

154587

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ZEMİNLERİN SIVILAŞMASI VE SIVILAŞMA ANALİZİ

İnş. Müh. Aziz ÇAKIR

FBE İnşaat Anabilim Dalı Geoteknik Programında

Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Yar. Doç. Dr. Mehmet BERİLGİN

Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN

Doç. Dr. Recep YILMAZ

Yazan
Mühür
Gm

İSTANBUL, 2004

İÇİNDEKİLER

İÇİNDEKİLER	ii
SİMGE LİSTESİ	iv
KISALTMA LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
ÇİZELGE LİSTESİ	viii
ÖNSÖZ	ix
ÖZET	x
ABSTRACT	xi
1. GİRİŞ	1
2. ZEMİNLERİN SIVILAŞMASI	4
2.1 Tanımlar	4
2.2 Boşluk Suyu Basıncı Artış Mekanizması	5
2.3 Sıvılaşmanın Mekanizması	6
2.4 Suyu Doygun Kumlarda Sıvılaşma ve Çevrimsel Hareketlilik	9
2.5 Sıvılaşma Potansiyelini Etkileyen Faktörler	11
2.6 Zemin Özellikleri	12
2.7 Sıvılaşmanın Çevre Üzerindeki Etkileri	23
2.8 Sıvılaşma Dolayısıyla Yanal Akma	24
2.8.1 Yanal Deformasyon	24
2.8.2 Hesap Yöntemi	25
2.9 Yapıların Sıvılaşma Üzerindeki Etkileri	25
2.9.1 Oturma Üzerinde Yapı Karakteristiğinin Etkisi	26
2.9.2 Bir Yapının Yakınında Sıvılaşmaya Neden Olan Çevrimsel Gerilme Oranını Etkileyen Faktörler	26
2.9.2.1 Başlangıç Statik Kesme Gerilmesinin Etkisi	27
2.9.2.2 Çevre Basıncındaki Değişimin Etkileri	29
2.9.2.3 Aşırı Konsolidasyon Oranının Etkisi	29
2.9.3 Düşey Efektif Basıncı Etkisi	30
2.9.4 Bina Tepkisinin Etkisi	30
2.10 Sıvılaşmanın Deprem Hasarlarına İki Değişik Etkisi	33
2.10.1 Tarihi Veriler	33
2.10.2 Kavramsal Açıklama	33
2.11 Sıvılaşma Potansiyeli Belirlenmesinde Kullanılan Deney ve Çalışmalar	34
2.11.1 Laboratuvar Deneyleri	34
2.11.1.1 Dinamik Üç Eksenli Deney	35
2.11.1.2 Dinamik Basit Kesme Deneyi	36

2.11.1.3	Burulmalı Dinamik Deney Sistemi.....	36
2.11.1.4	Geniş Ölçekli Basit Kesme Deneyi	37
2.11.1.5	Laboratuar Deneyleri İçin Alınan Numuneler İlgili Sınırlamalar	38
2.11.2	Model Deneyleri	39
2.11.2.1	Sarsma Masası Modeli Deneyleri.....	39
2.11.2.2	Santrifüj Model Deneyleri	40
2.11.3	Arazi Deneyleri.....	41
2.11.3.1	Standart Penetrasyon Deneyi.....	42
2.11.3.2	Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)	45
2.11.3.3	Sismik Koni Penetrasyon Deneyi (SCPT).....	46
3.	SIVILAŞMA ANALİZİ	48
3.1	Zeminlerde Sıvılaşma Analizi	48
3.1.1	Periyodik Kayma Gerilmesi Kriteri (Seed ve Idriss, 1981).....	48
3.1.2	Eşik İvme Kriteri (Dobry vd., 1981)	50
3.1.3	Sıvılaşma İndeksi Kriteri (Iwasaki vd., 1984).....	52
3.1.4	Çin Milli Kodu.....	53
3.1.5	Enerji Metodu (Wang ve Law, 1994).....	54
3.1.6	Deprem Büyüklüğü Kriteri (Atkinson ve Charlwood, 1984)	54
3.1.7	Yeni SPT Tabanlı Sıvılaşma Kriterleri (Çetin vd., 2000)	54
3.2	Sıvılaşma Şiddetinin Tahmini	67
4.	SIVILAŞMA ANALİZİ PROGRAMI	69
4.1	Giriş	69
4.2	Geolig2004 Programı	69
4.3	Analiz Yöntemleri	70
4.3.1	Seed ve Idris (1972) Yöntemi (Klasik Yöntem).....	70
4.3.2	Çetin vd. (2000) Yöntemi (Yeni SPT Tabanlı Sıvılaşma Yöntemi).....	72
4.3.3	Programın Yaptığı Kabuller	73
4.3.3.1	Suya Doygun Olmayan Zeminler	73
4.3.3.2	İnce Dane Oranı.....	73
4.3.3.3	Plastisite İndisi.....	74
4.4	Programın Çalışması.....	74
4.5	Örnekler	75
4.5.1	Örnek 1	75
4.5.2	Örnek 2	82
4.5.3	Program Sonuçlarının “LiquefyPro” Programı İle Karşılaştırılması.....	89
5.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	95
	KAYNAKLAR.....	96

SİMGE LİSTESİ

ρ	Zeminin yoğunluğu
K_0	Sükünetteki yatay toprak basıncı katsayısı
M_s	Yüzey dalgası büyüklüğü
M_w	Moment büyüklüğü
I	Deprem şiddeti
g	Yerçekimi ivmesi
a_{max}	En büyük yatay ivme
a_t	Sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için gerekli eşik ivmesi
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Asal gerilmeler
σ_c	Hücre basıncı
σ_v	Toplam düşey basınç
σ'_v	Efektif düşey basınç
D_H	Zeminin yanıl yerdeğıştirmesi
u	Boşluk suyu basıncı
D_r	Rölatif sıkılık
I_p	Plastisite indisi
N	SPT darbe sayısı
p_{so}	Kritik penetrasyon dayanımı
N_c	Ön sıvılaşma çevrim sayısı
d_{50}	Ortalama dane boyutu
r_d	Zemin tabakası derinliğı için düzeltme faktörü
C_N	Jeolojik gerilme düzeltmesi
v_s	Kayma dalgası hızı
τ_s	Sıvılaşma için gerekli yatay kayma gerilmesi
τ_o	Ortalama kayma gerilmesi
G	Kayma modülü
S_a	Spektral ivme

KISALTMA LİSTESİ

SPT	Standart Penetrasyon Deneyi
CPT	Koni Penetrasyon Deneyi
SCPT	Sismik Koni Penetrasyon Deneyi
AKO	Aşırı Konsolidasyon Oranı
ER	Enerji Oranı
CSR	Tekrarlı Gerilme Oranı
CRR	Tekrarlı Dayanım Oranı
FC	İnce Dane Oranı
FS	Emniyet Faktörü



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 Tekrarlı Üç Eksenli Yükleme Kademeleri İçin Gerilme Durumları (Ishihara, 1996).	8
Şekil 2.2 Tekrarlı Üç Eksenli Deneyde Eksenel Uzama ve Boşluk Suyu Basıncı Artışı (Ishihara, 1996)	9
Şekil 2.3 Başlangıç Rölatif Sıkılığın Sıvılaşmaya Etkisi (Seed, 1978)	13
Şekil 2.4 Rölatif Sıkılığın Oluşacak Boşluk Suyu Basınçlarına Etkisi (Ladd, 1989)	14
Şekil 2.5 Rölatif Sıkılığın Sıvılaşmaya ve Birim Kaymalara Etkisi (Seed, 1978)	14
Şekil 2.6 Sıvılaşma Gözlenmiş Zeminlerin Dane Çapı Dağılımı (Ishihara, 1985)	15
Şekil 2.7 Plastik İnce Daneleşimin Sıvılaşmaya Etkisi (Erken vd., 1994)	16
Şekil 2.8 a) N=10 ve b) N=30 Çevrimlerinde Boşluk Suyu Basıncı Oranı İle Eksenel Deformasyonların Değişimi(Erten ve Moher, 1995)	17
Şekil 2.9 Örselenmemiş Kumlu Zeminlerde İnce Dane Oranının Sıvılaşmaya Etkisi (Ansal vd., 1994)	18
Şekil 2.10 Plastisitenin Sıvılaşmaya Etkisi (Ansal vd., 1994)	19
Şekil 2.11 Plastisitenin Sıvılaşmaya Etkisi	19
Şekil 2.12 Tekrarlı Gerilme Oranı Çevrim Sayısı İlişkisi (Ansal vd., 1998)	20
Şekil 2.13 Sismik Geçmişin Sıvılaşmaya Etkisi (Seed, 1978)	21
Şekil 2.14 Yanal Toprak Basıncı Katsayısının Sıvılaşmaya Etkisi (Seed, 1978)	22
Şekil 2.15 Aşırı Konsolidasyon Oranının Sıvılaşmaya Etkisi	23
Şekil 2.16 Oturma Oranı (S/D) ile Genişlik Oranı (B/D) Arasındaki İlişki (Yoshimi ve Tokimatsu, 1977)	26
Şekil 2.17 CSR ile α Arasındaki İlişki a)Sıkı Kumlar b)Gevşek Kumlar	28
Şekil 2.18 Çeşitli Sıkılıktaki Kumlar İçin K_σ Düzeltmesi	28
Şekil 2.19 Düzeltme Faktörü K_{AKO} ile AKO İlişkisi	29
Şekil 2.20 Tipik Deprem Spektrum Eğrisi (Seed vd.,1974)	32
Şekil 2.21 Aşırı Boşluk Suyu Basıncı Gelişimi: a) İlk evre b) Sonraki evre (Yoshimi ve Tokimatsu, 1978)	39
Şekil 2.22 Santrifüj Model Deney Sonuçları (Whitman ve Lambe, 1982-1985)	41
Şekil 3.1 Periyodik Sınır Gerilmesi Değerleri (Seed ve Idriss, 1981)	49
Şekil 3.2 Sıvılaşma Tetiklenmesini Belirleyen Modeller Arasında Doğrudan Karşılaştırma ..	55
Şekil 3.3 r_d Eğrileri a) Seed ve Idriss (1971) b) Çetin ve Seed (2000)	57
Şekil 3.4a Olasılıksal SPT Tabanlı Sıvılaşma Eğrileri	61
Şekil 3.4b Deterministik SPT Tabanlı Sıvılaşma Sınır Eğrileri	62
Şekil 3.5a Deprem Büyüklüğü ile Orantılı Süre Düzeltme Katsayısı	63
Şekil 3.5b Deprem Büyüklüğü ile Orantılı Süre Düzeltme Katsayısı	63
Şekil 3.6 K_σ Önerisi (NCEER, 1997)	64
Şekil 3.7 K_σ Değerleri	65
Şekil 3.8a $M_w=7, 5$ ve $\sigma_v'=1, 0$ atm. İçin Olasılıksal SPT Tabanlı Sıvılaşma Sınır Eğrisi (Seed v. d, 1984)	67
Şekil 3.8b $M_w=7, 5$ ve $\sigma_v'=1, 0$ atm. İçin Olasılıksal SPT Tabanlı Sıvılaşma Sınır Eğrisi ...	67
Şekil 4.1 DN1 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları Grafiği (Yöntem:Seed ve Idriss,1981)	79
Şekil 4.2 DN1 Sondajı Sıvılaşma Analiz Sonuçları Grafiği (Yöntem:Çetin vd., 2000)	80
Şekil 4.3 DN1 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması	81
Şekil 4.4 DN2 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları Grafiği (Yöntem:Seed ve Idriss,1981)	86
Şekil 4.5 DN2 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları Grafiği (Yöntem:Çetin vd., 2000)	87
Şekil 4.6 DN2 Geolig2004 Programı Sondajı Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması	88
Şekil 4.7 DN1 Sondajı Numunesinin Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması Grafiği	93

Şekil 4.8 DN2 Sondaj Numunesinin Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması Grafiği	94
--	----



ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 Rölatif sıkılığa (Dr) bağlı olarak sıvılaşma potansiyeli.....	12
Çizelge 2.2 SPT – N değerleri ile rölatif sıkılık ve nisbi yoğunluk sınıflaması	45
Çizelge 2.3 SPT – N değerleri ile kıvam ve serbest basınç dayanımları sınıflaması	45
Çizelge 2.4 Tasarım deprem şiddetine göre verilen p_{so}	46
Çizelge 3.1 SPT Darbe Sayısı (N) ile Kayma Dalgası Hızı Arasındaki Ampirik Korelasyonlar (Özaydın, 1996)	51
Çizelge 3.2 Kayma dalgası hızının kritik değerlerinin deprem şiddeti ile değişimi	52
Çizelge 3.3 N_0 değerinin belirlenmesi	53
Çizelge 3.4 SPT Düzeltmeleri (Çetin vd., 2000).....	60
Çizelge 3.5 Sıvılaşma Şiddeti.....	68
Çizelge 4.1 DN1 Sondaj Logu.....	76
Çizelge 4.2 DN1 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları (Yöntem:Seed ve Idriss,1981)	77
Çizelge 4.3 DN1 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları (Yöntem:Çetin vd., 2000)	78
Çizelge 4.4 DN2 Sondaj Logu.....	83
Çizelge 4.5 DN2 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları (Yöntem:Seed ve Idriss,1981)	84
Çizelge 4.6 DN2 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları (Yöntem:Çetin vd., 2000)	85
Çizelge 4.7 DN1 Sondaj Numunesinin LiquefyPro Programında Sıvılaşma Analizi	89
Çizelge 4.8 DN2 Sondaj Numunesinin LiquefyPro Programında Sıvılaşma Analizi	90
Çizelge 4.9 DN1 Sondaj Numunesinin Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması	91
Çizelge 4.10 DN2 Sondaj Numunesinin Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması.....	91

ÖNSÖZ

Zeminler diğer inşaat mühendisliği malzemelerine göre oldukça farklı özelliklere sahip, dış etkiler altındaki davranışlarının anlaşılması zor olan malzemelerdir. Zemin-su ilişkileri ile boşluk suyu basınçları ve efektif gerilme kavramı iyi incelenmesi gereken konulardır.

Depremler sırasında zeminlerin davranışlarının önceden tahmin edilmesi can ve mal güvenliği açısından oldukça önemlidir. Geoteknik Mühendisliği açısından sıvılaşma depremlerin neden olduğu en karmaşık konulardan birisidir. Özellikle 1964 yılında Alaska ve Niigata depremlerinde, sıvılaşmadan kaynaklanan geniş çaplı hasarların meydana gelmesi, araştırmacıların ilgisini bu konuya çekmiştir. Zeminleri sıvılaşma potansiyelinin tespiti amacıyla çeşitli amprik yaklaşımlar önerilmiştir. 17 Ağustos 1999 Depremi'nde Adapazarı kent merkezinde belirgin olarak görülen sıvılaşma etkileri, ülkemizde de bu konuya olan ilginin artmasına neden olmuştur.

Bu tez çalışmasının her aşamasında değerli fikir ve görüşlerinden yararlandığım Sayın Yrd.Doç.Dr. Mehmet Berilgen'e teşekkür ederim.

Aralık,2004

Aziz ÇAKIR

ÖZET

17 Ağustos Depremi'nde de görüldüğü gibi zemin mukavemetindeki azalma veya mukavemetin tamamen ortadan kalkması, toprak kayması, yapıların oturması, yan yatması, devrilmesi gibi çeşitli yapısal hasarlar meydana getirmektedir. Suya doygun, kumlu ve siltli zemin tabakalarında depremler sırasında meydana gelen sıvılaşma olayının bu hasarların sebebi olabileceği düşünülmüş, böylece sıvılaşmanın mekanizması ve etkileri incelenmeye başlanmıştır.

Sıvılaşma potansiyeli değerlendirmeleri ve sıvılaşma analizi kriterlerinin karşılaştırmasını konu alan bu tez çalışmasında, bir çok araştırmacının çalışması incelenmiş ve derlenen bilgiler yardımıyla sıvılaşma potansiyelini etkileyen faktörler ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Ayrıca sıvılaşma analizleri ışığında, sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının belirlenmesi için Geolig2004 bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Anahtar kelimeler : sıvılaşma, SPT, CPT, deprem, boşluk suyu basıncı, zeminlerin mukavemeti, Geolig2004

ABSTRACT

Decrease in the soil strength or completely loss of soil strength, bring into existence of some damages like sandslides, structures to sink in soil, lie down or fall over as observed during the earthquake in August 17, 1999. Liquefaction that can occur in saturated sand and silty soil layers during earthquakes is considered as the reason of these damages. Therefore the mechanism and effects of liquefaction phenomena were started to examine.

In the scope of this study, which is mainly targeting the subject of liquefaction potential evaluations and comparisons in the liquefaction criteria, studies of various scientists are reviewed in order to illuminate the event of liquefaction due to the acquired information from these past studies. The facts that mainly affecting the liquefaction potential are summarized in detail, particularly, it is focused on the subject of liquefaction potential due to the type of soil under various conditions.

Furthermore, with the guidance of liquefaction analysis, Geolique2004 computer software was developed for the calculation of factor of safety against to liquefaction.

Keywords : liquefaction, SPT, CPT, earthquake, pore pressure, resistance of soils, Geolique2004

1. GİRİŞ

Sıvılaşma, geoteknik mühendisliğinin en önemli, ilginç ve tartışmaya açık konularından biridir. 1964 yılında üç ay içersinde meydana gelen Alaska ($M_w=9.2$) ve Niiagata ($M_s=7.5$) depremlerinde sıvılaşmadan kaynaklanan büyük yıkımlar, geoteknik mühendislerinin bu konuya olan ilgilerini arttırmıştır. Her iki depremde sıvılaşma sonucu şev kaymaları, köprü ve bina temellerinin göçmesi ve gömülü yapıların yüzmesi şeklinde sorunlar yaşanmıştır.

Tekrarlı yükleme durumlarında meydana gelen sıvılaşma olayı depremler sonucu anlaşılmış daha yeni bir kavram olsa da, statik yükler altındaki sıvılaşma Casagrande'nin 1936 yılında yaptığı çalışmalardan itibaren bilinmektedir. 1936 yılında meydana gelen Fort Peck, Montana Barajındaki kaymalar, Aşağı Mississippi Nehri kıyılarındaki akma kaymaları bu çalışmalara örnek teşkil etmişlerdir.

Daha sonraki yıllarında sıvılaşmadan kaynaklanan hasarların önemli derecede olmasından dolayı Kaliforniya Üniversitesinden H. B. Seed sıvılaşmanın nedenlerini ve mekanizmasını araştırmıştır. Seed ve Idriss (1967), Japonya'daki 1964 Niigata depremi sırasında birçok binada oturma ve devrilmelerin, temellerin altındaki kumun sıvılaşmasından meydana geldiğini belirlemişlerdir. Bu ilk çalışmalardan sonra laboratuvar ve arazi deney yöntemlerinin geliştirilmesi ile tekrarlı yükler altında kumlu zemin tabakalarının davranışı, bir çok araştırmacı tarafından ayrıntılı olarak incelenmiştir.

Depremlerin yapılarda yol açtığı hasarların yerel zemin koşullarının değişik etkileri altında kaldığı bilinmektedir. Bu nedenle yapıların inşasından önce yapılan zemin etütlerinde, arazideki zemin tabakalarının muhtemel bir deprem sırasında göstereceği davranışın da incelenmesi gerekmektedir.

Depremler sırasında gözlenen yapısal hasar, zemin yüzünde büyük deplasmanlara yol açan toptan zemin göçmelerinin sonucu olursa, meydana gelen yapısal hasar ile yerel zemin koşulları arasındaki ilişki açık olarak görülebilir. Örneğin, gevşek yerleşimli daneli zeminler yer sarsıntıları sonucu sıkışarak zemin yüzünde büyük toplam ve farklı oturmalara ve böylece taşıdıkları yapılarda büyük hasarlara yol açabilirler.

Gevşek yerleşimli, daneli zemin tabakalarının suya doygun olması halinde ise titreşimlerin yol açtığı sıkışma sonucu boşluk suyundaki hidrostatik basınç artışı zeminin sıvılaşmasına ve üzerindeki yapıların oturmasına, devrilmesine veya zemin içine batmasına neden olabilir.

Depremler sırasında zeminlerde oluşan dinamik gerilmeler ve boşluk suyu basıncı artışlarının siltli kum tabakalarında büyük toprak kaymalarına ve şev göçmelerine de yol açtıkları gözlenmiştir.

Depremlerde gözlenen yapısal hasarlara zemin koşullarının etkisi yönünden daha az açık olan bir etki, zeminde hiçbir göçme olmadığı halde zemin koşullarının yapılara etkiye sarsıntı şiddetine ve dolayısıyla üzerindeki yapıların göreceği hasara yaptığı etkidir. Yerel zemin koşulları, deprem sırasında yapılara etkileyen yer ivmesinin genliğini, frekans özelliklerini ve buna bağlı olarak atalet kuvvetlerini büyük ölçüde etkilemektedir.

Sıvılaşmanın insan hayatına ve ekonomiye olan olumsuz etkilerinden dolayı bu konuda yapılan araştırmalar günden güne artmakta ve gittikçe önem kazanmaktadır. Kum-siltli kum gibi zeminler içeren tabakaların, bir deprem esnasında sıvılaşma potansiyelini saptayabilmek amacıyla arazi ve laboratuvar çalışmalarından elde edilebilen zemin ve dinamik parametrelerin bir anda kullanıldığı çeşitli kriterler ve amprik formüller önerilmektedir. Aktif deprem kuşağı içerisinde yer alan yurdumuzda da sıvılaşma olayı büyük önem taşımakta ve bu konuda yapılacak çalışmalara ihtiyaç duyulmaktadır. Bu çalışmada, Seed ve Idriss (1972) tarafından geliştirilen ve SPT verilerinin çözümlemelerine dayanan yöntemin ışığında bir bilgisayar programı geliştirilmesi amaçlanmıştır. Bu program bir hesap tablosu yazılımı olan ve mühendisler tarafından da sıkça kullanılan MSEXCEL ortamında çalışmakta olup sıvılaşma potansiyelinin araştırılmasında son yıllarda yapılan gelişmeleri de (Toprak ve diğ.,1999 ; Çetin ve diğ., 2000 ; Seed ve diğ., 2001) dikkate almaktadır.

Tez çalışması beş bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde çalışmanın amacı ve tez organizasyonu takdim edildikten sonra ikin bölümde zeminlerin sıvılaşması hakkında genel bilgiler verilmiş ve zeminlerin sıvılaşmasını etkileyen faktörler incelenmiştir.

Üçüncü bölümde, zeminlerin olası deprem yükleri altında sıvılaşma potansiyelini tahmin etmekte kullanılan çözüm yöntemleri hakkında bilgiler verilmiş, tezin dördüncü bölümünde ise, özellikle kumlu zeminlerin kayma direnci ve rijitliklerini yerinde (in situ) belirlemekte kullanılan Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) verileri (SPT N sayıları) ile sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için Seed ve Idriss (1972) tarafından geliştirilen yöntemi dikkate alarak MSEXCEL ortamında çalışan Geolig2004 programı hakkında bilgiler verilmiş ve programın dikkate aldığı kriterler açıklanmıştır. Bu bölümde ayrıca örnek olarak farklı zemin kesitlerine ait SPT N sayıları ve gerekli zemin özellikleri dikkate alınarak Geolig2004

programı ile analizler yapılmış ve programın doğru sonuçlar ürettiği gösterilmiştir.

