Wride, C.E. (1998), “Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test”, Canadian Geotechnical Journal, 35(3): 442-459.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N., Wroth, C.P. (1958), “On the Yielding of Soils”, Geotechnique, v8, n1, p22-53.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. (1963), “Mechanical Behaviour of An Idealised ‘Wet’ Clay”, Proceedings of the Second European Conference on Soil Mechanics, Wiesbaden, Germany, v1, p47-54.
- Roscoe, K.H., Burland J.B. (1968), On the Generalized Stress-Strain Behaviour of ‘Wet’ Clay, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, p535-609.
- Sandhu, R.S., Wolfe, W.E., Hiremath, M.S. (1987), “Computer Program DALES (Dynamic Analysis of Linear Elastic Soils)”, Geotechnical Engineering Report No.27, OSURF 717885-87-7, AFOSR Grant 83-0055.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B. (1972), “Shake - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Soils”, Report No. EERC-72/12, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M.(1971), ”Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential” Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,ASCE, Vol.97, SM9, pp. 1249-1273
- Seed, H.B. (1976), Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division 105: 201–255.
- Seed, R.B., Çetin, K.Ö., Moss, R.E.S, Kammrater, A.M., Wu, J., Pestana, J.M, Riemer, M.F. (2001),“ Proceedings of Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D Liam Finn, San Diego, California, March, 26-31, 2001.
- Serway, A.R. ve Beichner, R.J. (2000), PHYSICS For Scientists and Engineers with Modern Physics, Sounders College Publishing, ISBN:0-03-022657-0.
- Silver, M.L., Seed, H. (1971), “ Deformation Characteristics of Sands under Cyclic Loading”, Journal of the Engineering Mechanics Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1081-1097.
- Simon, B.R, Zienkiewicz, O.C., Paul, D.K. (1984), “An Analytical Solution for the Transient Response of Saturated Porous Elastic Soils”, International Journal for Numerical and Analysis Methods in Geomechanics, Vol. 8, 381-398.
- S.S.C., Marcuson, W.F., III, Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R.B., Stokoe, K.H., II. (2001), “Liquefaction Resistance of Soils:

Summary Report From the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10): 817-833.

Stokoe, K. H., Roesset, J. M., Bierschwale, J. G., and Aouad, M.(1988c), “Liquefaction Potential of Sands from Shear wave Velocity.”*Proceedings, Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. III,pp. 213-218.*

Streeter, V.L., Wylie, E.B., Richard, F.E. (1973), “Soil Motion Computations by Characteristics Methods”, *Proceedings, ASCE National Structural Engineering Conference, San Francisco, California.*

Suetomi, I., Yoshida, N. (1996), “Effect of Frequency Characteristics of Earthquake Motion to the Nonlinear Response of Ground”, *Proc., 51st Annual Conf. of JSCE (1-B): 352-353 (in Japanese).*

Wang, Chwen-Huan. (2003), “Prediction of the Residual Strength of Liquefied Soils”, Ph.D. Thesis, University of Washington.

Wroth, C.P., Bassett, R.H. (1965), “A stress-Strain Relationship for The Shearing Behavior of A Sand”, *Geotechnique*, v15, n1, p32-56.

Yan, Yin-yu. (1997), “ A Critical State Plasticity Model For Granular Soils”, Ph.D. Thesis.

Yoshida, N., Iai, S. (1998), “Nonlinear Site Response and Its Evaluation and Prediction”, *Proc. 2nd International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion, Yokosuka, Japan, pp.71-90.*

Yoshida, N., Suetomi, I. (1996b), “DYNEQ: A Computer Program for Dynamic Analysis of Level Ground Based on Equivalent Linear Method”, *Reports of Engineering Research Institute, Sato Kogyo Co., Ltd.: 61-70 (in Japanese).*

Youd (2005), Kişisel Elektronik Posta.

Youd, T.L., Carter, B. (2003), “Influence of Soil Softening and Liquefaction on Response Spectra for Bridge Design”, A Research Report, Report No UT 03-07, Utah Department of Transportation, 145p.

Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Aranga, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Liam Finn, W.D., Harder, L.F., Jr., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J.P., Laio, S.S.C., Marcuson, W.F., III Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., power, M.S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H., II (1997), Summary Report, “NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report Nceer-97-0022, T. L.

Youd, T.L. ve Idriss, I.M. (1997), “Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Proceedings of the NCEER Workshop”, Technical Report NCEER-97-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York

Youd, T.L, ve Idriss, I.M., et al. (2001), “Liquefaction Resistance of Soils”, Summary Report from the NCEER and NSF Workshops, *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127 (10), 817-833.

Youd, T.L., Noble, S.K. (1997), “Liquefaction Criteria Based on Statistical and Probabilistic Analysis”, *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, T.L. Youd and I.M. Idriss, eds., National Center for*

Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, pp. 201-215.

Youd, T.L., Steidl, J.H., ve Nigbor, R.L. (2004), "Instrumental Arrays for Monitoring of Liquefaction Behavior".

Youd, T.L. (2005), Kişisel elektronik posta yolu ile

Zienkiewicz, O.C., Chang, C.T., Hinton, E. (1978), "Nonlinear Sismik Response and Liquefaction", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.2, 381-404.

Internet adresleri

<http://earthquake.usgs.gov>.

www.earthscope.org/r1/uac01/uac01.html

www.geo.uib.no

www.mvm.usace.army.mil

www.piru.alexandria.ocsb.edu

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 07.04.1969

Doğum yeri İstanbul

Lise 1982-1985 Mecidiyeköy Lisesi

Lisans 1988-1992 İTÜ Mühendislik Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Yüksek Lisans 1995-1998 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Geoteknik Programı

Doktora 1998-2006 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Geoteknik Programı

Çalıştığı kurum(lar)

1992-1995 Ajans Majör

1997-Devam ediyor YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Araştırma Görevlisi