Programın son bölümünde ise tez çalışmasının sonuçları ve bu sonuçlar ışığında geliştirilen öneriler açıklanmıştır.



2. ZEMİNLERİN SIVILAŞMASI

2.1 Tanımlar

Mogami ve Kubo (1953) tarafından isimlendirilmiş olan sıvılaşma (liquefaction) terimi, suya doygun kohezyonsuz zeminlerin drenajsız koşullarda statik, geçici veya tekrarlı şekillerde örselenmesiyle oluşan birtakım zemin deformasyonlarını ifade etmek için kullanılmıştır (Kramer,1996). Konuyla ilgili şu tanımlar yapılabilir:

- a) Sıvılaşma (Liquefaction) : Boşluk suyu basıncının tekrarlı yükler altında sürekli artması ve korunması ile efektif çevre basıncının çok küçük bir değere düşmesi, zeminin kayma mukavemetinin kaybolması ve çok büyük şekil değiştirmelerin ve akmaların oluşturduğu bir durumdur (Seed ve diğ.,1976).
- b) Ön Sıvılaşma (Initial Liquefaction) : Tekrarlı yükler altında boşluk suyu basıncının artarak bir yükleme çevrimi sonucunda efektif çevre basıncına eşit olmasına Ön Sıvılaşma denir. Ön sıvılaşmanın olması zemin elemanında oluşabilecek şekil değiştirmelerin boyutları ile bilgi vermez. Böyle bir tanım yapmaktaki amaç zemin elemanının tekrarlı yükler altında davranışının adlandırılması ve ön sıvılaşmadan sonraki davranışının değerlendirilmesinde bir açıklık getirilmesidir (Seed ve diğ.,1976).
- c) Sınırlı Sıvılaşma-Çevrimsel Hareketlilik (Cyclic Mobility) : Tekrarlı yükler altında bir yükleme çevrimi sonunda ön sıvılaşmanın oluşması ve bunu izleyen yükleme çevrimlerinde zemin elemanında artık dayanım bulunmasından veya hacim kabarmasından dolayı boşluk suyu basıncının düşmesi ile şekil değiştirmelerin sınırlı kalması ve zemin elemanının tekrarlı yükler altında duraylı bir konuma gelmesine sınırlı sıvılaşma veya çevrimsel hareketlilik denir (Seed ve diğ.,1976).
- d) Kum Kaynaması : Bir zemin kütleindeki aşırı boşluk suyu basıncından dolayı kum ve suyun borulanarak dışarı çıkmasıdır (Wang ve Law,1994).
- e) Mikroskobik Sıvılaşma : Sıvılaşmanın olduğu kısımdaki zeminin dinamik dayanımı ile aynı noktada tahmin edilen dinamik gerilme değerlerinin kıyaslanmasıyla sıvılaşma tanımına uyduğu anlaşılan durumdur (Wang ve Law,1994). Zeminin dayanımı, sismik gerilme ve bölgesel jeoloji ve topoğrafyanın etkilenmesi dikkate alınarak önemli bir

zemin kısmı için sıvılaşma olduğu anlaşılan durum ise Makroskobik Sıvılaşma olarak isimlendirilir. Bu tür sıvılaşma genellikle yüzeyde meydana gelen kum kaymaları sonucu anlaşılır. Bu bölgelerde boşluk suyu basıncı kum parçacıklarını yüzeye ittirecek seviyededir. Sıvılaşmayı değerlendirecek amprik formülasyonlar, makroskobik sıvılaşmanın olduğu bölgelerden alınan kayıtlar yardımıyla oluşturulduğu için bu durum önemlidir (Wang ve Law,1994).

- f) Dengeli Durum (Steady State) : Sabit bir kayma gerilmesi ve çevre gerilmesi altında kumun hacminin sabit kalarak sürekli deforme olduğu durumdur (Castro,1975). Bu durumdaki kumun kayma gerilmesine, dengeli durum mukavemeti veya kalıcı mukavemet denir.

2.2 Boşluk Suyu Basıncı Artış Mekanizması

Kohezyonsuz zeminler özellikle gevşek kumlar, tekrarlı yükler altında, bulunduklarından daha sıkı bir konuma geçmek isterler. Kuru kumlar üzerinde yapılan dinamik deneylerde hacimin azalması ve sıkılıkta artış gözlenmektedir. Suyu doymun kohezyonsuz zeminlerde ise, drenajsız halde tekrarlı yükler altında gevşek kuru kumlarda gözlenen hacimsel sıkışmaya daneler arasını dolduran boşluk suyu engel olmaktadır. Suyun sıkışabilirliğinin zemin yapısına oranla çok daha az olması, boşluk suyu basıncının artmasına yol açmaktadır. İnce-orta kumlarda hidrolik iletkenlik nispeten yüksek olmasına karşın, süre açısından bir deprem sırasında boşluk suyu basıncında olabilecek sönüm miktarının ihmal edilebilir düzeyde bulunduğu ve drenajsız yükleme koşullarının geçerli olduğu gözlenmiştir.

Genelde zemin kütlesi, boşluklarında su veya hava bulunan sıkışabilir zemin iskeleti şeklinde düşünülebilir. Eğer zemin elemanına etkiyen gerilmeler arttırılırsa, bu elemanın hacminde bir azalma ve boşluk suyu basıncında artış gözlenir. Drenajsız (UU) üç eksenli deneyde hidrostatik hücre basıncı σ_c uygulanması durumunda eğer zemin %100 suya doymun ise uygulanan hücre basıncı değişikliği $\Delta\sigma_c$ değerine eşit bir boşluk suyu basıncı değişikliği (Δu) elde edilir. Bir başka deyişle $\Delta u / \Delta\sigma_c$ oranı 1'e eşit olur. Eğer zemin %100'den daha az doymunsa, meydana gelen ilave boşluk suyu basıncı Δu 'nun artan hücre basıncı $\Delta\sigma_c$ 'ye oranı 1'den az olur. Üç eksenli deneyde bu oran şöyle ifade edilebilir.

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1 + \frac{nC_v}{C_{sk}}} = B \quad (2.1)$$

Burada n: Porozite

C_v : Boşlukların sıkışması

C_{sk} : Zemin iskeletinin sıkışmasıdır.

Skempton (1954) tarafından bulunan B parametresi, drenajsız yükleme koşullarında hidrostatik veya hücre basıncı artışının boşluk suyu basıncında meydana geldiği artışı ifade eder.

Eğer zemin tamamen doygunsa $C_v = C_w$ (suyun sıkışması) olur ve suyun sıkışabilirliği zemininkine göre çok küçük olduğu için $C_w/C_{sk} \rightarrow 0$ kabul edilebilir. Dolayısıyla doymun zeminlerde $B=1$ 'dir. Eğer zemin kuruyrsa C_v/C_{sk} sonsuza yaklaşır çünkü havanın sıkışabilirliği zemine göre çok fazladır. Dolayısıyla kuru zeminlerde $B=0$ olur. Kısmen doymun zeminlerde B parametresi 0 ile 1 arasında değişir. B ve doymunluk derecesi arasındaki ilişki zemin tipine ve gerilme seviyesine bağlıdır (Holtz ve Kovacs, 1981).

Arazi ve laboratuvar ölçümleri sonucu sıvılaşmayı oluşturabilecek boşluk suyu basıncı artışının efektif düşey gerilmeye oranının %50'den fazla olması gerektiği görülmüştür ($\Delta u / \Delta \sigma_v > 0.5$). Bu oran laboratuvarında dinamik üç eksenli deneyde belirlenebilir.

Skempton (1954), elastik olmayan zeminlerdeki boşluk suyu basıncı tarif ederken, B parametresinin yanında, deviatorik gerilmedeki değişimi tarif eden A parametresini de kullanmıştır.

B parametresi gibi A parametresi de sabit değildir. Farklı zemin ve gerilme koşulları için belirlenmelidir.

2.3 Sıvılaşmanın Mekanizması

Arazide gözlenen zemin sıvılaşmasının ana nedenleri uzun zamandan beri bilinmektedir. Casagrande (1975), kritik boşluk oranını göz önüne alarak kumlu zeminlerde sıvılaşmayı açıklamak için bu konudaki ilk araştırmayı yapan kişi olmuştur. Kayma gerilmesine maruz bırakılan sıkı kumlar genişlemeye yani hacminde bir artış meydana gelmeye, gevşek kumlar

ise aynı gerilme koşulları altında hacminde azalmaya meyillidir. Kayma gerilmesi uygulanan kumun hacminde bir değişimin meydana gelmediği boşluk oranına kritik boşluk oranı denir.

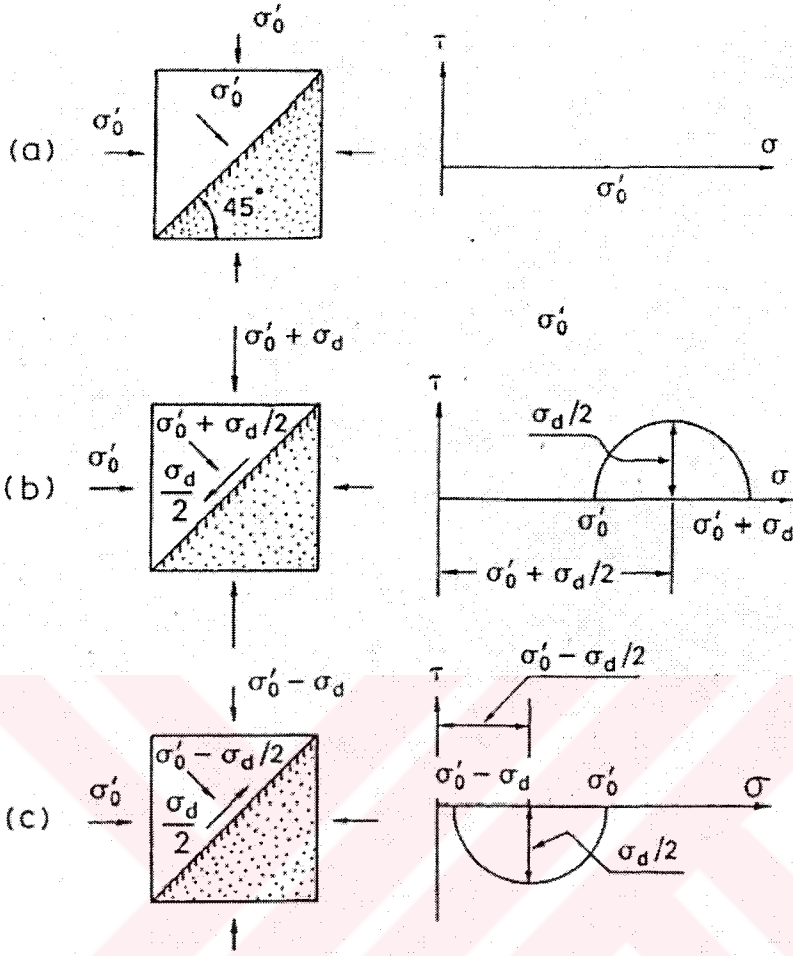
Dinamik bir etkiyle titreşim uygulanan ve kritik boşluk oranından daha büyük boşluk oranına sahip olan kum tabakalarının hacminde azalma meydana gelir. Eğer drenaj mümkün değilse hacim azalması eğilimi boşluk suyu basıncı artması sonucunu doğurmaktadır. Boşluk suyu basıncındaki bu artış ortalama çevre basıncına eşit olacak mertebeyle ulaştığı zaman efektif gerilmeler sıfır olmakta, kum tabakası mukavemetini tamamen kaybetmekte ve sıvılaşma meydana gelmektedir.

Fakat aşağıdaki sebeplerden dolayı kritik boşluk oranı kavramı tek başına kumların sıvılaşma potansiyellerini değerlendirmek için yeterli değildir.

- 1) Kritik boşluk oranı sabit bir değer değildir, çevre basıncıyla değişir.
- 2) Dinamik yükleme koşullarındaki hacim değişiklikleri laboratuvarında tek yönlü basit kesme ve üç eksenli kesme deneylerinden elde edilenlerden farklıdır.

Bu nedenle 1960'lerden beri sıvılaşmayı kontrol eden zemin parametrelerinin belirlenmesi için özenli çalışmalar yapılmaktadır (Das, 1993).

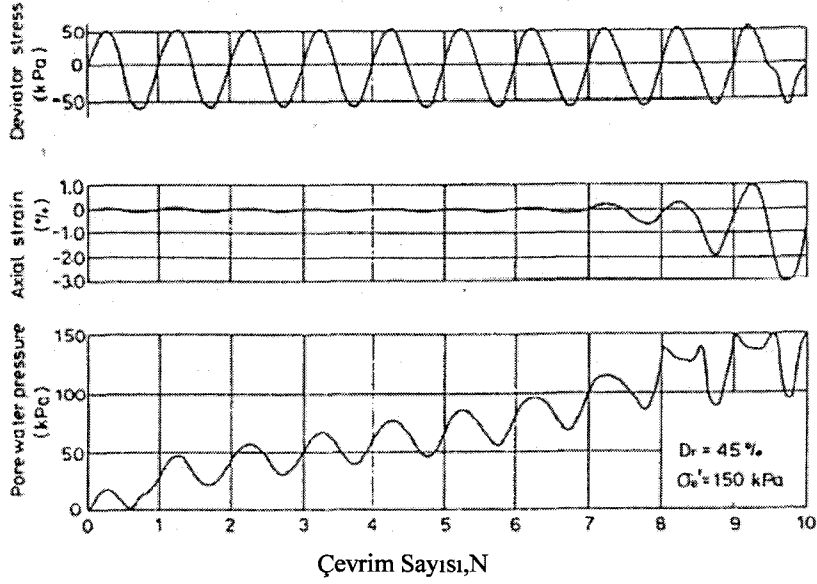
Laboratuvarında üç eksenli deney aletiyle tekrarlı gerilme uygulanan kum numunelerinin davranışı incelenerek sıvılaşma kavramının temeli oluşturulmuştur. İlk olarak Seed ve Lee (1966) tarafından suya doymuş kil numuneler hücre basıncıyla konsolide edilmiş ve drenajsız koşullarda belirli bir pik eksenel uzamaya kadar tekrarlı eksenel gerilmeye maruz bırakılmıştır. Bu yükleme yöntemi numuneye yatayla 45°lik açı yapan kayma yüzeyi ve düzlemi boyunca gerilme durumları oluşturur. Bu durum deprem sırasında yerde yatay bir düzlemde oluşan durumun aynısıdır. Tekrarlı üç eksenli deneydeki her yükleme kademesi için gerilme durumları Şekil 2.1'de gösterilmiştir (Ishihara, 1996).



Şekil 2.1 Tekrarlı Üç Eksenli Yükleme Kademeleri İçin Gerilme Durumları (Ishihara, 1996)

Drenajsız koşullar altında eksenel gerilme σ_d uygulanırsa, 45°'lik düzlemde oluşan kayma gerilmesi $\sigma_d / 2$ olur. Ayrıca bu düzlemde $\sigma_d / 2$ normal gerilme de oluşur fakat bu gerilme mevcut efektif çevre gerilmesini (σ'_0) değiştirmeden boşluk suyuna aktarır. Dolayısıyla bu normal gerilme dikkate alınmaz. .

Tekrarlı üç eksenli deney için tipik bir sonuç Şekil 2.2'de gösterilmiştir.



Şekil 2.2 Tekrarlı Üç Eksenli Deneyde Eksenel Uzama ve Boşluk Suyu Basıncı Artışı (Ishihara, 1996)

Burada tekrarlı eksenel gerilme uygulandıkça boşluk suyu basıncı giderek artmaktadır. Sonuçta uygulanan ilk çevre basıncına yakın bir değer olarak %5 genlikte bir eksenel uzama oluşturur. Bu durum ön sıvılaşma veya kısaca sıvılaşma olarak isimlendirilir. Gevşek kum için ön sıvılaşma bir yumuşama durumu olarak açıklanabilir. Çünkü %100 boşluk suyu basıncı oluşumuyla mukavemet tamamen kaybolur ve aniden çok büyük deformasyon meydana gelir. Orta sıkı ve sıkı kumlarda yine %100 boşluk suyu basıncı oluşumuyla bir zeminde bir yumuşama durumu meydana gelir. Orta sıkı ve sıkı kumlarda tekrarlı yükler altında boşluk suyu basınçlarındaki artışların daha yavaş ve daha düşük seviyelerde olduğu görülmüştür. Bu tip kumlarda artan boşluk suyu basınçları kısa süreli olarak efektif çevre gerilmesine eşit olur. Zemin numunesinin genişlemeye başlaması ile boşluk suyu basınçlarının değeri azalır ve zemin tekrar mukavemet kazanır. Bu zeminlerde oluşan sıvılaşma gevşek kumlarda oluşan sıvılaşmadan farklı olup şekil değiştirmeler kumun sıkılığına bağlı olarak sınırlı kalır. Bu olaya sınırlı sıvılaşma veya çevrimsel hareketlilik oluşması denilmektedir (Ishihara, 1996).

2.4 Suya Doygun Kumlarda Sıvılaşma ve Çevrimsel Hareketlilik

1936 yılında Fort Peck barajında meydana gelen zemin göçmeleri üzerine Casagrande'nin yapmış olduğu çalışmalarda, suya doymuş gevşek kumların kayma deformasyonlarına maruz

birakılmasıyla yüksek boşluk suyu basınçlarının oluştuğu ve zeminin deformasyona karşı direncini yitirerek sıvı gibi davrandığı anlaşılmıştır. Bu sıvılaşma türünden kaynaklanan duraysızlıklar Sheffield barajı ve Aşağı San Fernando barajında olduğu gibi büyük zararlara yol açabilir. Burada sıvılaşma, zemindeki statik denge için gerekli olan kayma gerilmesi, zeminin sıvılaşmış durumdaki kayma dayanımından büyükse meydana gelir ve bir kez tetiklendiği zaman statik kayma gerilmelerinin etkisiyle büyük deformasyonlar oluşur (Kramer, 1996).

1964 yılındaki Niigata ve Alaska Depremlerinde zeminden kaynaklanan büyük yıkımlardan dolayı, deprem yükleri altında zemin davranışı incelenmeye başlanmıştır. Drenajsız koşullarda tekrarlı gerilmelerin uygulandığı orta ve sıkı, suya doymun kumlarda, boşluk suyu basıncı artışı geliştiği ve statik yükleme durumunda kabaran numunelerin önemli deformasyonlara uğradığı gözlenmiştir (Seed ve Lee, 1966). Bu deneylerde, boşluk suyu basıncı çevre basıncına eşit duruma geldiği ve çok küçük bir dirençle bir miktar deformasyon olduğu için bu kumlar da sıvılaşmıştır denilebilir. Bu tip sıvılaşma statik gerilmeler ile oluşandan farklıdır, çünkü yükleme çevrimlerinin çeşitli kademelerinde boşluk suyu basıncının çevre basıncına eşit olduğu numune kabarır ve yükleme çevrimlerinin diğer kademelerinde pik gerilmelerin oluştuğu şekil değiştirmeleri sınırlayıcı yeterli dirence kavuşur. Bu durum sınırlı uzama potansiyelli ön sıvılaşma (Seed vd., 1975) veya çevrimsel hareketlilik (Castro, 1975 ; Casagrande, 1976) olarak isimlendirilir.

Eğer tekrarlı gerilme uygulamaları durdurulup sıfır gerilme durumuna dönülürse, zeminde jeolojik basınca eşit boşluk suyu basıncı oluşur. Bu üst kısmındaki zemin tabakalarına hasar verici yukarı akış meydana getirir. Deprem hareketleri sonucu oluşan bir ön sıvılaşmadan dolayı yeryüzüne doğru olan su akışı yüzeyden görülen sıvılaşma belirtileridir. Kum kaynaması veya su fişkırması şeklindeki bu sorunlar yüzeye yakın yapılara büyük zarar vermektedir. Bazı durumlarda ise depremden kaynaklanan boşluk suyu basıncı o kadar hızlı sönmölenir ki sıvılaşma gerçekleşmez. Tekrarlı gerilmelerden dolayı oluşan boşluk suyu basıncından kaynaklanan su fişkırması ile yüzeye yakın zeminlerin sıvılaşması olayı bu zemine doğrudan uygulanan tekrarlı gerilmelerden kaynaklanan çevrimsel sıvılaşmadan daha olasıdır. Bundan dolayı suya doymun kumlarda tekrarlı gerilme etkilerini ifade eden terimler boşluk suyu basıncı artışını belirtmelidir. Ön sıvılaşma veya tekrarlı sıvılaşma gibi terimler sıvılaşma kavramını anlamak için gereklidir.

Zemin tabakalarında ön sıvılaşma oluşturacak kadar yüksek boşluk suyu basıncı oluşmazsa, bu basıncın sönümünden kaynaklanan yıkıcı etkilerin olmayacağı açıktır. Deprem sırasında tüm kum tabakalarının davranışı drenajsız kabul edilmelidir. Eğer drenajsız koşullarda profilde sıvılaşmaya karşı yeterli güvenlikte bir zemin tabakası varsa boşluk suyu basıncı etkileriyle ilgili hiçbir çalışma garanti edilemez. Bu yaklaşım güvenlik açısından ve pratik açıdan geçerlidir. Dolayısıyla bir profildeki tüm zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyelleri incelenmeli ve güvenlik için uygun bir değerde olduğu gösterilmelidir (Seed vd., 1976).

2.5 Sıvılaşma Potansiyelini Etkileyen Faktörler

Sıvılaşmayı etkileyen faktörler üç ana grupta incelenebilir: Deprem özellikleri, zemin özellikleri ve çevresel koşullar (yerel topoğrafya, yer altı suyu rejimi vb.). Bir çok tarihsel kayıt ve araştırmalar sonucu sıvılaşmayı gösteren kritik durumlar aşağıdaki gibi özetlenebilir.

a) Sıvılaşmaya Yol Açan Deprem Eşik Şiddeti

Kayıtlara göre büyüklüğü 5'in altında şiddeti VI'nın altında, orta ve sık derinlikteki bir deprem sonucu sıvılaşma olayı gözlenmemiştir (Wang ve Law, 1994).

b) Maksimum Odak Uzaklığı

Bir sismik olayda, sıvılaşmayı tetikleyen deprem etkilerinin hissedilmediği maksimum bir odak uzaklığı ($\Delta_{\max}$) vardır. Araştırmalar sonucu bu $\Delta_{\max}$ değeri kilometre olarak aşağıdaki bağıntıyla elde edilebilir (Wang ve Law, 1994):

$$\Delta_{\max} = 0.82 \cdot 10^{0.862(M-5)} \quad (2.2)$$

Kuribayashi ve Tatsusuo (1991) ile Erken ve diğ. (1993) göre deprem büyüklüğüne bağlı olarak sıvılaşmanın olabileceği uzaklık D km. olmak üzere,

$$\text{Log} D = 0.77 \cdot M - 3.6 \quad (2.3)$$

ifadesinden hesaplanabilir (Arıoğlu vd., 2000).

c) Sıvılaşabilir Zemin Derinliği

Efektif düşey gerilme sıvılaşma oluşumunu kontrol ettiği için yüksek basınç altında veya küçük kayma gerilmesi - düşey efektif gerilme oranı, dolayısıyla sıvılaşma olmayacak bir maksimum derinlik vardır. Sıvılaşma olayının gözlemlendiği bir çok bölgede yerin 15 m altından

daha derinde sıvılaşma olmadığı anlaşılmıştır.

d) Yeraltı Suyu Seviyesinin Derinliği

Sıvılaşma olayının gözlemlendiği çoğu bölgelerde yer altı suyu seviyesi 3 m'den daha derin değildir. Sadece birkaç olayda yer altı suyu seviyesi 3-4 m arasındadır. Yer altı suyu 5 m'nin altında olduğu kesimlerde sıvılaşma olayı gözlenmemiştir (Wang ve Law, 1994).

2.6 Zemin Özellikleri

i) Rölatif Sıkılık

Rölatif Sıkılık, Dr , daneli zeminlerdeki oturma ve sıvılaşma riskinin belirlenmesindeki temel parametrelerden biridir. Başlangıç rölatif sıkılık değeri arttıkça titreşim sırasında oturma ve boşluk suyu basıncının azaldığı bilinmektedir.

Yer ivmesi ve rölatif sıkılığa bağlı olarak sıvılaşma potansiyeli durumu Çizelge 2.1'de verilmiştir (Dowrick, 1975).

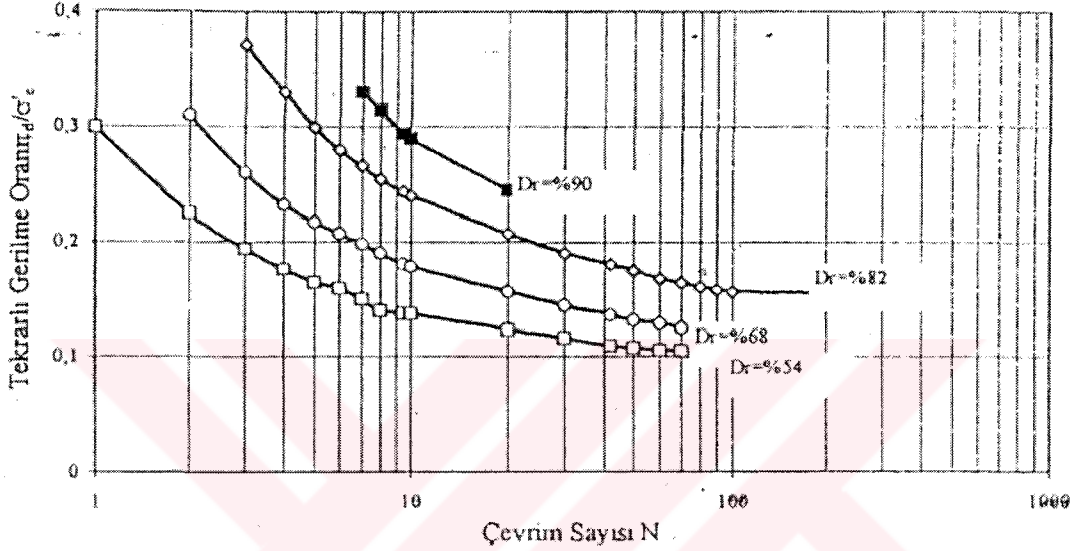
Çizelge 2.1 Rölatif sıkılığa (Dr) bağlı olarak sıvılaşma potansiyeli

Maksimum Yer İvmesi	Sıvılaşma Potansiyeli Yüksek	Sıvılaşma, Zemin Tipine ve Deprem Magnitudüne Bağlıdır	Sıvılaşma Potansiyeli Düşük
0. 10 g	$Dr < \%33$	$\%33 < Dr < \%54$	$Dr > \%54$
0. 15 g	$Dr < \%48$	$\%48 < Dr < \%73$	$Dr > \%73$
0. 20 g	$Dr < \%60$	$\%60 < Dr < \%85$	$Dr > \%85$
0. 25 g	$Dr < \%70$	$\%70 < Dr < \%92$	$Dr > \%92$

Gevşek kumlar titreştikçe sıkışır. Depremler sırasında bu sıkışma yapıları zarar veren oturmalara yol açar. Dolayısıyla kumlu bir zeminde sıkılaşmaya karşı hassaslığın derecesi değerlendirilmelidir. Bu değerlendirmeyi tam bir doğrulukta yapmak mümkün olmasa da rölatif sıkılığın $\%60$ 'ın altında olan veya SPT değeri 15'den küçük olan kumlarda oturma riski yüksektir. 1964 Alaska Depreminde, bir kuyu çevresinde 1. 35 m'lik oturma meydana

gelmiştir (Tezcan ve Teri, 1996).

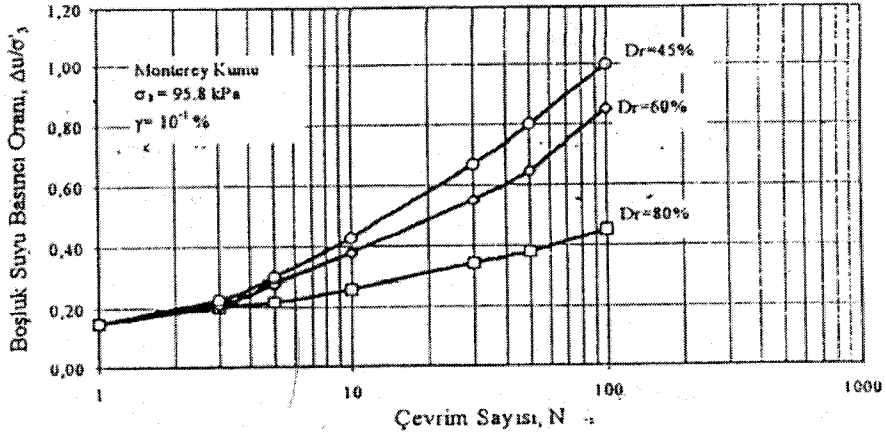
Rölatif sıklığın etkisini incelemek için Seed ve arkadaşları tarafından basit kesme deney sisteminde aynı konsolidasyon basıncında farklı rölatif sıklıklarda hazırlanmış deney numuneleri kullanılmıştır. Şekil 2.3’de görüldüğü gibi sıklık değerinin artmasıyla ön sıvılaşmaya ulaşmak için gereken tekrar sayısı ve uygulanan kayma gerilmesinin arttırılması gerekmektedir.



Şekil 2.3 Başlangıç Rölatif Sıklığının Sıvılaşmaya Etkisi (Seed, 1978)

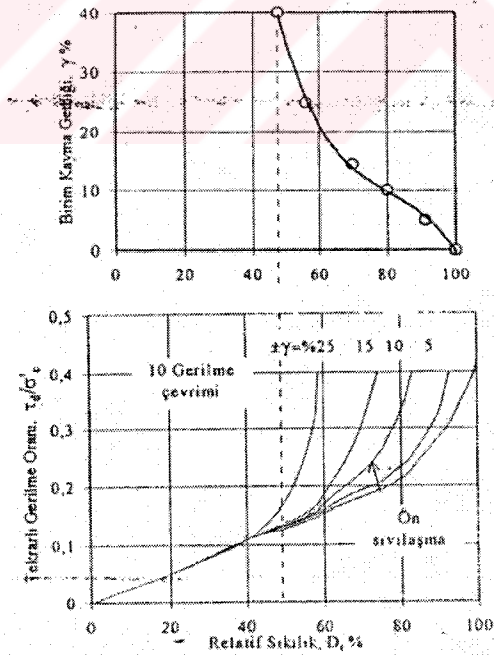
Ishihara, sıvılaşma olasılığının rölatif sıklıkla birlikte o kumun maksimum hacim değiştirme potansiyeli (V_d) ile de ifade olunması gerektiğini, V_d değeri büyük olan kumlarda sıvılaşma olasılığının daha yüksek olduğunu belirtmiştir.

Ladd vd. (1989), rölatif sıklığın boşluk suyu basıncı üzerindeki etkilerini incelemiş ve Şekil 2.4’de araştırmanın sonuçlarını göstermiştir.



Şekil 2.4 Rölatif Sıklığın Oluşacak Boşluk Suyu Basınçlarına Etkisi (Ladd, 1989)

Ön sıvılaşma sırasında meydana gelebilecek şekil değiştirmelerin Şekil 2.5’de gösterildiği gibi sıklığa bağlı olduğu gözlenmiştir. Şekilden de görülebileceği gibi, rölatif sıklığın %47’den küçük olması durumunda gerçek sıvılaşmanın olduğu, şekil değiştirme oranının çok büyük değere ulaştığı, buna karşılık %47’den büyük olması durumunda uygulanacak kayma gerilmesinden elde edilebilecek şekil değiştirme oranlarının sınırlı kaldığı, rölatif sıklığa bağlı olduğu görülmektedir.



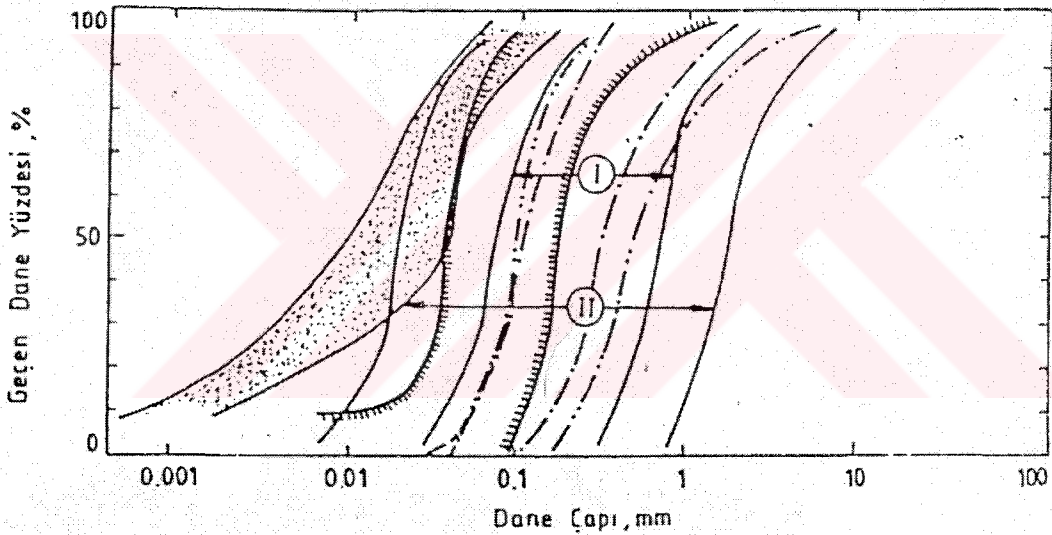
Şekil 2.5 Rölatif Sıklığın Sıvılaşmaya ve Birim Kaymalara Etkisi (Seed, 1978)

Wang ve Law (1994), sıvılaşma oluşabilecek zeminin rölatif sıkılığının %75'ten küçük olması gerektiğini belirtmişlerdir.

ii) İnce Dane Oranı ve Plastisite

Yapılan ilk sıvılaşma çalışmalarında ince dane oranının etkileri araştırılmamasına rağmen, son yıllardaki bir çok depremde suya doymun ince dane içeren kumlu zeminlerde de sıvılaşma olayı gözlenmiştir. Böylece ince danelerin sıvılaşmaya etkileri araştırılmaya başlanmıştır.

Sıvılaşma üzerinde dane çapı dağılımının etkisini incelemek amacıyla geçmişte oluşan depremlerde gözlenen, sıvılaşan zeminlerin dane çapı eğrileri Şekil 2.6'de gösterilmiştir. Bu şekilden görüldüğü gibi ince dane içeren kumların sıvılaşma olasılıkları ince dane içermeyen kumlara oranla daha fazladır.

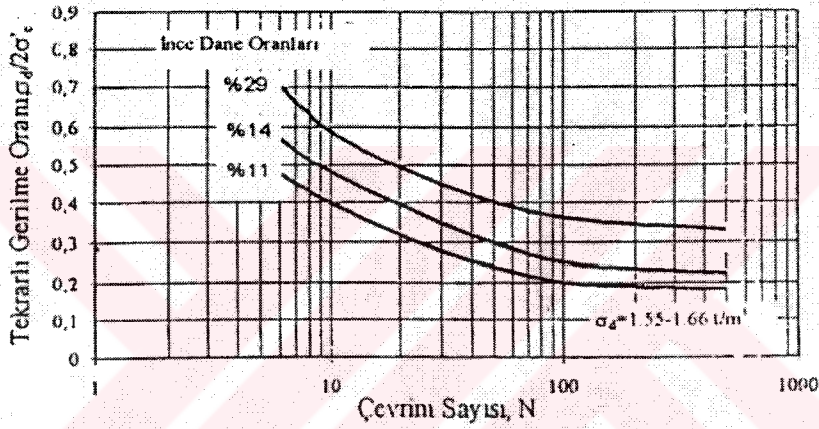


- ① En çok sıvılaşabilecek zeminler için sınır (Tsuchida, 1970)
- ② Sıvılaşma potansiyeli olan zeminler için sınır (Tsuchida, 1970)
- ⋯ İnce boyutlu madensel atıklar (Ishihara, 1985)
- - - Sıvılaşmış kum (Gribo - Toho - Oki Depremi 1987)
- Sıvılaşmış kum (Niigata Depremi 1964)
- Sıvılaşmış kum (Nihonkai - Chubu Depremi, 1983)

Şekil 2.6 Sıvılaşma Gözlenmiş Zeminlerin Dane Çapı Dağılımı (Ishihara, 1985)

Sıvılaşma üzerinde ince dane oranının etkisinin belirlenmesi amacıyla bir çok araştırmacı tarafından kapsamlı araştırmalar yapılmıştır. Shen ve arkadaşları 1981’de üç eksenli deney aletinde Ottawa kumu üzerinde düşük plastisiteli danelerin etkisini incelemişler, plastik olmayan zeminlerin ince dane oranı arttıkça sıvılaşma mukavemetinde azalma meydana geldiğini tespit etmişlerdir.

Aynı amaçla Erken ve Ansal (1994) tarafından dinamik üç eksenli deney sisteminde örselenmemiş düşük plastisiteli siltli kum numunelerinin davranış biçimleri incelenmiştir. Kumlu zeminin içerdiği silt oranının dinamik mukavemeti olumsuz olarak etkilediği, silt oranı arttıkça mukavemette azalmanın olduğu görülmüştür.

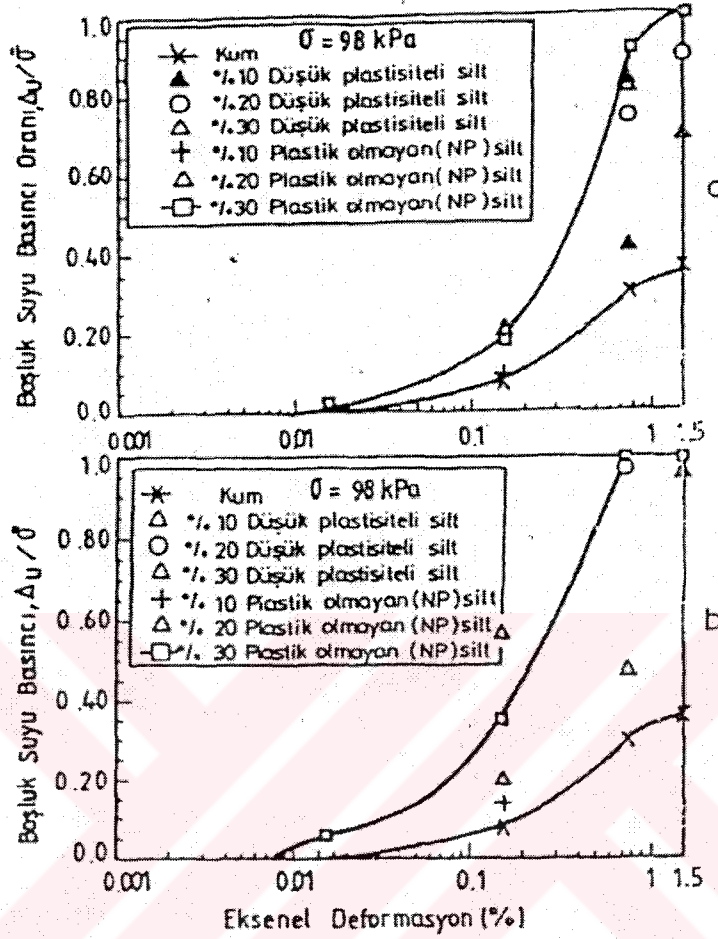


Şekil 2.7 Plastik İnce Danelerin Sıvılaşmaya Etkisi (Erken vd., 1994)

Şekil 2.7’de yine Erken ve diğerleri (1994) tarafından dinamik basit kesme deney sisteminde değişik oranlarda plastik ince dane içeren zeminlerin sıvılaşma deney sonuçları verilmektedir. Plastik ince dane oranının artmasıyla sıvılaşmaya karşı direncin arttığı şekilden anlaşılmaktadır.

Erten ve Moher (1995) tarafından tekrarlı üç eksenli deney sisteminde plastik olmayan ve düşük plastisiteli silt içeren sıkı kumların dinamik davranışları incelenmiş ve sonuçlar Şekil 2.8’de verilmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi aynı gerilme seviyelerinde ve aynı çevrim sayılarında hem plastik olmayan hem de düşük plastisiteli silt oranlarının artmasıyla, boşluk suyu basınçlarında ve birim şekil değiştirmelerde büyük artışlar meydana gelmektedir. Büyük şekil değiştirmeler de zeminin dinamik mukavemetinin kaybolarak sıvılaşma olasılığının

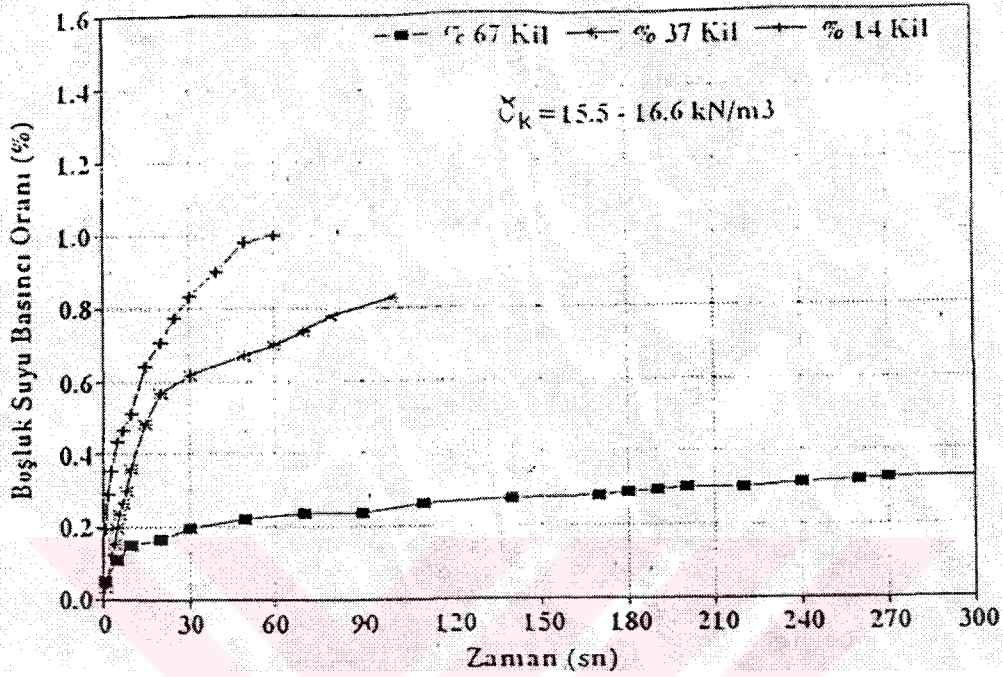
artmasına yol açar.



Şekil 2.8 a) $N=10$ ve b) $N=30$ Çevrimlerinde Boşluk Suyu Basıncı Oranı İle Eksenel Deformasyonların Değişimi (Erten ve Moher, 1995)

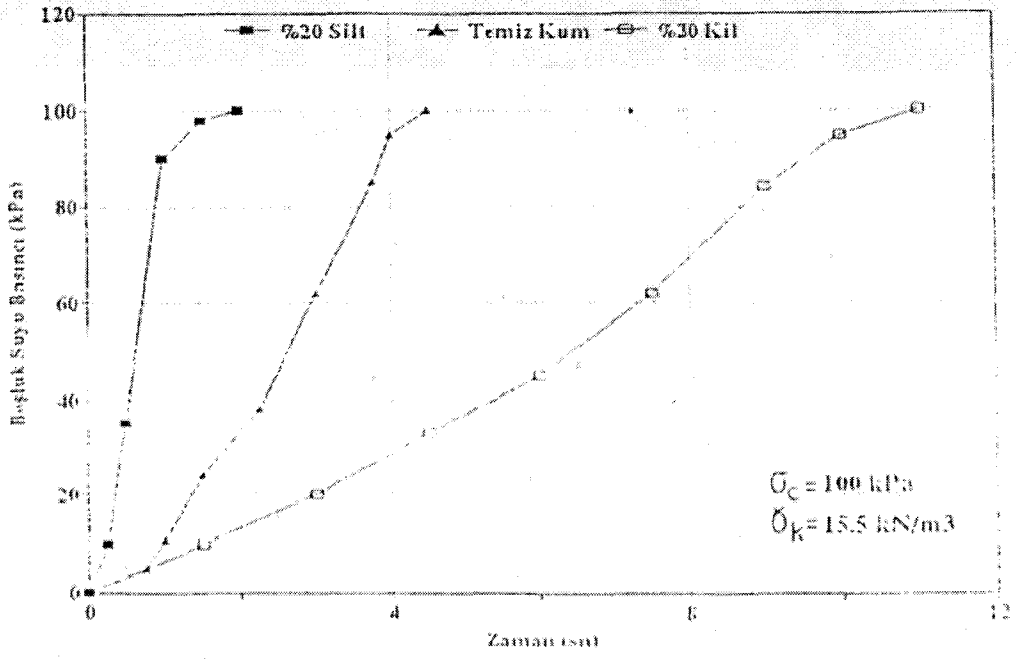
Şekil 2.9'da örselenmemiş, değişik oranlarda düşük plastisiteli kil içeren kumlu zeminlerin $\tau_d / \sigma_c = \pm 0.311 - 0.292$ gerilme seviyesi altındaki davranış biçimleri görülmektedir. Şekilde görüldüğü gibi plastik ince dane oranı arttıkça sıvılaşılabirlik azalmaktadır. %14 kil içeren kumlu zemin numunesi, boşluk suyu basıncının başlangıç efektif gerilmesine (konsolidasyon basıncına) $N_c=60$ çevrimde eşit olması sonucu sıvılaşmıştır. Burada N_c , "Ön Sıvılaşma Çevrim Sayısı" olarak tanımlanmaktadır. %37 ince dane içeren numunede, boşluk suyu basıncı, yükün 100. tekrarında konsolidasyon basıncının ancak %80'ine ulaşmaktadır. Killi (%67) olan numunede ise ilk 10 çevrimde boşluk suyu basınçları hızlı artmakta, bu çevrimden sonra artış hızı azalarak sabitlemeye başlamaktadır. Boşluk suyu basınçlarının 270. çevrimde

konsolidasyon basıncının ancak %30'una gelerek sabitleşmesi sonucu bu numune sıvılaşmamıştır.

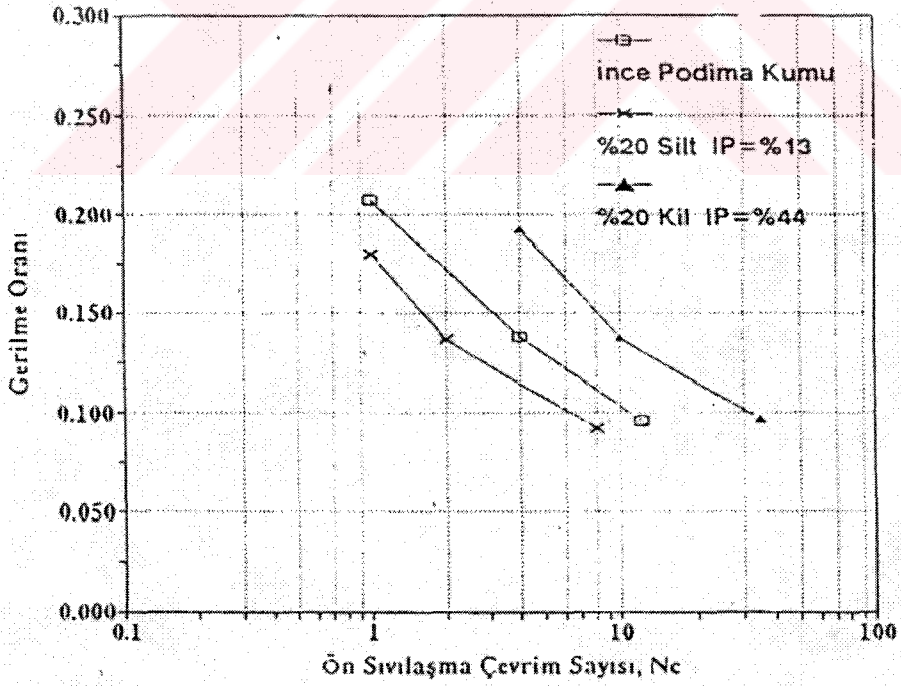


Şekil 2.9 Örselenmemiş Kumlu Zeminlerde İnce Dane Oranının Sıvılaşmaya Etkisi (Ansal vd., 1994)

Şekil 2.10'da plastisitenin etkisini incelemek için suda yağmurlama yöntemi ile hazırlanmış yaklaşık %20 yüksek plastisiteli kil, düşük plastisiteli silt içeren kum zemin numunelerinin $\tau_d/\sigma_c = \pm 0.137$ gerilme seviyesindeki dinamik davranış biçimleri temiz kumun davranış biçimi ile karşılaştırılmıştır. Şekilde görüldüğü gibi siltli kumda yükün 2. tekrarında boşluk suyu basıncındaki artış başlangıç efektif çevre gerilmesine eşit olmuş ve kum zemin numunesi sıvılaşmıştır. Bu numune için sıvılaşmanın başladığı çevrim sayısı $N_c=2$ dir. Şekilden de görüldüğü gibi siltli kum (SM) numune $N_c=2$ de sıvılaşırken temiz kum (SP) $N_c=5$, yüksek plastisiteli killi kum (SC) ise $N_c=11$ de sıvılaşmaktadır. Siltli kumun sıvılaşabilirliği temiz kuma göre daha yüksek olurken, killi kumun sıvılaşabilirliği daha düşük olmaktadır (Erken vd., 1994). Bu, Şekil 2.11'de daha açık olarak görülmektedir. Hangi gerilme seviyesi uygulanırsa uygulansın killi kumların dinamik mukavemeti siltli ve temiz kumlara göre daha yüksektir.



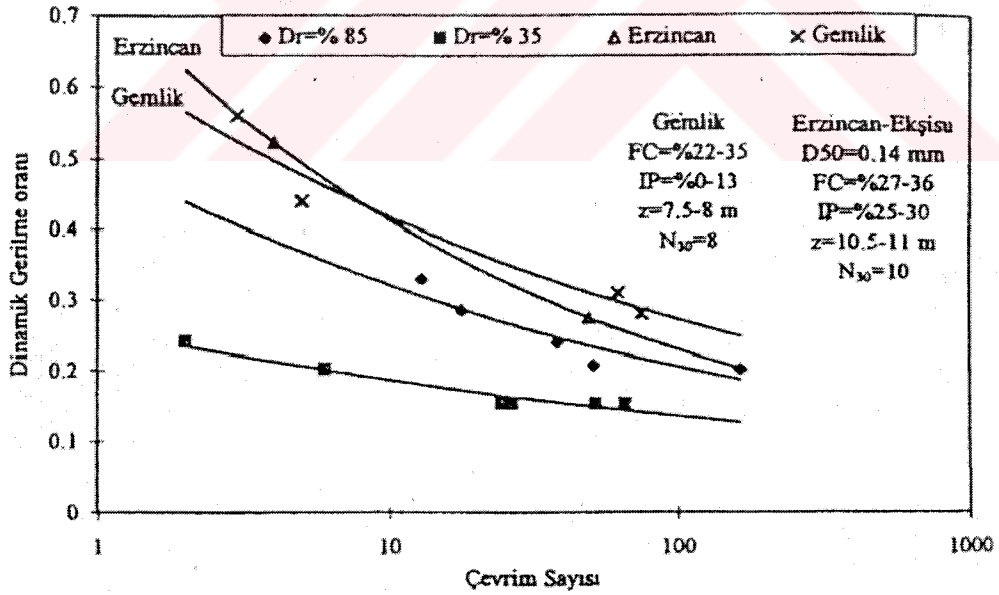
Şekil 2.10 Plastisitenin Sıvılaşmaya Etkisi (Ansal vd., 1994)



Şekil 2.11 Plastisitenin Sıvılaşmaya Etkisi

Laboratuarda yapılan üç eksenli dinamik deneylerde ince dane oranının etkisi Ishihara ve Koseki (1989) tarafından incelenmiştir. Dinamik mukavemet üzerinde plastisitenin etkisi Erken vd. (1994), Kuerbis vd. (1989) tarafından incelenmiştir. Plastik ince danelerin dinamik mukavemeti arttırdığı plastik olmayan ince danelerin ise dinamik mukavemeti azalttığı belirtilmiştir.

Erzincan-Ekşisu bölgesinden alınan ince dane içeren örselenmemiş kumlu zemin numunelerinin dinamik mukavemeti laboratuvarında hazırlanan sıkı kum zemin numunelerinin dinamik mukavemetinden daha büyüktür. Bu sonuç zemin yapısı ve plastik ince danenin dinamik mukavemet üzerinde önemli etkisi olduğunu göstermektedir. Şekil 2.12’de Gemlik bölgesinden alınan ve %22-35 ince dane içeren örselenmemiş zemin numunelerinin dinamik davranışı gösterilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre Erzincan-Ekşisu bölgesinden alınan ince dane oranı %27-36 arasında değişen plastisite indeksi $I_p = \%25-30$ arasında olan zeminlerin dinamik mukavemetinin de Gemlik bölgesinden elde edilen mukavemete yakın olduğu Şekil 2.12’den görülmektedir. Kumlu zeminlerin dinamik mukavemetini etkileyen en önemli parametrelerden birinin de ince dane oranı olduğu bu sonuçlardan anlaşılmaktadır. Plastisite indeksi daha yüksek olan zeminlerde daha yüksek dinamik mukavemet görülmektedir.



Şekil 2.12 Tekrarlı Gerilme Oranı Çevrim Sayısı İlişkisi (Ansal vd., 1998)

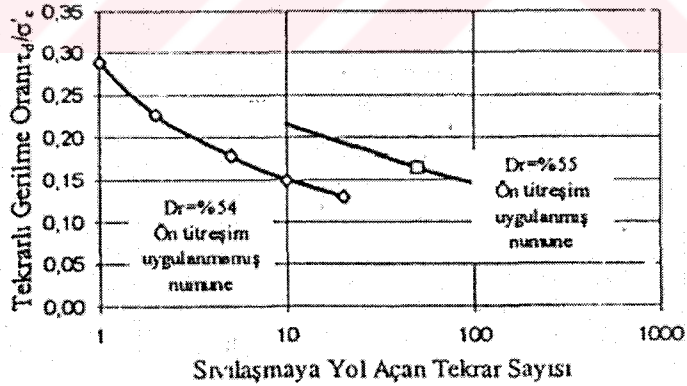
Plastik ince dane oranının artması ile dinamik mukavemet artmaktadır. Plastisitesi geniş bir

aralıkta değişen numunelerin dinamik mukavemeti sıkı kumlarda elde edilen dinamik mukavemetten daha büyük elde edilmiştir.

iii) Sismik Geçmişin Etkisi

Bir kum tabakasının sıvılaşılabiliirliğinin, o kum tabakasının daha önce tekrarlı yükler etkisi altında kalmış olmasından etkilendiği bir çok araştırmacı tarafından gözlenmiştir. Bu etkinin ne yönde olacağını ve önemini daha iyi kavramak için, aynı sıkılıkta hazırlanmış numunelerden bir kısmı çok ufak titreşimlere tabi tutulmuştur. Bütün numuneler üzerinde yapılan gerekli gerilme oranlarının, hiç titreşim altında kalmamış numunelere göre %50'den daha büyük olduğu gözlenmiştir.

Şekil 2.13'de görüldüğü gibi geçmişte deprem etkisi altında kalmış kum tabakalarının, yukarıda sözü edilen deneylerde numunelere uygulanmış olan titreşimlerin etkisi altında kaldıkları düşünülürse, bu tabakalarının sıvılaşmaya karşı dirençlerin artmış olacağı düşünülebilir. Yalnız burada numuneye uygulanan titreşimlerin mertebesi de önemli olmaktadır. Eğer bu titreşimler küçük kalmış ve sıvılaşmaya yol açmamış ise genel olarak mukavemette bir artış olurken, sıvılaşma olması halinde mukavemette bir azalmaya yol açmaktadırlar. Bu tip davranışa neden olarak ise uygulanan titreşimler sonucu meydana gelen değişiklikler gösterilebilir.



Şekil 2.13 Sismik Geçmişin Sıvılaşmaya Etkisi (Seed, 1978)

Daneli bir yapıya sahip olan kumlarda, küçük titreşimler danelerin ve dane yüzeylerindeki pürüzlüklerin birbirine göre daha iyi yerleşmesine ve bundan dolayı kayma mukavemetini belirleyen iki bileşenden biri olan danelerin kilitlenmesinin artmasına neden olduğundan

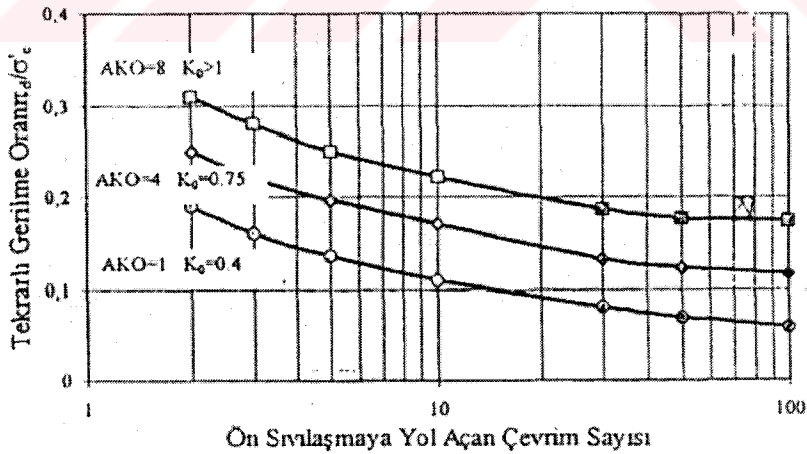
sıvılaşmaya karşı dirençte bir artış görülür. Buna karşılık büyük genlikli titreşimlerin etkisi altında kalmış zeminlerin davranış biçimi farklı olur. Önceden sıvılaşmış numunelerde ilk duruma göre oluşmuş dane kilitlenmeleri, oluşan çevre basıncına eşit boşluk suyu basıncının daneleri kısa bir süre için de olsa birbirlerinden ayırması sonucu yok olur ve yeniden sıvılaşmaya karşı direnci azalır.

Sıvılaşmaya karşı en büyük direnci gösteren numuneler, yüksek frekanslı titreşim uygulanmış numunelerdir. En zayıf numunelerse havada ve suda yağmurlama ile hazırlanmış olanlardır. Burada sıvılaşmadan sonra numunenin suda yağmurlama yolu ile hazırlanmış numunelere benzer bir yol izlediği düşünülebilir.

Benzer şekilde uzun süre jeolojik yük altında zemin tabakalarında, daneler arasında meydana gelen kaynama ve çimentolaşma sıvılaşma potansiyelini düşürebilir. Seed, 1978 yılında yapmış olduğu deneylerde böyle bir durumda sıvılaşmaya karşı dayanımın %75 oranında arttığını göstermiştir.

iv) Toprak Basıncı ve Aşırı Konsolidasyon Oranı

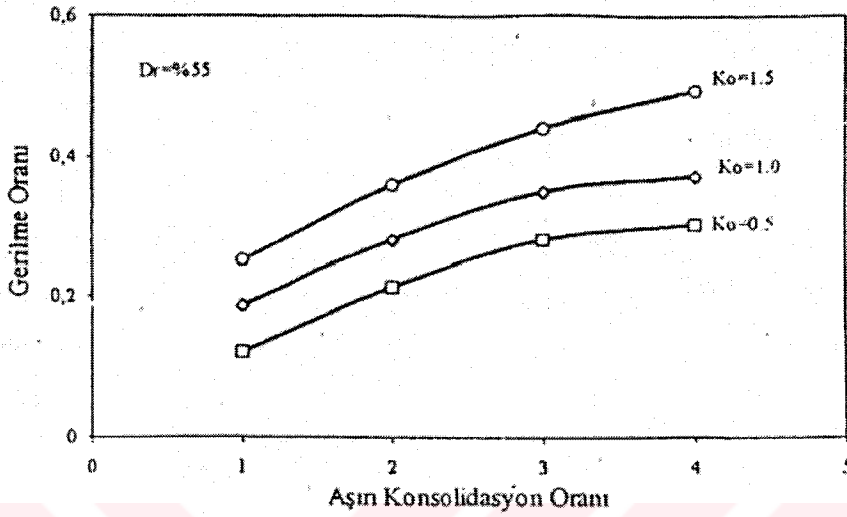
Sıvılaşmaya etki eden faktörlerden bir diğeri yanal toprak basıncıdır. Şekil 2.14'de görüldüğü gibi yanal toprak basıncı katsayısı K_0 'ın artmasıyla ön sıvılaşmaya yol açacak gerilme oranlarında büyük artışların olacağı bulunmuştur.



Şekil 2.14 Yanal Toprak Basıncı Katsayısının Sıvılaşmaya Etkisi (Seed, 1978)

İshihara ve Takatsu (1979) tarafından aynı tip kum numunelerini kullanarak burulmalı kesme

deneylerinde aşırı yüklenmişliğin etkisi incelenmiş ve deney sonuçları Şekil 2.15’de gösterilmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi aşırı konsolidasyon oranı (A.K.O) ‘nın artmasıyla sıvılaşmaya karşı direnç artmaktadır.



Şekil 2.15 Aşırı Konsolidasyon Oranının Sıvılaşmaya Etkisi

2.7 Sıvılaşmanın Çevre Üzerindeki Etkileri

Sıvılaşmanın kendisinden çok; bulunduğu çevreye ve çevredeki yapılaşmaya verebileceği zarar mühendislik amaçları açısından daha çok önem taşımaktadır. Sıvılaşmanın zararlı etkileri birçok formda oluşabilir. Bunlar toprak kaymaları, yanal atımlar, yeryüzü titreşimleri, taşıma gücünün kaybı, oturmalar ve tutucu duvarlar üzerindeki yanal basıncın artması şeklinde sıralanabilir.

Toprak kaymaları: Toprak kayması, sıvılaşmanın yeryüzeyindeki oluşturabileceği en büyük felaketlerden birisidir. Burada çoğunlukla görülen olay büyük toprak kütlelerinin yatay olarak onlarca metre yer değiştirmesidir. Bu kaymalar doygun kum ve siltlerde özellikle eğimin 3 dereceden daha büyük olduğu durumlarda oluşur.

Yanal akma: Yüzeyin hemen altındaki bir katmanın sıvılaşması sonucu, büyük yüzeysel toprak blokların yanal yer değiştirirler. Bu yer değişimleri, deprem tarafından oluşturulan yerçekimi ve atalet kuvvetlerinin kombinasyonuna karşılık ortaya çıkar. Yanal akma genellikle 3 dereceden daha az eğimli yüzeylerde gelişir. Yatay yer değiştirmeler metrelerce

genişleyebilir. Yer değiştiren yüzey çoğunlukla içten kırılarak horst, graben, yarık ve çatlaklar gibi oluşumlara neden olurlar. Yanal akmlar oluştukları bölgede bulunan binalara, köprülere, setlere ve diğer mühendislik yapılarına zarar verir.

Taşıma gücü kaybı: Eğer bir binayı ya da diğer bir yapıyı destekleyen zemin sıvılaşır ya da taşıma gücünü kaybederse, zeminde geniş deformasyonlar meydana gelir ve bundan dolayı yapıda temel oturması ve deformasyonlar oluşur. Örnek olarak 1999 Kocaeli depreminde Adapazarında birçok binanın bu şekilde oturduğu ya da eğildiği görülmüştür. En göze çarpıcı olanı ise 1964 Niigata (Japonya) depremi sırasında Kawangischicho bloklarının (ki bunların tamamına yakını 4 katlı idi.) 60 dereceden fazla eğilmeleridir. Benzer durum Adapazarı'nda da ortaya çıkmış ve şehir merkezinde bir çok binada hasar meydana gelmiştir. Oluşum olarak sıvılaşma önce derindeki kum tabakalarında başlayarak daha sonra yüzeydeki kum tabakasına yayılır ve sıvılaşmanın artan dalgaları binaları destekleyen zemini zayıflatır, binaların oturmalarına ve eğilmelerine sebep olur.

Oturmalar: Birçok durumda, binaların kendi ağırlıkları, yukarıda anlatıldığı gibi taşıma gücü kaybı sonucu oluşabilecek büyük oturmalar için yeterli büyüklükte olmaz. Buna rağmen boşluk suyu basınçları dağılır ve depremden sonra zemin konsolide olursa daha küçük oturmalar görülebilir. Bu oturmalar zararlı olabileceği gibi oluşabilecek büyük ve geniş yer değiştirmelerin (toprak kayması, yanal atımlar) başlangıcını teşkil edebilirler.

İstinat duvarları üzerinde yanal basıncın artması: Eğer bir istinat duvarının arkasındaki zemin sıvılaşır, duvara gelen yanal basınç büyük oranda artar. Bunun sonucu olarak istinat duvarları yanal olarak yer değiştirebilir, eğilebilir ve yapısal açıdan bozulabilir.

2.8 Sıvılaşma Dolayısıyla Yanal Akma

2.8.1 Yanal Deformasyon

Sıvılaşmanın meydana gelmesi ve zemin gücünün (dayanımının) yitirilmesi, büyük yatay deformasyonlara yol açar. Bu deformasyonlar; yapıların yıkılmasına, petrol boru hatlarının kesilmesine, köprülerin bükülmesine, destek duvarlarının devrilmesine neden olabilir.

Zemin kaymasının üç tipi mevcuttur. Dik bayırlarda toprak akışı şeklinde olabilir. Hafif eğimli bayırlarda yanal yayılma olabilir. Kaymanın üçüncü tipi, derinlerdeki zeminleri ayıran yüzeylerdeki sıvılaşma ile düz zeminlerdeki salınmayı içerir.

2.8.2 Hesap Yöntemi

Youd (1992) iki bağımsız model geliştirmiştir; dik setlerin yakınındaki alanlar için serbest - yüz modeli, hafif dikleşen alanlar için bayır-zemin modeli.

Serbest-yüz modeli için;

$$\text{Log } D_H = -16,3658 + 1,178M - 0,9275\log R - 0,0133 R + 0,6572\log W + 0,3483\log T + 4,527\log (100-F_{15}) - 0,9224 D_{50_{15}} \quad (2.4)$$

Bayır-zemin modeli için;

$$\text{Log } D_H = -15,787 + 1,1782M - 0,9275\log R - 0,0133R + 0,4293\log S + 0,3483\log T_{15} + 4,527\log (100-F_{15}) - 0,9224D_{50_{15}} \quad (2.5)$$

D_H = Zeminin yanal yer değiştirmesi (m)

$D_{50_{15}}$ = zeminlerde dane boyutlarının ortalaması (mm)

F_{15} = zeminlerde ince danelerin % olarak ortalaması

M = deprem şiddeti

R = sismik enerji kaynağından itibaren yatay uzaklık (km)

S = % cinsinden zemin eğimi

T_{15} = 15'ten düşük $(N_1)_{60}$ düzeltilmiş vuruş sayıları ile dolmuş tanecikli zeminlerin kümülatif kalınlığı(m)

W = serbest yüzey yüksekliğinin (H) , serbest yüzey dip noktası ile sorulan nokta arasındaki mesafe (L) 'nin oranı (% cinsinden)

2.9 Yapıların Sıvılaşma Üzerindeki Etkileri

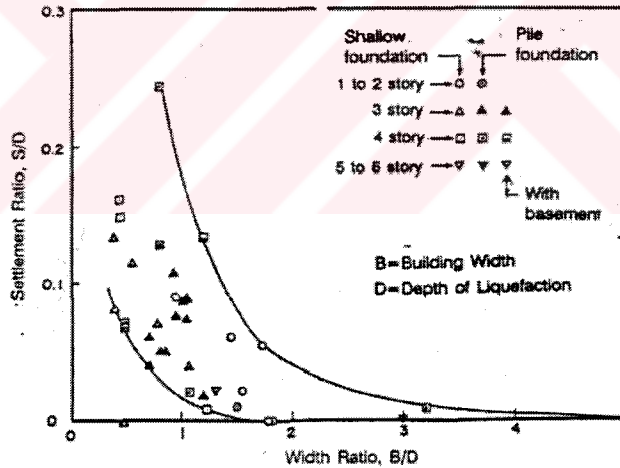
Sıvılaşma birçok büyük depremde tespit edilmiş olmasına rağmen, 1964'te Japonya Niigata depreminde bina yakınlarında sıvılaşmanın önemi dramatik bir biçimde anlaşılmıştır. Bölgedeki doymuş kumda oluşan sıvılaşma yüzünden yüzlerce bina zarar görmüştür. O zamandan beri, yapılardan uzak bölgelerde yeraltındaki sıvılaşma problemlerinin analizi için güvenilir metodlar geliştirilmeye çalışılmış fakat yapıların potansiyel sıvılaşma üzerine etkileri tam olarak anlaşılamamıştır.

Binanın altındaki sıvılaşma potansiyelinin analizinde şu an kullanılan yöntem sıvılaşmanın üzerinde yapılaşma olmayan yeraltı katmanlarında olduğunu kabul edip, binanın etkisini dikkate almamaktadır. Bu uygulama tutucu bir yaklaşım sonucu ekonomik uygulama olduğu için geliştirilmiştir.

Zeminin tarihi, model testler ve kolaylaştırılmış analizler göstermiştir ki sıvılaşmayı etkileyen durumlar bina yakınındaki ya da serbest alandaki aynı zemin profili için farklılıklar gösterebilmektedir.

2.9.1 Oturma Üzerinde Yapı Karakteristiğinin Etkisi

Japonya'da 1964'te olan 7,5 büyüklüğündeki Niigata depremi sırasında 340 betonarme bina ince kumda oluşan sıvılaşma sonucu zarar görmüşlerdir. Yoshimi ve Tokimatsu (1977) bina ve yüzeysel toprak yönünden güvenilir bilgi elde edinebilecek 35 bina üzerinde; bu binaların oturma verilerine dayanarak çalışmalar yapmışlardır. Oturmanın S ile, bina genişliğinin B ile, sıvılaşma derinliğinin D ile gösterilerek Şekil 2.16 oluşturulmuştur. Sonuçlar göstermektedir ki genişlik oranı (B/D) arttıkça oturma oranı (S/D) azalmaktadır.



Şekil 2.16 Oturma Oranı (S/D) ile Genişlik Oranı (B/D) Arasındaki İlişki (Yoshimi ve Tokimatsu, 1977)

2.9.2 Bir Yapının Yakınında Sıvılaşmaya Neden Olan Çevrimsel Gerilme Oranını Etkileyen Faktörler

Bir yapının yakınında sıvılaşmaya neden olacak olan çevrimsel gerilme oranı, aşağıdaki 3 nedenden dolayı, boş arazideki sıvılaşmaya neden olacak olandan farklı olabilir:

- 1) Toprak kütlesinde yatay yüzeylerde statik kesme gerilmelerinin varlığı
- 2) Yüksek sınırlandırıcı gerilmelerin etkileri
- 3) Aşırı konsolidasyon oranındaki değişimler

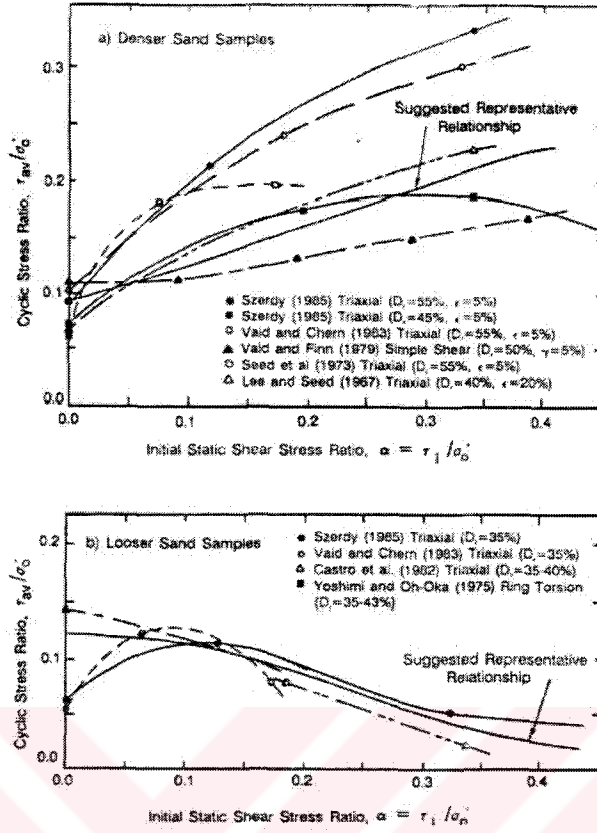
2.9.2.1 Başlangıç Statik Kesme Gerilmesinin Etkisi

Herhangi bir zemin tabakası için, boş arazide alt tabaka şartlarında yatay yüzeyde statik kayma gerilmeleri yoktur. Buna rağmen yapı köşelerinin altlarında bina yüküne bağlı olarak dikkate değer statik kayma gerilmeleri ortaya çıkabilir. Bu, yükleri tam olarak temel kazısı ile karşılanan binalar dışında tüm yapılar için geçerlidir.

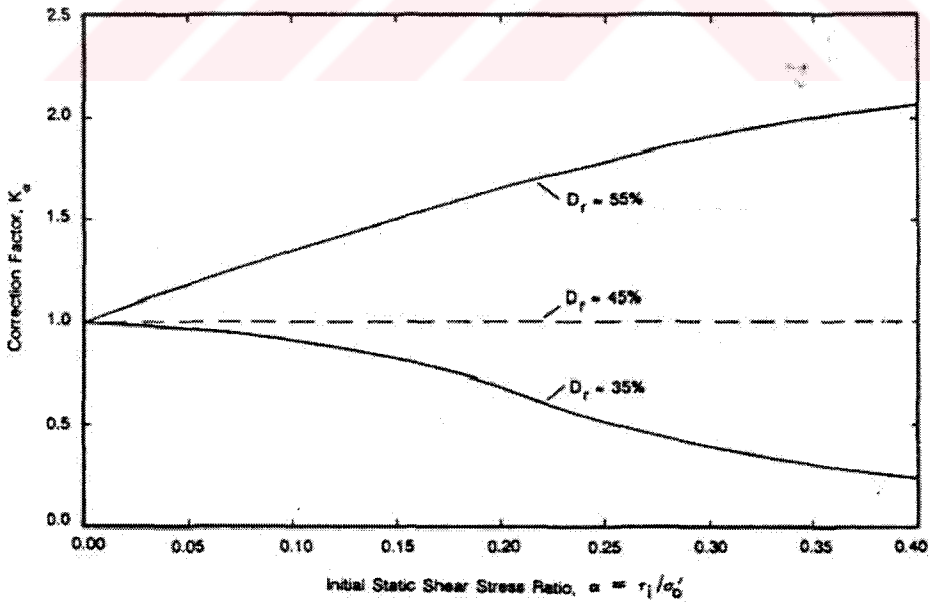
Eğer başlangıç statik kayma basıncı τ_i 'nin, düşey efektif basınç σ_0' ne oranı α olarak adlandırılırsa; boş arazide α sıfır değerini alacaktır. Halbuki bir binanın yakınlarında, α sıfırdan farklı bir değer alacaktır. Laboratuvar araştırmaları göstermiştir ki α değeri, kumların sıvılaşma dayanımı üzerinde önemli etkiye sahiptir. Örnek olarak, Şekil 2.17a'da görüldüğü gibi %50'den daha büyük relatif yoğunluklu kumlar için, α değeri arttıkça sıvılaşma oluşturacak çevrimsel gerilme oranı da artmaktadır. Buna rağmen, Şekil 2.17b'de gösterildiği gibi gevşek kumlar için α katsayısı arttıkça çevrimsel basınç oranı düşme eğilimi göstermektedir.

Eğer sıkı kumlar (yaklaşık $D_r = \%55$) ve gevşek kumlar (yaklaşık $D_r = \%35$) için ortalama eğriler seçilirse, düzeltme faktörü K_α 'nın değerleri Şekil 2.18'de gösterildiği gibi hesaplanabilir. K_α değeri α 'nın sıfıra eşit olduğu andaki çevrimsel gerilme oranı normalize edilerek bulunur.

Eğer bir kumun α değeri ve rölatif yoğunluğu bilinir ise kumun düzeltilmiş sıvılaşma direnci, kumun alt tabaka koşulları direncinin, K_α düzeltme faktörüyle çarpılmasıyla elde edilir. Bu düzeltme bina kenarlarına yakın yerlerde sıkı kumlarda sıvılaşmada bir artış; gevşek kumlarda ise sıvılaşmada bir azalma gösterecektir. K_α 'nın etkisi, bir parça da olsa, neden temele en yakın bölgelerin sarsma tablası deneylerinde sıvılaşmaya en müsait yerler olarak ortaya çıktığını göstermektedir.



Şekil 2.17 CSR ile α Arasındaki İlişki a)Sıkı Kumlar b)Gevşek Kumlar



Şekil 2.18 Çeşitli Sıklıktaki Kumlar İçin K_α Düzeltmesi

2.9.2.2 Çevre Basıncındaki Değişimin Etkileri

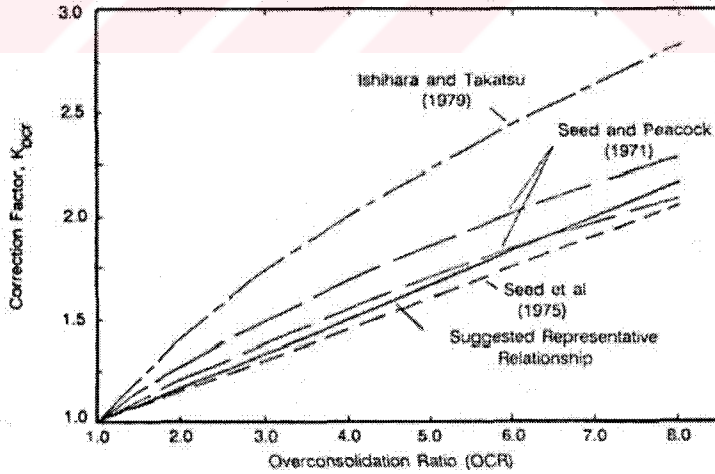
Çevrimsel kesme deneyleri, çevre basıncı arttıkça sıvılaşmaya neden olan çevrimsel basınç oranı azalma eğilimi göstermektedir. Eğer sıvılaşmaya neden olan çevrimsel gerilme oranı deneyler sonucu bulunan aşırı basınç değerine göre normalize edilirse, bir K_σ düzeltme faktörü belirlenebilir. Eğer düşey efektif basınç yüzeysel bölgede, buna eşit derinlikteki boş araziden daha büyükse; K_σ değeri yapı altında, boş arazide olduğundan daha küçük olacaktır.

Eğer düşey efektif basınç bina altında, boş arazide buna eşit bir derinliktekenden daha azsa; K_σ faktörü bina altında boş arazidekine oranla daha büyük olacaktır. Sonuç olarak sıvılaşma direnci her şekilde bina altında artacaktır.

2.9.2.3 Aşırı Konsolidasyon Oranının Etkisi

Eğer dairesel basınç oranı değeri 1.0 olan Aşırı Konsolidasyon Oranı (A.K.O) ile normalize edilirse, K_{AKO} düzeltme faktörü elde edilir.

Yüzeysel bir yapının normal konsolide bir kum üzerindeki varlığı aşırı konsolidasyon oranını değiştirmeyeceği için, bu gibi bir durumda K_{AKO} düzeltme faktörünün bir rolü olmaz. Buna rağmen eğer bina derine oturtulmuş ise ve temel kazısından dolayı basınç azalması bina yüklerinden daha fazla ise, A.K.O bina altında artabilir. A.K.O'deki bu artış çevrimsel basınç oranını artırır. Bir çok durumda bu artış %20'den az olmaktadır.



Şekil 2.19 Düzeltme Faktörü K_{AKO} ile AKO İlişkisi

2.9.3 Düşey Efektif Basınç Etkisi

Düşey efektif basınçlar bina altlarında her zaman boş arazidekinden daha büyüktür. Artan bir düşey efektif gerilme kayma gerilmesini artırır ve bunun yanı sıra sıvılaşma potansiyelini düşürür.

Binanın altındaki düşey gerilmedeki değişiklikler, çevrimsel kesme gerilmesinde de değişiklikler yaratır. Yüzeysel temel durumunda, artan yanal gerilme etkisi tek başına ele alınıyorsa yapı yerine zemin yüzeyindeki bir kütle düşünülebilir. Bu şekilde, çevrimsel gerilme aşağıdaki formülle yaklaşık olarak hesaplanabilir

$$\tau_{av} / \sigma'_{vo} \cong (0,65 * a_{max} * (\sigma_o + \Delta\sigma) * r_d) / (g * (\sigma'_{vo} + \Delta\sigma)) \quad (2.6)$$

Burada hem etkili yatay gerilme hem de toplam yatay gerilim, bina yüküyle tesir edilmiş yatay gerilmenin etkisiyle arttırılmıştır.

2.9.4 Bina Tepkisinin Etkisi

Her yapının bir esnekliği ve ana titreşim periyodu vardır. Ana kaymanın (makaslama), binanın deprem hareketini karşılama spektrumunun ve binanın ana periyodunun bir fonksiyonu olduğu bilinir. Binanın altındaki zeminde oluşan ortalama kayma gerilmesi de bu etkiden karşılama etkilenir. Binanın ana kayma gerilmesini hesaplamak için basitleştirilmiş bir yöntem uygulanırsa, spektrum şeklini ve bina periyodunun etkileri elde edilebilir.

Aşağıdaki ifadeyle, bina altındaki maksimum ana kesme kuvveti yaklaşık %10 hata payıyla hesaplanabilir.

$$V_{max} \cong 0,8 * W * S_a / g \quad (2.7)$$

Burda S_a , binanın ana periyoduna bağlı spektral ivmesi, W ise birim genişlik için bina ağırlığıdır. B genişliğindeki bir bina için maximum kesme gerilmesi τ_{max} olursa formül;

$$\tau_{max} = V_{max} / (B * L) = 0,8 * (W / B) * S_a / g \text{ olur.} \quad (2.8)$$

Deprem hareketinin oluşturacağı denklem eşdağılımlı çevrimsel kayma gerilmesi hesaba katılırsa;

$$\tau_{av} \cong 0,65 * \tau_{max} \quad (2.9)$$

$$\tau_{av} \cong 0,65 * 0,8 * (W / B) * S_a / g \quad (2.10)$$

Bina temelindeki ortalama basınç (σ'_{vo}) W/B olursa, bina altındaki ortalama çevrimsel gerilme oranı;

$$(\tau_{av} / \sigma'_{vo})_{d-b} \cong 0,65 * 0,8 * (W / B) * S_a / g * (B / W) = 0,52 * S_a / g \quad (2.11)$$

Boş alanda belirtilen derinlikteki ortalama çevrimsel gerilme (2.6) den;

$$(\tau_{av} / \sigma'_{vo})_{d-ff} \cong 0,65 * (\sigma_v / \sigma'_{vo}) * a_{max} / g \quad (2.12)$$

Zemin yüzeyine yakın bir noktadaki σ_v / σ'_{vo} değeri 1,8 - 2,4 arasında değişir. Bu değer 2,2 alınırsa;

$$(\tau_{av} / \sigma'_{vo})_{d-ff} \cong 0,65 * 2,2 * a_{max} / g = 1,43 * a_{max} / g \quad (2.13)$$

Bu duruma göre bina altındaki bölgeyle boş bir bölgedeki gerilme oranı aynı olursa;

$$(\tau_{av} / \sigma'_{vo})_{d-b} = (\tau_{av} / \sigma'_{vo})_{d-ff} \quad (2.14)$$

Örneğin;

$$0,52 * S_a / g = 1,43 * a_{max} / g \quad (2.15)$$

Ya da;

$$S_a / a_{max} \cong 1,43 / 0,52 \cong 2,75 \quad (2.16)$$

Bu demektir ki eğer S_a/a_{max} değeri 2,75'ten yüksekse, çevrimsel gerilme oranı, bina altında boş alandan yüksek olur. Tam tersi de geçerli olabilir ve sıvılaşma potansiyeli de azalma eğilimi gösterir.

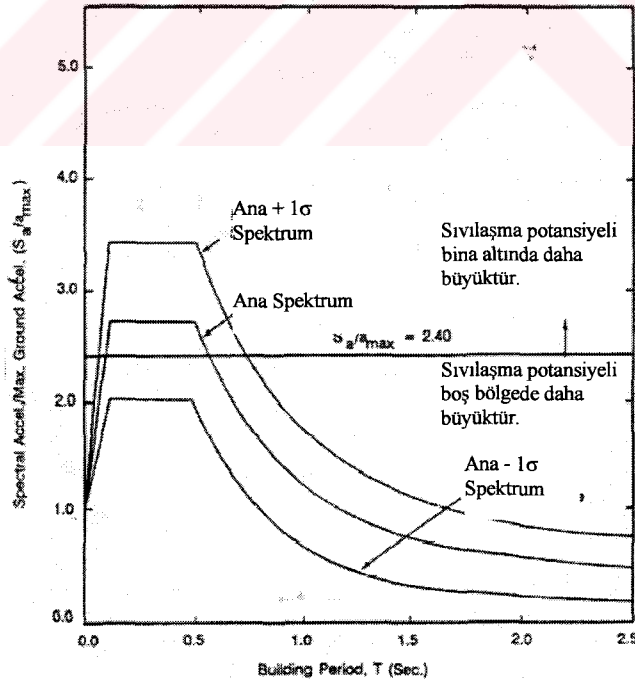
Bina altındaki basınç 4,5 m derinlikte 0,5 - 1,5 tsf civarında artış gösterdiği göz önüne alınırsa, sadece bundan dolayı bina altındaki çevrimsel yükleme direnci %15 azalır. Bu durum hesaba katılırsa $2,75/1,15 = 2,4$ 'ten daha büyük S_a/a_{max} oranında sıvılaşma olayının, bina altında kalan bölgede, boşboş bölgeye göre daha çabuk olacağı anlaşılabılır.

Bu durumum etkisini belirlemek için, deprem hareketinin spektral ivme oranı aralığının belirlenmesi gerekir. Seed vd. (1974) 100'den fazla kaydedilmiş düşey deprem hareketine

karşı bina davranışı üzerine bir çalışma yapmıştır. Şekil 2.20’de 61 m derinlikli toprak tabakası uygulanan bu çalışmada elde edilen ortalama spektrum şekli ve ± 1 standart sapma oranlı spektrum şekli gösterilmektedir. S_a/a_{max} ’ın sınır çizgisi şekilde 2,4 olarak gösterilmektedir ve şekilden 0,75 sn’den daha büyük periyodlu sivilaşma görülen binalarda sivilaşma potansiyeli, bina altındaki bölgede, boş bölgeye göre daha düşüktür. Periyodu 1 sn civarındaki yüksek binalarda, sivilaşma potansiyeli, boş bölgeye göre %60 daha azdır.

Öte yandan, 0,1 - 0,5 ana periyotlu binalar için ortalama spektral biçim eğrisi üzerindeki S_a/a_{max} değerleri 2,4’ten büyük olur. Bu da göstermektedir ki belirli sıklıktaki deprem etkisinde bina altındaki sivilaşma potansiyeli boş bölgeye göre daha düşüktür.

Bir deprem sırasında bina yakınındaki gerilim şartları üzerinde bina tepkisi çok önemli bir rol oynar. Bu basit mantıktan yola çıkarak 3 - 4 katlı binaların 10 - 15 katlı binalara göre daha fazla sivilaşma hasarına uğrayabileceği tahmin edilebilir. Bina altında kalan bölgenin boş bölgeden daha önce sivilaşmaya başlayabileceği durumlar da gözlenebilir. Ancak bu durumun sadece yer yüzeyine yakın yerlerde oluşacağı ve toprak yapısıyla deprem öncesi kesme gerilmesinin etkilerinin gözardı edilmesi gerektiğine dikkat edilmelidir. Yine de bu, yüzey yapısının sivilaşma potansiyeline olan potansiyel etkisini açıkça gösterir.



Şekil 2.20 Tipik Deprem Spektrum Eğrisi (Seed vd., 1974)

Bu aynı zamanda binaları sert yapılar olarak değerlendirmenin yol açabileceği büyük değer farklarını da açıklar. Sert bir blok için S_a/a_{max} değeri 1 iken gerçek bir depremde ve gerçek bir binada bu değer 0,2 - 3,6 arası değişir.

2.10 Sıvılaşmanın Deprem Hasarlarına İki Değişik Etkisi

Zemin sıvılaşması yapıların stabilitesi, zemindeki faaliyetler ve yapılar için tehlike oluşturur. Fakat önemli hasarlara yol açan büyük depremlerde sıvılaşma , yapısal hasar potansiyelini azaltarak yaşamsal fayda sağlayabilir.

2.10.1 Tarihi Veriler

Şiddetli depremlerde zeminden kaynaklanan sebeplerden dolayı meydana gelen hasarlar incelendiğinde, sıvılaşma olan bölgelerde sıvılaşma olmayan bölgelere göre daha az yapısal hasar olduğu görülmüştür.

Genellikle sıvılaşan bölgelerdeki deprem şiddeti VI~IX arasındadır. Gözlemler sıvılaşmanın deprem hasarlarını azalttığı dolayısıyla magnitüd yüksek olsa bile şiddetin az çıktığını göstermiştir. Örneğin 1964 Niigata depreminin magnitüdü $M=7.4 \sim 7.5$ olmasına rağmen geniş bir alanda meydana gelen sıvılaşmadan dolayı şiddet VIII olarak belirlenmiştir.

Diğer taraftan, depremin magnitüdü küçükse sıvılaşmadan kaynaklanan hasarlar daha çok önem kazanır. Dolayısıyla sıvılaşmanın meydana geldiği kesimlerde depremin şiddeti, sıvılaşma olmayan kesimlerden daha büyük çıkar (Wang ve Law, 1994).

2.10.2 Kavramsal Açıklama

Sıvılaşma , zeminde oturma, kayma ve çökme durumlarına yol açan bir olaydır. Aşağıda sıvılaşmanın yer hareketini azaltıcı etkileri açıklanmıştır.

- i- Sıvılaşan tabaka, tabaka kayasından gelen sismik kayma dalgalarını izole edici sıvı bir ortam gibi davranır.
- ii- Sıvılaşan tabakaya ulaşan sismik enerji, kum kaynamaları ve zemin kaymaları yoluyla emilir. Rezidual sismik enerji büyük ölçüde zayıflar ve büyük yıkım gücü indirgenir.
- iii- Laboratuarda yapılan dinamik deneylerde, sıvılaşma oluşmadan önce, zemin numunelerinin önemli ölçüde dinamik gerilme aldıkları görülmüştür. Sıvılaşma

meydana gelir gelmez zemin yumuşar ve büyük gerilmeler alıp iletecek durumu kaybolur. Sıvılaştıran kütle tarafından indirgenen gerilme seviyesi ile hasar oluşma potansiyeli düşer.

Baykal ve Balcı (1998) tarafından, sıvılaşma sırasında zemin tarafından tüketilen enerji ve bunun yapıya etkisi araştırılmış ve yukarıda anlatılanlara uygun sonuçlar bulunmuştur. Zemin tarafından sıvılaşma sırasında kullanılan enerji göz önüne alınarak yapılan dinamik hesaplarda, yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin sıvılaşma neticesinde tüketilen enerji oranında azaldığı tespit edilmiştir. Deprem sonrası sıvılaşmaya maruz kalan yapıların taşıyıcı sistemi ve dolgu duvarlarında herhangi bir çatlak ve plastik deformasyona rastlanmamış olması yapıya gelen fazla enerjinin sıvılaşma tarafından tüketildiği ve dolayısıyla yapının plastik şekil değiştirmeye neden olacak enerjiye maruz kalmadığı anlaşılmıştır. İncelenen vakalarda sıvılaşma esnasında %10 - 77 mertebesinde enerji tüketildiği ve bu tüketilen enerjinin boşluk suyu basıncının artışı ve şekil değiştirme enerjisi olarak kullanıldığı görülmüştür. Bu çalışmada analizleri yapılan yapıların yakınlarındaki sıvılaşmaya maruz kalmamış aynı kalite ve özellikteki pek çok binanın ağır hasara uğramasına ve çökmesine karşılık değişik yerlerdeki bu binaların yapısal hasara uğramamış olduğu belirtilmiştir.

2.11 Sıvılaşma Potansiyeli Belirlenmesinde Kullanılan Deney ve Çalışmalar

Önceki bölümde verilen ölçütlerden sadece sıvılaşmaya karşı duyarlı olabilecek ortamların ve zeminlerin ayırt edilmesi için ön değerlendirme amacıyla yararlanılır. Dolayısıyla, bu ölçütler esas alınarak yapılacak ön değerlendirmelerin sonuçlarına göre, zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi, çok sayıda zemin ve deprem parametresinin dikkate alındığı ayrıntılı analiz yöntemleriyle yapılmaktadır. Bu analiz yöntemleri Bölüm 3’de verilmiştir. Bu bölümde ise, sıvılaşma potansiyeli analiz yöntemlerinde kullanılan zemin parametrelerinin çeşitli deney yöntemleri ile belirlenmesi açıklanmıştır.

2.11.1 Laboratuvar Deneyleri

Deprem sırasında meydana gelebilecek yapısal hasarlar üzerinde yerel zemin koşullarının önemli etkisi bulunmaktadır. Bu nedenle zeminlerin tekrarlı yükler altındaki davranışları ile deprem sonrası statik mukavemetlerinin belirlenmesi önem kazanmaktadır. Zeminlerin deprem sırasında ve deprem sonrasındaki gerilme-şekil değiştirme davranışlarını

laboratuvarda çeşitli deney sistemleriyle belirlemek mümkün olmaktadır. Özellikle suya doygun kumlu zeminlerin tekrarlı yükler altındaki sıvılaşma potansiyelleri ve sıvılaşma sonrası davranışları laboratuvarda dinamik basit kesme (Peacock ve Seed, 1968; Lee ve Seed, 1967), dinamik burulmalı deney (Yoshimi ve Oh-oka, 1973; Ishibashi ve Sherif, 1974), sarsma tablası (Prakash ve Mathur, 1965) gibi dinamik deney sistemleriyle incelenebilmektedir (Das, 1993).

2.11.1.1 Dinamik Üç Eksenli Deney

Sıvılaşma kavramını çalışmak için Seed, 1966 yılında dinamik üç eksenli deneylerin yapılmasını önermiştir. Üç eksenli deney hücresi, bir zemin numunesinde deprem öncesi arazi şartlarında meydana gelen konsolidasyona izin verir. Dinamik kaymayı oluşturmak için tekrarlı deviatorik gerilme uygulanır. Çalışmalar sonucu düşeyle 45°'lik açı yapan bir düzlem boyunca gerilme durumunun gerçeğe yakın olduğu görülmüştür (Seed vd., 1966).

Sıvılaşma, boşluk suyu basıncının çevre basıncına eşit olduğu veya dinamik eksenel uzamanın pik durumda, örneğin %10 gibi belirli bir değeri aştığında oluşur. Uygulanan tekrarlı kayma gerilmeleri sıvılaşma dayanımı τ_1 olarak alınır ve sıvılaşmaya yol açan tekrarlı kayma sayısına (N_{eq}) karşılık gelir (Wang ve Law, 1994).

Depremi neden olduğu eş tekrarlı kayma gerilmesinin (τ_{eq}), sıvılaşma dayanımını (τ_1) aşması durumu sıvılaşma olarak ifade edilir. Çalışmalar sonucu τ_{eq} aşağıdaki şekilde elde edilmiştir (Seed ve Idriss, 1971).

$$\tau_{eq} = 0.65 * \frac{a_{max}}{g} * \sigma_o * r_d \quad (2.17)$$

Bu denklem, zemin yapısında düşünülen belirli derinlik için hesaplanacak efektif düşey basınca (σ_o) göre normalize edildiğinde, ortalama tekrarlı kayma gerilmesi ile efektif düşey gerilmenin oranı olarak değerlendirilmiş olacaktır.

$$\frac{\tau_{eq}}{\sigma_o'} = 0.65 * \frac{a_{max}}{g} * \frac{\sigma_o}{\sigma_o'} * r_d \quad (2.18)$$

Burada,

a_{max} : Maksimum ivme

g : Yerçekimi ivmesi

r_d : Zemin tabakası derinliği için azaltma faktörüdür.

Shibata ve Teperaksa (1988) r_d düzeltme faktörünü,

$$r_d = 1 - 0.015 * z \quad (2.19)$$

olarak ifade etmişlerdir.

Dinamik üç eksenli deney genellikle nitrojenle dondurularak alınmış örselenmemiş örneklere gereksinim duyulması ve uzun zaman alan pahalı bir deney olması nedeniyle, daha çok araştırma amaçlı kullanılmaktadır.

2.11.1.2 Dinamik Basit Kesme Deneyi

Bu deneyle beş parametre elde edilebilir: Dinamik kayma gerilmesi, toplam düşey gerilme, dinamik kayma uzaması, boşluk suyu basıncı ve karşılık gelen tekrar sayısı.

Kıyaslama yapmak gerekirse dinamik basit kayma deneyi, dinamik üç eksenli deneye göre tabii haldeki sıvılaşma olayını daha gerçekçi olarak modellemektedir. Fakat bu deneyde zemin numunesine uygulanan kayma gerilmesi üniform olarak dağılmaktadır.

2.11.1.3 Burulmalı Dinamik Deney Sistemi

Dinamik üç eksenli ve dinamik basit kesme deney sistemlerindeki birçok zorluk burulmalı dinamik deney sistemiyle ortadan kaldırılmaya çalışılmıştır. Bu deney sistemiyle numuneye ilave yanal gerilme yükleri uygulanabilmekte, izotropik veya anizotropik şartlarda yükleme yapılabilmekte ve yine numuneye yatay düzlemde burulmalı bir şekilde tekrarlı kayma gerilmeleri uygulanabilmektedir. Büyük ölçekli deformasyon şartlarında zemin özelliklerini incelerken bu deney sistemi kullanılabilmektedir.

Ishihara ve Li tarafından 1972'de geliştirilen deney sisteminde içi dolu zemin numuneleri kullanılmaktaydı. Fakat bu sistemlerde kullanılan içi dolu zemin numunelerinde açısız üniformluk sağlanamadığından, bu etkiyi azaltmak amacıyla araştırmacılar deneylerde içi boş silindirik numuneler kullanmayı tercih etmişlerdir (Yashuda, 1998).

Zeminlerin sıvılaşmaya veya tekrarlı yumuşamaya karşı direnci bazı amprik formüller kullanarak tahmin edilebilmektedir. Zeminlerin sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı F_1 , Yasuda

(1998) tarafından aşağıda verilen ifade ile bulunabilmektedir.

$$F_1 = \tau_1 / \tau_p \quad (2.20)$$

Burada τ_1 , 20 tekrarda kumun sıvılaşmasına neden olan gerilme seviyesidir. τ_p ise uygulanan gerilme seviyesidir. F_1 değerinin 1 den küçük olması durumunda sıvılaşma ihtimalinden söz etmek mümkündür.

Burulmalı dinamik deney sistemiyle zeminlerin deformasyon özelliklerinin temel kavramları araştırılırken drenaj ve gerilmelerin kontrolü ve üniformalığı üst düzeyde olmasına karşın numune hazırlama güçlüğü gibi sebeplerden dolayı bu sistem pratik amaçlar için uygun olmamaktadır (Yasuda, 1998).

2.11.1.4 Geniş Ölçekli Basit Kesme Deneyi

Daneli zeminlerdeki sıvılaşma olayı incelemelerinde kullanılan deney sistemlerinde bazı olumsuz noktalar bulunmaktadır;

- i- Küçük ölçekli basit kesme deneyindeki gerilme yığılmaları sonuçlarıda bazı hatalara yol açmaktadır (Castro,1969).
- ii- Üç eksenli deney numunelerinin taban ve başlıklarındaki gerilme yığılmaları ve boyun oluşması olasılığı, uzama ve su muhtevası dağılımında düzensizliğe yol açmaktadır (Castro, 1975).
- iii- Sarsma tablası deneyleri ile yapılan sıvılaşma çalışmalarında ise sonuçlar, kutunun kenarlarının sınırlayıcı etkisiyle kesin olmamaktadır.

Bu nedenlerden dolayı De Alba, Seed ve Chan (1976), tek yönlü tekrarlı gerilme uygulanan geniş ölçekli basit kesme deneyini kullanmışlardır. Deneylerde kullanılan kum numuneler 2300 mm * 1100 mm * 100 mm boyutlarında olup, bir sarsma tablasının üzerine yerleştirilmektedir. Drenajı önlemek için kumun üzerine kauçuk bir membran ve eylemsizlik için bir kütle konulmaktadır. Sarsma tablasının hareketiyle kumda tekrarlı gerilme durumu oluşmaktadır. Tekrarlı kayma gerilmesi aşağıdaki şekilde belirlenir:

$$\tau_h = \frac{W}{g} * a_m \quad (2.21)$$

Burada;

W : Numuneden ve eylemsizlik kütlesinden dolayı tabana etkiyen toplam basınç

a_m : Üniform tekrarlı hareket için pik ivme

g : Yerçekimi ivmesidir.

Yapılan bu deney sonucunda aşağıdaki sonuçlara varılmıştır (Das, 1993):

- a) Başlangıç rölatif sıkılık ≤ 45 için ön sıvılaşma oluşturacak değerde uygulanan tekrarlı gerilme oranı ayrıca limitsiz kayma uzamasına yol açar. Bu durum sıvılaşmaya karşılık gelir.
- b) Başlangıç rölatif sıkılık > 45 için ön sıvılaşma oluşturacak değerde uygulanan tekrarlı gerilme oranı sınırlı kayma uzamasına yol açar. Buna zeminin sınırlı uzama potansiyeli veya çevrimsel hareketlilik durumu denir.
- c) Zeminin başlangıç rölatif sıkılığın yükselmesiyle sınırlayıcı uzama potansiyeli düşer.

2.11.1.5 Laboratuvar Deneyleri İçin Alınan Numuneler İlgili Sınırlamalar

Örselenmiş zemin örnekleri, zemin sınıflamasına ve indeks parametrelerinin tayinine yönelik deneylerde kullanılır. Dayanım, deformabilite ve sıkışabilirlik özellikleri gibi mühendislik tasarımında esas alınan parametreler ise, örselenmemiş örnekler üzerinde tayin edilmek zorundadır. Sıvılaşma özellikleri incelenen zeminler kohezyonsuz bir yapıya sahip oldukları için örselenmemiş örnek alımı zordur. Bunun için, Bishop kum örnekleyicisi ve Delft örnek alıcısı gibi teknikler kullanılarak zeminden en az örselenmiş numuneler alınmaya çalışılır (Ulusay, 2001).

Labrotuar deneyleri için alınan numunelerle ilgili sınırlamalar:

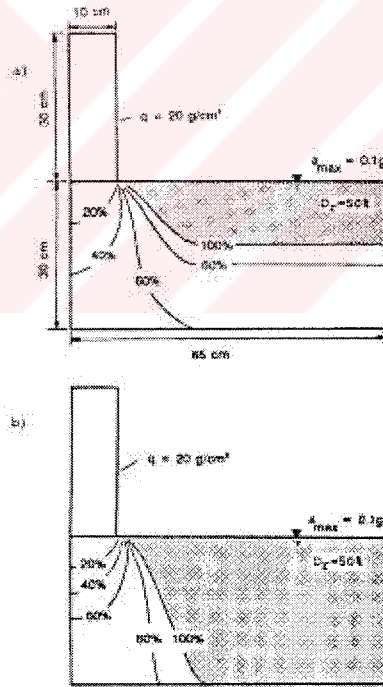
- i- Numune alımı sırasında örselenme meydana gelir ve yerindeki gerilim durumu değişir, ayrıca örneklerin labrotuara nakli sırasında örselenme olabilir.
- ii- Laboratuvar örnekleri küçük olup, ölçek etkisi söz konusudur.
- iii- Başlangıç gerilme koşulları bozulan örnekler üzerinde labrotuarda arazi koşullarının sağlanması mümkün olmamaktadır.

2.11.2 Model Deneyleri

2.11.2.1 Sarsma Masası Modeli Deneyleri

Daha önceden belirtildiği gibi belirli sınırlar içinde elde edilen kanıtlardan genel bir sağlam çözüme ulaşmak oldukça zordur. Bu zorlukları aşmak için birçok araştırmacı yapıların sıvılaşma potansiyeli üzerine etkilerini incelemek için sarsma masası model testlerini kullanmışlardır.

Yoshimi ve Tokimatsu (1977), zemin/bina modellerini sarsma masası üzerine sabitlenmiş bir örnek kutu üzerinde incelemiştir. Kutu yaklaşık 140 cm. uzunluğunda, 20 cm. genişliğinde ve 40 cm. derinliğinde olup sıvılaşma sürecinin izlenebilmesi için içi görünebilir yan duvarlara sahipti. Sarsma tablası tek yatay bir yönde hareket ettiriliyor ve model yapının yaklaşık kutunun genişliğine eşit olması isteniyordu ki böylece düz ve geniş bir ortam yaratılmış oluyordu. Yoshimi ve Tokimatsu %30-70 arasında yoğunluklu kum kullandılar. Model yapılar genelde çelik yada kompozit bloklardan oluşuyordu.



Şekil 2.21 Aşırı Boşluk Suyu Basıncı Gelişimi: a) İlk evre b) Sonraki evre (Yoshimi ve Tokimatsu, 1978)

Şekil 2.21a 'da görüldüğü gibi aşırı boşluk basıncı model yapının altında boş arazide

olduğundan daha azdır. Sıvılaşma anında yapıdan uzak alanlarda $r_u = 100$ olurken bu oranın yapı altında %35 civarında olduğunu görülmektedir.

Yoshimi ve Tokimatsu çalışmaları sırasında boşluk suyu basıncı %60'a ulaştığında sıvılaşmaya çok yaklaşıldığını buldular. Yapının altındaki %60 boşluk suyu basınçlı yüzeyin yüzdesi arttıkça oturmanın önemli ölçüde azaldığını tespit ettiler. Bina altındaki kritik alan oranı ($r_u > 60$ olan alan) düşük oldukça, oturma oranının (ortalama oturma / sıvılaşma derinliği) önemsiz olduğunu göstermiştir. Bu sonuç; bina altındaki boşluk suyu basıncı belirli kabul edilebilir seviyelerin altında tutulabilirse binanın uzakta oluşabilecek bir sıvılaşmadan zarar görmeyeceğini göstermiştir.

Neredeyse tüm deney modelleri boşluk suyu basıncının bina altlarında aynı derinlikteki boş alanlara nazaran daha az olduğunu göstermiştir. Buna rağmen bazıları model yapı yakınındaki bir zonun boş arazideki orana boşluk suyu basıncı açısından daha hassas olduğunu belirtmişlerdir.

2.11.2.2 Santrifüj Model Deneyleri

Sarsma tablası deneylerinin binaların deprem anındaki performanslarına uygunluğu üzerine bazı sorular oluşmuştur. Kesin olarak test esnasındaki sınırlayıcı basınçlar gerçekte arazideki ortaya çıkan basınçtan çok daha azdır. Elastiklik modülü ve kayma modülü sınırlı basınca bağlı olmasına rağmen bu hem dinamik etkileri hem de binaların oturmasını etkileyebilir.

Eğer santrifüj prototip, yapıların üzerinde oluşan etkiye yakın basınçlar oluşturursa; o zaman bu test prosedürüyle zorluklar aşılabılır.

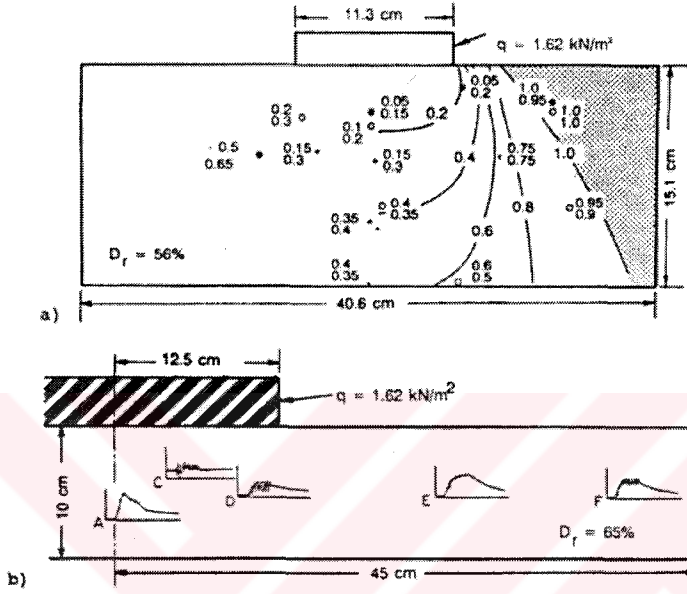
Whitman ve Lambe (1982, 1985) birçok santrifüj model testleri yapmışlardır. Bu testler sonucu ölçülen boşluk basınçlarının gösterildiği bir grafik Şekil 2.22a da görülmektedir. Kullanılan kum suya doygun ve yoğunluğu yaklaşık %56 civarındadır. Temel 11.3 cm çapında bir daire şeklinde oluşturulur. Santrifüj deneyinde prototip koşulları için dairesel temel 9 m çaplı ve toprak kısmı 12.1 m derinliğinde ve çapı 32.5 m olmalıdır. Prototip koşulları için temel yakınındaki basınç 130 kN/m^2 olmalıdır.

Bu sonuçlardan modelin altındaki boşluk basıncı daha azken boş arazide %100'e ulaşan bir boşluk suyu basıncı görülebilmektedir.

Binanın boşluk suyu basıncı oranına olan etkisi temel köşesine doğru genişlemekte ve yapının

hemen yakınında herhangi bir sıvılaşma etkisi gözlenmemektedir.

Bir başka santrifüj test modeli Şekil 2.22b 'de gösterilmiştir. Kullanılan kum %65 yoğunluk ve sıkılıkta, içine konulduğu kap ise sarsma masası deneyinde kullanılabilecek bir kutudur. Prototip yapı kutunun uzunlamasına yerleştirilmiş ve 130 kN/m^2 basınç iletmektedir. Yapı sallantı doğrultusunda 25 cm uzunluğundadır.



Şekil 2.22 Santrifüj Model Deney Sonuçları (Whitman ve Lambe, 1982-1985)

Model 10 adet uniform dairesel ivmelendiricinin etkisi altındadır ve beş transducer tarafından ölçülen boşluk basınçları Şekil 2.22b 'de gösterilmiştir. Bütün ölçülen boşluk suyu basınçları karşılaştırma kolaylığı açısından aynı tabloya işlenir. Boş alan koşullarını gösteren E noktasında boşluk suyu basıncı hızla düşey efektif basınç değerine yükselmektedir. Model yapının altında C ve D noktalarında boşluk suyu basınçları boş alanda gelişenlerden daha az ve max. boşluk suyu basıncı oranında boş alandakinden çok daha az olacaktır. A, C ve D noktalarının karşılaştırılmasından görülmektedir ki boşluk suyu basıncı, yapının orta noktalarında yapının diğer noktalarına nazaran çok daha hızlı yükselmektedir. Binanın oturması sarsma periyodu esnasında başlar ve yapının her yerinde uniformdur.

2.11.3 Arazi Deneyleri

Arazi deneylerinin avantajı zeminin tabii durumunda deneyin yapılmasıdır. Ölçek etkisi yoktur ve yüzeyden itibaren istenilen derinliğe ulaşılabilir ve sürekli tanımlama yapılabilir.

Fakat arazide sismik aktiviteyi göstermek zor olduğu için sıvılaşma potansiyelini ölçmek için yapılan deneylerde, sıvılaşma dayanımıyla doğrudan ilgili zemin parametrelerine ulaşılmaz. Değerlendirme kriterlerine ulaşmak için sıvılaşma meydana gelmiş depremler incelenerek amprik bağıntılar geliştirilmiştir (Wang ve Law, 1994).

Yüzeysel jeoloji ile yerel zemin koşulları arasında tekil bir ilişki olmamasından dolayı, inceleme konusu olan alanlarda beklenebilecek sismik davranışın gerçeğe daha yakın olarak analiz edilebilmesi için geoteknik araştırmalara ihtiyaç duyulmaktadır. Arazi zemin koşulları hakkında ayrıntılı bilgiler elde etmek amacıyla yapılacak geoteknik araştırmalar, taban kayası derinliğine kadar gerçekleştirilmelidir.

Genellikle kayma dalgası hızı 700 m/s'den büyük olan formasyonlar "taban kayası" olarak kabul edilmektedir. Zemin profilinin sismik davranış açısından tanımlanabilmesi için kohezyonsuz zeminlerde ve katı zeminlerde Standart Penetrasyon Deneyi (SPT), yumuşak zeminlerde Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) gibi arazi deneyleri çok yararlı bilgiler vermektedir. SPT deneyi, sınıflandırma için numune alınması ve zeminin sıkılık derecesinin belirlenmesi için bilgiler vermesi yanında, darbe sayısı (N) ile kayma dalgası hızı (v_s) arasında kurulan korelasyonlar açısından da yararlı olmaktadır. CPT deneyinde de zeminin cinsi ve sıkılık derecesi zemin profil derinliği boyunca sürekli olarak belirlenebilmekte, CPT koni direnci ile SPT darbe sayısı arasındaki korelasyonlardan, kayma dalgası hızına geçilebilmektedir (Özaydın, 1996).

2.11.3.1 Standart Penetrasyon Deneyi

Bu deney, sondaj tijlerine takılmış, ortasından ikiye ayrılabilen ve içinde pirinçten yapılmış bir iç tüpün bulunduğu örnekleyicinin, 63.5 kg ağırlığında bir şahmerdanın 760 mm yükseklikten tijlerin üzerine düşürülerek zemine sokulması ilkesine dayanır. Ortadan ayrılabilen tübün dış çapı 50 mm, iç çapı 35 mm ve uzunluğu 650 mm olup, tijlere monte edilir.

Uygulama:

Kuyu, deneyin yapılacağı seviyeye kadar temizlenir ve deney seviyesinde örselenmiş bir kısmının kalmamasına özen gösterilir. Tüp, kuyu tabanına kadar indirilip zemine 45 cm çakılır. İlk 15 cm'lik darbe sayısı dikkate alınmaz, saha sonraki 30 cm çakma için toplam darbe sayısı (N) deney sonucu olarak kaydedilir. Eğer tüp, 30 cm'lik bir penetrasyona

ulaşmadan önce edilen darbe sayısı 50 ise daha fazla darbe uygulanmaz.

Deney sonuçlarına ilişkin düzenlemeler:

a) Yeraltı suyu düzeltmesi :

Deney, yeraltı suyu seviyesinin altında yapıldığında, suyun tüpe girerek kumlu zemini gevşetmemesi için dikkatli olunmalıdır. Buna engel olunması amacıyla sondaj kuyusuna su ilave edilerek su seviyesi dengelenir. Yeraltı suyu tablası altında yer alan ince kum veya siltli kumlarda, eğer $N > 15$ ise N değerleri için aşağıdaki eşitlik kullanılarak su düzeltmesi yapılır.

$$N = 15 + 0.15 (N - 15) \quad (2.22)$$

Bu düzeltmenin amacı, çakma işlemi sırasında kısa sürede uzaklaşması mümkün olmayan suyun, negatif bir boşluk suyu yaratmasından dolayı zeminin direncinde, yerindeki normal penetrasyon direncine oranla meydana gelen artışın giderilmesidir (Ulusay, 2001).

b) Tij enerji oranı, ER :

Şahmerdanın tipi ve serbest bırakılış yöntemi, en üstteki tijin üzerinde yeralan ve darbenin uygulandığı metal bloğun tipi ve sondaj tijlerinin uzunluğu elde edilen N darbe sayısı değerlerinde farklılıklara neden olur. Bunun standart hale getirilebilmesi amacıyla enerji oranı (ER) kavramı geliştirilmiştir. Enerji oranı dikkate alınarak, N değerleri aşağıdaki ifade kullanılarak normalize edilir ve normalize edilmiş darbe sayıları (N_{60}) hesaplanır.

$$N_{60} = N * (ER/60) \quad (2.23)$$

Türkiye’de kullanılan Donut tipi şahmerdan için enerji oranı (ER) 45’dir (Ulusay, 2001).

c) Jeolojik gerilme düzeltmesi, C_N :

N darbe sayıları, zeminin rölatif yoğunluğunun yanısıra, deney derinliğindeki efektif gerilime de bağlıdır. Efektif gerilim, efektif jeolojik gerilme ile temsil edilir. Aynı göreceli yoğunluğa sahip bir kum, farklı derinliklerde farklı N değerleri verir. Bu nedenle bir düzeltme yapılır. Düzeltme katsayısı C_N aşağıdaki ifadede yerine

konularak düzeltilmiş darbe sayısı N_1 elde edilir.

$$N_1 = C_N * N \quad (2.24)$$

Diğer düzeltmelerle birlikte,

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60} \quad (2.25)$$

ifadesi kullanılır. Örtü gerilimi düzeltmesi, C_N , için çok sayıda eşitlik önerilmiş olmakla birlikte, en çok kullanılanlar aşağıda verilmiştir.

- Liao ve Whitman (1986):

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v'}} \quad \sigma_v' : \text{kgf/cm}^2 \quad (2.26)$$

- Tokimatsu ve Yoshimi (1983) :

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma_v'} \quad \sigma_v' : \text{kgf/cm}^2 \quad (2.27)$$

- Peck vd. (1974) :

$$C_N = 0.77 * \log (20 / \sigma_v') \quad \sigma_v' : \text{ton/ft}^2 \quad (2.28)$$

- Seed vd. (1971) :

$$C_N = 0.85 * \log (148 / \sigma_v') \quad \sigma_v' : \text{ton/m}^2 \quad (2.29)$$

SPT'nin kullanım alanları aşağıdaki gibi özetlenebilir:

1. Yapı temellerinin taşıma gücü hesaplarında,
2. Kumlu zeminlerde inşa edilen temellerin oturma miktarlarının belirlenmesinde,
3. Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesine yönelik analizlerde,
4. Zeminin rölatif sıkılığının belirlenmesinde,
5. Zeminin içsel sürtünme açısının tahmininde,
6. Kohezyonlu zeminlerde tek eksenli sıkışma dayanımının tahmininde.

Çizelge 2.2 SPT – N değerleri ile rölatif sıkılık ve nisbi yoğunluk sınıflaması

N	Rölatif Sıkılık	Yerleşim Sıklığı
<4	<0.15	Çok gevşek
5-10	0.15-0.30	Gevşek
11-30	0.35-0.65	Orta
31-50	0.65-0.85	Sıkı
>50	>0.85	Çok sıkı

Özellikle kohezyonsuz zeminler için darbe sayıları ile rölatif sıkılık arasında değişik korelasyonlar verilmektedir. SPT deneyi ancak kohezyonsuz zeminlerde sıklığı güvenli şekilde verebilir. Kohezyonsuz zeminlerde darbe sayısı ile rölatif sıkılık arasında Çizelge 2.2 de gösterilen bağıntı vardır. Kohezyonlu zeminlerde ise darbe sayısı ile zeminlerin kıvamları ve serbest basınç dayanımları arasında Çizelge 2.3 deki bağıntıdan yararlanılabilir.

Çizelge 2.3 SPT – N değerleri ile kıvam ve serbest basınç dayanımları sınıflaması

N	Kıvam	Serbest Basınç Dayanımı (kg/cm ²)
0-2	Çok yumuşak	0-0.25
3-4	Yumuşak	0.25-0.50
5-8	Orta	0.50-1.00
9-13	Katı	1.00-2.00
14-30	Çok katı	2.00-4.00

2.11.3.2 Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)

Bu yöntem 10 cm² kesitli ve 60° açılı bir konik uçlu sondanın, 2 cm/sn lik sabit hızla zemine itilmesi ile yapılmaktadır. Bu deney kum ve siltlerde en iyi sonucu verir. Ancak günümüzde çakıllar ve bloklu zeminler dışında her tür zeminde uygulanmaktadır. Konik sonda hidrolik olarak sürekli itilirken dışarıdan okunan uç direnci qc ile kumun taşıma gücünü ölçmektedir.

Penetrometre ölçümlerinde çok önemli bir gelişme 1980'lerde konik ucun hemen arkasına bir piyezometrenin yerleştirilmesiyle oluşmuştur. Piyezokoni aletinde (CPTU) zeminin kayma direnci yanında aşırı konsolidasyon oranı ve sıvılaşma potansiyeli ölçülebilmektedir (Önalp, 1997).

Sıvılaşma potansiyelini ölçmek için Çin'de bir koni penetrometre geliştirilmiştir (Wang, 1978, 1983). Ölçülen penetrasyon dayanımı p_s , aşağıda verilen eşitlikteki kritik değer p_s' ile karşılaştırılır.

$$p_s' = p_{so} [1 - 0.065 (d_w - 2)] * [1 - 0.05 (d_y - 3)] \quad (2.30)$$

Burada,

d_w : Yeraltı su seviyesinin derinliği (m)

d_y : Üstteki sıvılaşmayacak tabakanın kalınlığı (m)

p_{so} : Çizelge 2. 4 de $d_w = 2$ m ve $d_y = 3$ m için verilen kritik penetrasyon dayanımı (Mpa)

Çizelge 2.4 Tasarım deprem şiddetine göre verilen p_{so}

I	VII	VIII	IX
p_{so} (Mpa)	5-6	11.5-13	18-20

Eğer ölçülen koni penetrasyon dayanımı p_s , kritik değer p_s' den daha düşükse, sıvılaşma potansiyeli yüksektir denir. Aksi halde sıvılaşma potansiyeli düşüktür (Wang ve Law, 1994).

2.11.3.3 Sismik Koni Penetrasyon Deneyi (SCPT)

Temel zeminlerinin yerinde kayma dalgası hızlarının belirlenmesine yönelik olarak kuyu içi ve cross-hole teknikleri yaygın olarak kullanılan yöntemler arasındadır. Kuyu içi tekniklerinde yapay olarak oluşturulan bir kayma dalgasının bilinen mesafeler içinde yol almasının ve bu dalganın kaynak ile bilinen bir noktada yerleştirilen geofonlar aracılığı ile yol alma süresinin belirlenmesini esas almaktadır. Elastik teori kayma dalgası hızı, V_s , zemin yoğunluğu ρ ve kayma modülünün, G , aşağıdaki bağıntı ile ilişkilendirilmesini sağlamaktadır.

$$G = \rho * V_s^2 \quad (2.31)$$

Böylelikle, kayma modülü yerinde kayma dalgası hızlarının ölçülmesi aracılığı ile

ölçülebilmektedir. Yerinde sismik deneylerde elde edilen kayma birim deformasyonunun genelde 10^{-4} mertebesinde küçük genliklere sahip olması nedeniyle, düşük deformasyon seviyelerinde dinamik kayma modülü, G_{max} 'ın bulunmasına olanak tanımaktadır. Bu tür bir deneyin alışlagelmiş sondaj teknikleri ve kuyu içi yöntemleri ile gerçekleştirilmesi birden fazla sondaj kuyusu gerektirmesi nedeniyle oldukça yüksek maliyetli ve uzun süre gerektirmektedir.

Yerinde kayma dalgası hızlarının ölçülmesine olanak tanıyan yeni bir deney yöntemi olarak sismik statik penetrasyon deneyi (SCPT) maliyetleri önemli oranda düşürdüğü gibi zemin profilinin geoteknik ve geodinamik parametrelerinin aynı zamanda ve süratli bir şekilde ölçülmesine olanak tanımaktadır.

Bu yöntemde sondalama 10 cm^2 konik uç ve 150 cm^2 çevre alanına sahip 60° açılı elektronik bir konik ucun , 10 ton kapasiteli bir hidrolik baskı yoluyla, 2 cm/sn sabit hızla zemine penetre edilmesiyle yapılmaktadır. Bu penetrasyon sırasında 2 cm ara ile ölçülen uç ve çevre mukavemeti verileri bilgisayara kaydedilmektedir. Boşluk suyu basınçlarını ölçmekte kullanılan “piezocone” elemanı, uç mukavemetinin kaydedildiği konik ucun hemen arkasında, 7.5 cm^2 kesit alanlı poroz bir elema sahiptir. Buna ilaveten, penetrometre konik ucunun hemen arkasında birbirine 1.0 m ara mesafe ile yerleştirilmiş olan, yatayda iki yönde ve düşeyde bir yönde üçlü bir jeofon sistemine sahip iki sismometre aracılığı ile kayma dalgası hızı, V_s ve basınç dalgası hızı, V_p arzu edilen derinlikte ölçülebilmektedir.

Statik penetrasyon deneyinde (CPT) uç mukavemeti ve çeper sürtünmesi zemin profilinin zemin tipleri ve kayma mukavemeti parametrelerinin belirlenmesinde hızlı ve güvenilir bir yöntemdir. Kuyu içi sismik deneyleri SCPT deneyinde arzu edilen derinlikte kısa süreli aralar verilerek yapılabilir. SCPT deneyinden elde edilen kayma dalgası hızı verileri maksimum dinamik kayma modülünün hesaplanmasında kullanılmaktadır. CPT deneyinde derinlik ve sismometrelerin konumu hassas olarak kontrol edilebilmektedir. Statik penetrasyon deneyi (CPT) ile sismik ölçümlerin birleştirilmesi ve tek bir deneyde gerçekleştirilebilmesi, temel zeminlerinin stratigrafik , mukavemet ve dinamik özelliklerinin belirlenmesinde çok hızlı, güvenilir ve ekonomik bir araç teşkil etmiştir. SCPT deneylerinde elde edilen değerler diğer kuyu içi yöntemlerle elde edilen dinamik zemin parametreleri ile büyük uyum içerisinde. Buna karşın SCPT, cross-hole gibi diğer tekniklerle karşılaştırıldığında çok hızlı ve ekonomik bir yöntemdir (Durgunoğlu vd., 2000)

3. SIVILAŞMA ANALİZİ

3.1 Zeminlerde Sıvılaşma Analizi

İnce-orta daneli, siltli kum veya az killi kum tabakalarının sıvılaşma olasılığının saptanabilmesi için arazi, laboratuvar deneylerinin ve numerik analiz yöntemlerinin kullanıldığı çeşitli kriterler ve formüller geliştirilmiştir.

Standart penetrasyon deneyinin verilerinin ve dane boyu dağılımı çözümlemelerinin kullanıldığı sıvılaşma potansiyeli analizleri, SPT'nin yaygın kullanımı ve daha ucuz olması nedeniyle en tercih edilen yöntemlerdir.

3.1.1 Periyodik Kayma Gerilmesi Kriteri (Seed ve Idriss, 1981)

Bu yöntemde zemin tabakalarının sıvılaşma emniyet faktörü (F_s),

$$F_s = \tau_s / \tau_o \quad (3.1)$$

şeklinde ifade edilir. Burada,

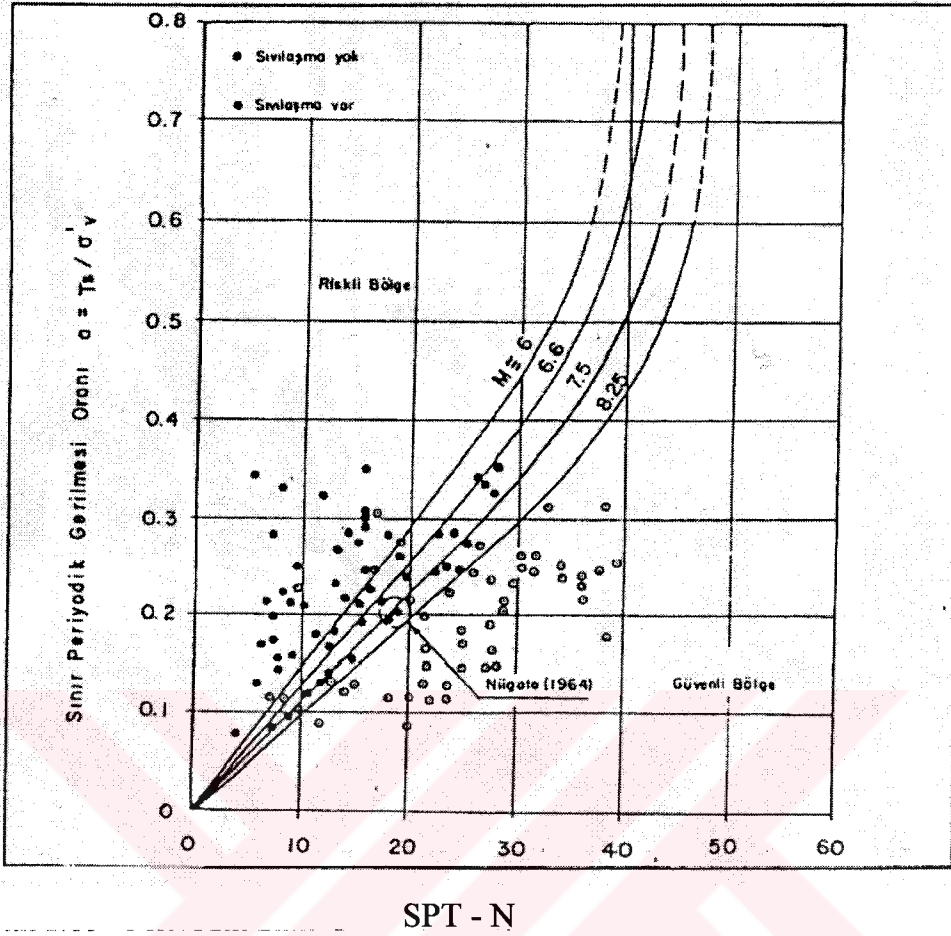
τ_s : Belli bir zeminde sıvılaşmanın başlayabilmesi için gerekli periyodik sınır kayma gerilmesi

τ_o : Aynı zeminde belli bir depremin meydana getireceği ortalama kayma gerilmesidir.

$F_s \leq 1$ ise sıvılaşma potansiyeli yüksek

$F_s > 1$ ise sıvılaşma potansiyeli yoktur.

1964 yılında meydana gelen Alaska ve Niigata depremlerinden sonra sıvılaşma olayına açıklık getirmek için ciddi araştırmalar yapılmış ve sıvılaşmayı oluşturan faktörler belirlenmeye çalışılmıştır. Deprem sonucu yatay yüzeyde oluşan ortama kayma gerilmesinin, deprem öncesi düşey efektif gerilmeye oranının kum tabakalarındaki sıvılaşmayı ifade edecek uygun bir parametre olduğu görülmüştür. Bu parametrenin avantajı, kum tabakasının kalınlığını, su tablasının derinliğini ve depremin şiddetini gözönünde bulunduruyor olmamızdır.



Şekil 3.1 Periyodik Sınır Gerilmesi Değerleri (Seed ve Idriss, 1981)

Çeşitli depremlerden elde edilen sıvılaşma anındaki, periyodik yatay kayma gerilmesi τ_s 'nin efektif düşey gerilmeye oranı olarak ifade edilen periyodik sıvılaşma gerilmesi oranı ($\alpha = \tau_s / \sigma_v'$) ile standart penetrasyon değeri arasındaki ilişki grafik olarak Seed ve diğ. (1981) tarafından Şekil 3.1'de verilmiştir.

Düzeltilme katsayısı C_N Denklem (2.29) ile hesaplandıktan sonra 10 t/m^2 düşey efektif gerilmeye göre düzeltilen darbe sayısı N_1 , (2.24) no'lu denklem yardımıyla bulunur. N_1 yardımıyla Şekil 3.1'den belli bir deprem büyüklüğü için α oranı okunur. Bu oran bulununca sıvılaşma için gerekli yatay kayma gerilmesi, (τ_s) için

$$\tau_s = \alpha * \sigma_v' \quad (3.2)$$

formülü kullanılır. Deprem maksimum zemin ivmesi $a_{\max}$ 'ın etkisi ile meydana getireceği

ortalama kayma gerilmesi,

$$\tau_o = 0.65 * \frac{a_{\max}}{g} * \sigma_v * r_d \quad (3.3)$$

bağıntısından hesaplanabilir.

Burada,

$a_{\max}$: Yüzeydeki maksimum ivme

σ_v : Kum tabakasına etkiyen toplam düşey gerilme (t/m^2)

σ_v' : Kum tabakasına etkiyen efektif düşey gerilme (t/m^2)

r_d : Gerilme indirgeme faktörüdür.

3.1.2 Eşik İvme Kriteri (Dobry vd., 1981)

Eşik ivme kriterinde emniyet faktörü, F_a için

$$F_a = 1.6 a_t / a_{\max} \quad (3.4)$$

tarifi yapılır. Burada,

a_t : Sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için gerekli eşik ivmesi

$a_{\max}$: Depremın meydana getireceği maksimum yer ivmesidir.

Eğer,

$F_a \leq 1$ ise sıvılaşma potansiyeli yüksek

$F_a > 1$ ise sıvılaşma potansiyeli düşük kabul edilir.

Eşik ivmesi değeri, kayma gerilmesi için kabul edilen (3.3) formülü esas alınarak elde edilen

$$(a_t/g) = [\gamma_t (G/G_{\max})_t v_s^2] / g * z * r_d \quad (3.5)$$

bağıntısı yardımıyla hesaplanabilir.

Burada,

γ_t : Eşik kayma şekil değiştirmesi, zemindeki boşluk suyu basıncı artışını belirtir ve %

$(1\sim3)\cdot10^{-2}$ değerini alır

$G/G_{\max}$: Kayma modülü oranı

$G_{\max}$: Kumlu zeminlerde küçük şekil değiştirmelerde ($\gamma < \%10^{-4}$) ölçülen ön kayma modülür.

r_d : Gerilme indirgeme faktörü

z : Hesap yapılan zemin derinliğidir.

Eşik kayma şekil değiştirmesi $\gamma_t = 0.0001$ için $(G/G_{\max})_t = 0.8$ kabülü yapılmıştır.

Çizelge 3.1'de SPT-N sayısı ile kayma dalgası hızı, v_s arasında değişik araştırmacılar tarafından önerilen ampirik bağıntılar verilmektedir.

Çizelge 3.1 SPT Darbe Sayısı (N) ile Kayma Dalgası Hızı Arasındaki Ampirik Korelasyonlar (Özaydın, 1996)

Araştırmacılar	Eşitlik
Imai ve Yoshimura (1970)	$V_s = 76N^{0.33}$
Ohba ve Toriumi (1970)	$V_s = 84N^{0.33}$
Ohia ve Goto (1978)	$V_s = 69N^{0.17} \cdot D^{0.2} \cdot E \cdot F$ $E = 1.0 \text{ (H)} \quad F = 1.00 \text{ (Kıl)}$ $= 1.3 \text{ (P)} \quad = 1.09 \text{ (I Kum)}$ $= 1.07 \text{ (O Kum)}$ $= 1.14 \text{ (K Kum)}$ $= 1.15 \text{ (Ç Kum)}$ $= 1.45 \text{ (Çakıl)}$
Imai (1977)	$V_s = a \cdot N^b$ $a = 102 \quad b = 0.29 \text{ (H Kıl)}$ $= 81 \quad = 0.33 \text{ (H Kum)}$ $= 114 \quad = 0.29 \text{ (P Kıl)}$ $= 97 \quad = 0.32 \text{ (P Kum)}$
Okamoto vd. (1989)	$V_s = 125N^{0.3} \text{ (P Kum)}$

V_s : Kayma Dalgası Hızı (m/s) N : SPT Vuruş Sayısı (N sayısı)

D : Derinlik (m)

H: Halosen

P: Pleistosen

I: İnce

O: Orta

K: Kaba

Ç: Çakıllı

Kayma dalgası hızı İyisan (1996) tarafından,

$$v_s = 51.5 \cdot N^{0.516} \text{ m/sn} \quad (3.6)$$

ile ifade edilmektedir.

Eşik ivme emniyet faktörü tek başına sınılaşma potansiyelini saptayabilmek için yeterli

değildir. Buradan elde edilen sonuç diğer kriterlerle denetlenmelidir (Şekercioğlu, 1998).

Çin’de yapılan araştırmalar sonucu kumlu silt ve kum zeminlerde sıvılaşma potansiyeli aşağıdaki eşitlikle değerlendirilebilir.

$$v_{s, cri} = v'_{s, cri} (d_s - 0.0133d_s^2)^{0.5} \quad (3.7)$$

Burada, $v'_{s, cri}$: Çizelge 3.2’de verilen kayma dalgası hızının kritik değerleridir.

Ölçülen kayma dalgası hızı v_s , yukarıdaki denklemden bulunan $v_{s, cri}$ değerinden küçükse sıvılaşma potansiyeli yüksektir.

Çizelge 3.2 Kayma dalgası hızının kritik değerlerinin deprem şiddeti ile değişimi

I	VII	VIII	IX
$v'_{s, cri}$ (kumlu silt)	42	60	84
$v'_{s, cri}$ (kum)	63	89	125

3.1.3 Sıvılaşma İndeksi Kriteri (Iwasaki vd., 1984)

Bir zemin tabakasının sıvılaşma emniyet faktörü için

$$F_L = R / L \quad (3.8)$$

oranı hesaplanır ve bu oranın 1’den büyük olması halinde sıvılaşmanın olmayacağı varsayılır.

Burada,

R : Zeminin sıvılaşma anındaki periyodik kayma direnci oranı

L : Şiddetli bir depremde meydana gelebilecek kayma gerilmesi oranıdır.

σ_v' kg/cm² olmak üzere, ampirik olarak , R ve L değerleri aşağıdaki formüllerden hesaplanır :

$$R = 0.0882 * \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + B \quad (3.9)$$

Eğer 0. 02 mm < D₅₀ < 0. 05 mm ise

$$B = 0.19$$

Eğer $0.05 \text{ mm} < D_{50} < 0.6 \text{ mm}$ ise

$$B = 0.225 * \log(0.35 / D_{50}) \quad (3.10)$$

Eğer $0.6 \text{ mm} < D_{50} < 1.5 \text{ mm}$ ise

$$B = -0.05$$

$$L = (a_{\max} / g) * (\sigma_v / \sigma_v') * r_d \quad (3.11)$$

3.1.4 Çin Milli Kodu

a) “The Chinese National Code of Aseismic Design for Buildings” aşağıdaki denklemi önermiştir (Wang ve Law, 1994)

$$N_{cr} = N_o * [0.9 + 0.1 (d_s - d_w)] * \sqrt{(3/p_c)} \quad (3.12)$$

Burada, d_w : Yeraltı su seviyesi derinliği (m)

d_s : Deney yapılan zemin derinliği (m)

p_c : Yüzde olarak ince dane ($D \leq 0.005 \text{ mm}$) miktarı, eğer $p_c < 3$ ise $p_c = 3$ alınır.

N_o : Çizelge 3.3’de gösterildiği şekilde tasarım deprem şiddetine bağlı ampirik N değeri.

Çizelge 3.3 N_o değerinin belirlenmesi

I	VII	VIII	IX
Yakın Alan	6	10	16
Uzak Alan	8	12	-

Zeminde 15 m içinde ölçülen N değeri yukarıdaki denklemden bulunan N_{cr} değeri ile karşılaştırılır. Eğer $N < N_{cr}$ ise zeminin sıvılaşma riski vardır.

b) Değiştirilmiş Çin Kodu (Bazaraa, 1995) :

Kritik SPT sayısı N_{cr} aşağıdaki bağıntı ile de tanımlanabilmektedir.

$$N_{cr} = N_o * [1 + 0.125*(d_s-3) - 0.05*(d_w-2) - 0.07*p_c] \quad (3.13)$$

3.1.5 Enerji Metodu (Wang ve Law, 1994)

Bu metod, titreşim sırasındaki enerji kaybının, zeminin sismik harekete karşı tepkisini gösterir bir parametre olarak kullanılması prensibine dayanır. Labarotuarda dinamik yüklemeyle elde edilen enerji kaybı ile boşluk suyu basıncı arasındaki ilişki arazi verilerinin regresyon analizleriyle korelasyonu yardımıyla sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmektedir. Buna göre suya doymun kum zeminlerde sıvılaşmayı tanımlamak için aşağıdaki ifade verilmiştir. Bu ifadenin sonucu 1'den büyükse zeminin sıvılaşma riski vardır demektir.

$$\frac{10^{1.5M}}{2.28 * 10^{-10} * N_1^{11.5} * R^{4.3}} \geq 1 \quad (3.14)$$

Burada , M: Depremin büyüklüğü

R : Odak uzaklığı (km)

N_1 : 100 kPa efektif basınç ve %60 enerji oranına göre düzeltilmiş standart penetrasyon dayanımıdır.

3.1.6 Deprem Büyüklüğü Kriteri (Atkinson ve Charlwood, 1984)

M, depremin büyüklüğü ve N, SPT değeri olmak üzere,

$$CSR_{cr} = N / (12.9 * M - 15.7) \quad (3.15)$$

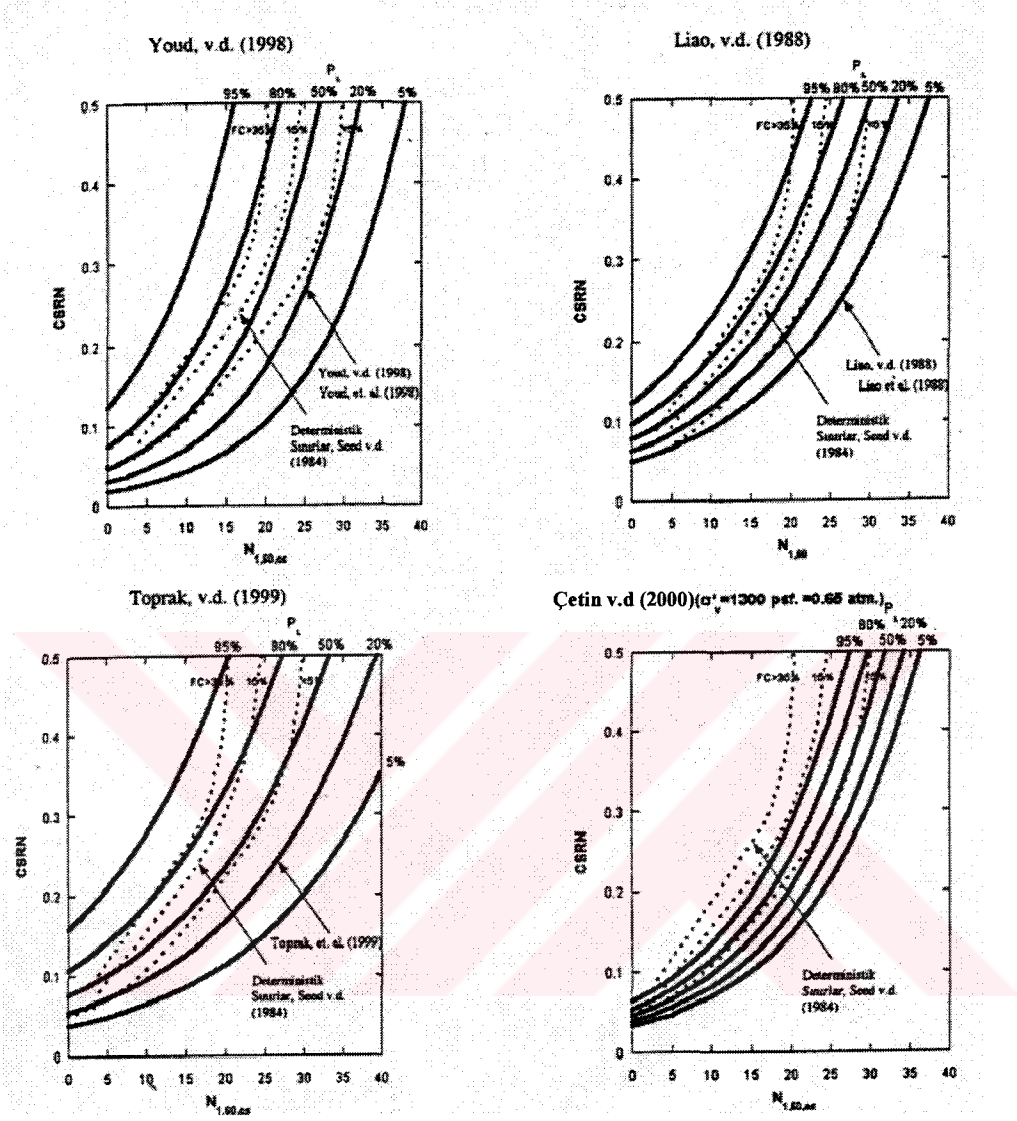
$$CSR = 0.65 * \frac{a_{max}}{g} * \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} * r_d \quad (3.16)$$

$F = CSR_{cr} / CSR < 1$ ise sıvılaşma olabilir.

3.1.7 Yeni SPT Tabanlı Sıvılaşma Kriterleri (Çetin vd., 2000)

Yeni bağıntılar (Çetin vd., 2000, Seed vd., 2001) daha önceki mevcut bir çok çelişkili konuyu ortadan kaldırmış ve benzer çalışmalara kıyasla sıvılaşma tahminlerinde çok daha az bir belirsizlikle sonucu tahmin etmiştir. Şekil 3.2 'de bu yeni çalışmanın %5, %20, %50, %80 ve %95 sıvılaşma olasılık eğrileri gösterilmiştir. Kıyaslama yapılabilmesi için diğer çalışmaların olasılık eğrileri de gösterilmiştir. Buna ek olarak artık en önemli belirsizlik kaynakları sıvılaşma modelinin kendisi değil kullanılacak $N_{1, 60}$ değeri ile CSR değerlerinin

belirlenmesi olacaktır.



Şekil 3.2 Sıvılaşma Tetiklenmesini Belirleyen Modeller Arasında Doğrudan Karşılaştırma

Bu yeni çalışmanın diğer çalışmalardan temel farkı şöyle özetlenebilir:

- Genişletilmiş bir deprem sonrası arazi davranış örnekleri veri tabanının oluşturulması,
- SPT verisini etkileyecek faktörlerin anlaşılmasına yönelik yeni bilgilerin kullanılması,
- Araziye özel dinamik zemin davranışının anlaşılmasına yönelik yeni bilgi ve yöntemleri kullanılması (örneğin deprem fay kırılma yönü, dinamik arazi davranış analizleri, vb.),

- d) Tekrarlı arazi kayma gerilme oranının bulunmasında geliştirilmiş yeni yöntemlerin kullanılması,
- e) Veri kalitesine etkileyen faktörlerin, belirsizliklerinin toplanmasına dayanan olasılıksal tabanlı bir veri kalitesi belirleme yönteminin geliştirilmesi (bu yöntemle hesaplanan veri kalite değerine göre iyi çalışılmamış belirsiz örneklerin veri tabanından çıkarılması),
- f) Baye'in parametre güncelleştirme yönteminin uygulanması.

Bu yöntem sıvılaşma problemini tanımlayan daha çok sayıda değişkenin kullanılmasına imkan verdiği gibi değişik belirsizlik kaynaklarının modellenmesine de olanak tanımıştır.

Sonuç ürünü sismik arazi sıvılaşma tahminlerindeki belirsizliğin büyük bir kısmını ortadan kaldırdığı gibi deprem şiddetiyle bağıntılı süre düzeltme faktörü, ince daneli malzemenin muhtevasının sıvılaşma direncine etkisi ve kayma direncinin efektif gerilmeye olan doğrusal olmayan bağıntısı gibi bazı tartışmalı konularıda açıklığa kavuşturmuştur.

Bu çalışmaların başlangıcında, mevcut veri tabanları incelenmiştir. Buna yeni sıvılaşma arazi örnekleri eklenmiştir. Sonuç olarak yaklaşık 450 sıvılaşma ve sıvılaşmama arazi örnekleri detaylı olarak derlenmiştir. Bu örneklerin kalitesi geliştirilen bir sistemle tarafsız olarak sorgulanmış ve kalite standartlarını sağlamayan örnekler veri tabanından çıkarılmıştır. Sonuç istenen kalite standartlarını sağlayan 201 yüksek veri kaliteli örneğin bu bağıntının oluşturulmasında kullanılmıştır (Çetin vd., 2000).

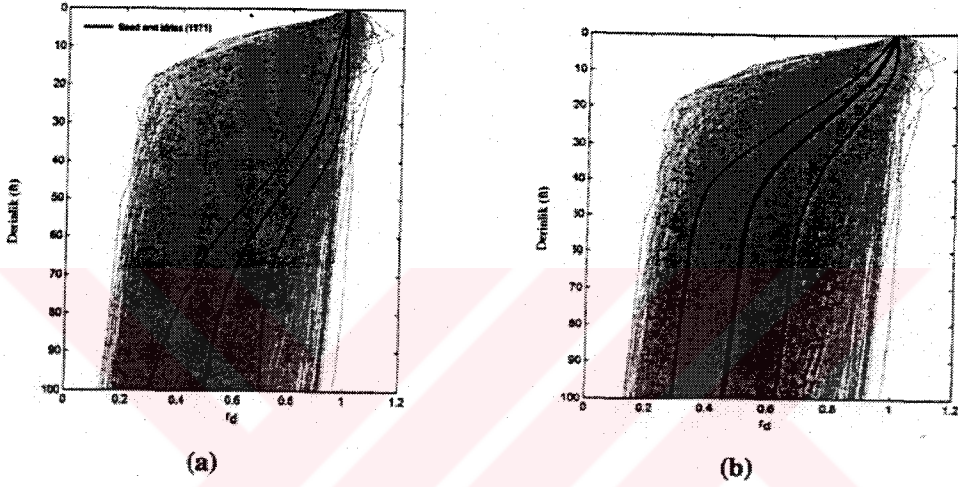
Önceki çalışmalara kıyasla önemli bir ilerleme, maksimum yatay yer ivmesinin hesaplanmasında olmuştur. Geliştirilen noktalar fay atım yönünün etkisi, arazi özelliklerinin davranışa etkisi, geliştirilmiş sönümleme bağıntıları, yeni depremlerden elde edilen kuvvetli yer hareket kayıtları konularında yeni gelişmelerin uygulanmasından kaynaklanmıştır. Bu çalışmada maksimum yatay yer ivmesi (a_{max}) kaydedilen iki ortogonal yatay ivmenin geometrik ortalaması olarak alınmıştır. Kayıtların yeterli olduğu durumlarda genel sönümleme bağıntıları depreme özel kayıtlarla geliştirilmiş ve belirsizlikler bu sayede en aza indirgenmiştir. Araziye yakın kayıtların mevcut olduğu durumlarda; araziye özel dinamik davranış analizi yapılmıştır. Her iki durumda da yöresel arazi etkileri gözönüne alınmıştır.

Diğer önemli gelişme tekrarlı kayma gerilme oranının hesaplanmasında kaydedilmiştir.

Önceki çalışmalar tekrarlı kayma gerilmesinin hesaplanmasında Seed ve Idriss (1971)'in geliştirdiği “basitleştirilmiş” yöntemi kullanmışlardır. Bu yöntemle göre :

$$CSR_{maks} = \frac{a_{max}}{g} * \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} * r_d \quad (3.17)$$

Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilmiş r_d değerleri Şekil 3.3’de gösterilmiştir. Bu değerler Seed vd. (1984); Liao vd. (1988, 1998) ve Youd ve Noble (1997) ve Toprak vd. (1999)’nin çalışmalarında kullanılmıştır.



Şekil 3.3 r_d Eğrileri a) Seed ve Idriss (1971) b) Çetin ve Seed (2000)

r_d değerinin birçok zemin ve deprem kayıt özelliklerine doğrusal olmayan bağımlılığı Çetin ve Seed (2000)’in geliştirilmiş r_d bağıntılarına ilham vermiştir.

Çetin ve Seed (2000,2001) r_d değerinin derinliğe, deprem büyüklüğüne, sarsıntı şiddetine, arazi rijitliğine bağlı belirlenmesinde Denklem (3.18) ve (3.19)’da özetlenen yeni amprik bağıntıyı önermiştir.

$d < 65$ ft

$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,40}^*) = \left[\frac{1 + \frac{-23,013 - 2,949a_{max} + 0,999M_w + 0,016V_{s,40}^*}{16,258 + 0,201e^{0,104(-d + 0,0785V_{s,40}^* + 24,888)}}}{1 + \frac{-23,013 - 2,949a_{max} + 0,999M_w + 0,016V_{s,40}^*}{16,258 + 0,201e^{0,104(0,0785V_{s,40}^* + 24,888)}}} \right] \pm \sigma_{erd} \quad (3.18)$$

$d > 65$ ft

$$r_d(d, M_w, a_{\max}, V_{s,40}^*) = \frac{\left[1 + \frac{-23,013 - 2,949a_{\max} + 0,999M_w + 0,016V_{s,40}^*}{16,258 + 0,201e^{0,104(-65+0,0785V_{s,40}^*+24,888)}} \right]}{\left[1 + \frac{-23,013 - 2,949a_{\max} + 0,999M_w + 0,016V_{s,40}^*}{16,258 + 0,201e^{0,104(0,0785V_{s,40}^*+24,888)}} \right]} - 0,0014(d - 65) \pm \sigma_{erd} \quad (3.19)$$

$$d < 40 \text{ ft} \quad \sigma_{erd} = d^{0,85} * 0,0072 \quad (3.20)$$

$$d \geq 40 \text{ ft} \quad \sigma_{erd} = 40^{0,85} * 0,0072 \quad (3.21)$$

Arazi CSR (ve r_d) değerlerinin özellikle yumuşak ve sert tabaka sınırlarında ani sıçramalar ya da düzensiz değişimler gösterebileceği unutulmamalıdır. Ayrıca CSR değerleri zemin ve kullanılan kuvvetli yer hareketi (KYH) arasındaki etkileşime bağlı olduğu için bu değerler her KYH için farklı olabilir. Bu sebeple mümkün olduğu durumlarda herhangi bir zemin tabakası için CSR değeri araziye ve KYH'ne özel sismik arazi davranış analizleri ile bulunmalıdır. Önerilen yeni sınıflama bağıntısının geliştirilmesinde CSR hesaplamalarında hem önerilen yeni r_d değerleri hem de arazi ve sarsıntıya özel sismik davranış analizleri kullanıldığından, bu bağıntılarda istatistiksel olarak bir sapma bulunmamaktadır. Bu yeni bağıntılarda, yerinde tekrarlı gerilme oranı “üniforma denk CSR” olarak tanımlanan ve maksimum değer $\%65$ 'ine eşit olan değer alınmıştır.

$$CSR_{denk} = (0,65) CSR_{maks} \quad (3.22)$$

Veri tabanındaki her arazi davranış örneği için temsili $N_{1,60}$ değeri seçiminde özel bir yöntem uygulanmıştır. Kritik tabakada kaydedilen N değeri (bir veya birden fazla olabilir) öncelikle düşey gerilme, enerji, ekipman ve prosedür farklılıkları için düzeltilmiş ve $N_{1,60}$ değerine karşılık derinlik olarak çizilmiştir. Bir çok durumda kritik tabaka içinde $N_{1,60}$ değerlerinin bariz şekilde düşük olduğu bir alt tabaka mevcuttur. Bu durumlarda zemin tabakasının tamamı değil belirlenen alt tabaka kritik tabaka olarak seçilmiştir. Anormal olarak algılanan $N_{1,60}$ değerlerinin elenmesiyle geriye kalan düzeltilmiş $N_{1,60}$ değerleri kullanılarak kritik tabakayı temsil edecek bir ortalama $N_{1,60}$ değeri ile standart sapma değeri hesaplanmıştır.

Kritik tabakada tek bir $N_{1,60}$ değerinin olduğu durumlarda bu değer ortalama $N_{1,60}$ değeri olarak kullanılmış varyasyon katsayısı, belirsizliğin fazla olduğu N örneklerinde rastlanan tipik değer olan $\%20$ olarak seçilmiştir.

Belirtildiği üzere tüm N değerleri düşey gerilme durumları için düzeltilmiş ve 1 atm. lik efektif düşey gerilme altında ölçüleceği varsayılan N_1 değerine Denklem (2.24) kullanılarak çevrilmiştir. Burada C_N (Liao ve Whitman, 1986) Denklem (2.26) vasıtası ile bulunur.

Elde edilen N_1 değeri daha sonra farklı enerji, ekipman ve prosedür uygulamaları için Denklem (3.23)'de özetlendiği şekilde düzeltilmelidir:

$$N_{1,60} = N_1 * C_R * C_S * C_B * C_E \quad (3.23)$$

Burada;

C_R : kısa tij düzeltmesi

C_S : standart olmayan numune alıcı düzeltmesi

C_B : sondaj çap düzeltmesi

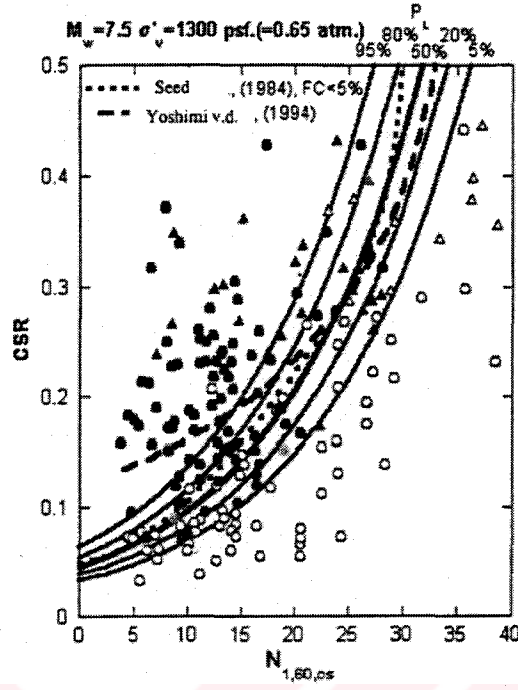
C_E : tokmak enerji verim düzeltmesi

Bu düzeltme katsayıları, NCEER çalışma grup önerilerine çok benzese de birkaç noktada ayrılık gösterir.

Şekil 3.4a, önerilen tekrarlı yük sayısı düzeltilmiş, denk üniform tekrarlı kayma gerilme oranına karşılık, ince daneli malzeme için düzeltilmiş penetrasyon direncini ($N_{1,60,CS}$) göstermektedir. Bu şekil düşey efektif gerilmenin 0,65 atm olduğu durumlar için verilmiştir. Görülen eş olasılık eğrileri %5, %20, %50, %80 ve %95 sıvılaşma riskine karşılık gelmektedir. Tüm arazi örnekleri için temsili ortalama $N_{1,60}$ ve CSRN değerleri gösterilmiş, yine bu değerler tekrar sayısı ve ince daneli malzeme etkileri için düzeltilmiştir. Ayrıca kesik çizgilerle Seed vd. (1984)'nin sıvılaşma sınır eğrisi karşılaştırma amacına yönelik olarak sunulmuştur. Bu şekilde görüldüğü üzere Seed vd. (1984)'nin temiz kumlar ($FC < \%5$) için önerdiği eğri yaklaşık %50 sıvılaşma riskine karşılık gelmektedir. Ancak bu karşılaştırmanın yapılması Seed vd. (1984)'nin önerdiği sıvılaşma sınır eğrisinin geliştirilmesinde farklı (daha yüksek) r_d değerleri kullanıldığından doğru değildir. Bu yeni bağıntının geliştirilmesi amacıyla yönelik olarak CSR hesaplamalarında 53 örnek için arazi ve sarsıntıya özel sismik analiz yöntemleri ve geriye kalan 148 örnek için yeni geliştirilen r_d bağıntısı kullanılmıştır. Buna bağıntılı olarak, yeni bağıntının geliştirilmesinde kullanılmış CSR değerleri Seed vd. (1984)'nin kullanıldığı değerlerden yaklaşık %5 ile %15 arasında daha küçüktür ve bu yüzden birebir bir karşılaştırmanın yapılması uygun değildir.

Çizelge 3.4 SPT Düzeltmeleri (Çetin vd., 2000)

C _R	Tij uzunluğu düzeltme faktörü	
	3-4 m	0, 75
	4-6 m	0, 85
	6-10 m	0, 95
	10-30 m	1, 00
	>30 m	< 1, 00
C _S	Numune alıcıda membran boşluğunun öngörüldüğü ancak membranın kullanılmadığı durumlar için düzeltme: C _s = 1 + N _{1, 60} /10 1, 10 <= C _s <=1, 30 gibi sınırlar içinde	
C _B	Sondaj Deliği Çapı	C _B
	65 - 115 mm	1, 00
	150 mm	1, 05
	200 mm	1, 15
C _E	ER (enerji oranı) SPT çekicinden numune alıcıya iletilen enerjinin yüzde cinsinden oranı	
	* En iyi yaklaşım her darbede iletilen enerji doğrudan ölçmektir. Mümkün olduğu yerlerde doğrudan ölçümler yapılmıştır.	
	* Bir sonraki yaklaşım daha önceden doğrudan enerji ölçümlerine göre kalibre edilmiş bir çekiç ve mekanik çekiç kaldırma sistemi kullanmaktır.	
	* Aksi halde ER tahmin edilmeli. İyi arazi uygulaması, ekipman ve izleme koşullarında aşağıdaki ölçütler kullanılabilir:	
	Ekipman	Tahmini ER
	Safety Şahmerdan	0, 4 - 0, 75
	Donut Şahmerdan	0, 3 - 0, 6
	Donut Şahmerdan	0, 7 - 0, 85
	Automatic-Trip Şahmerdan	0, 5 - 0, 8
		C_E
		0, 7 - 1, 2
		0, 5 - 1, 0
		0, 7 - 1, 2
		0, 8 - 1, 4

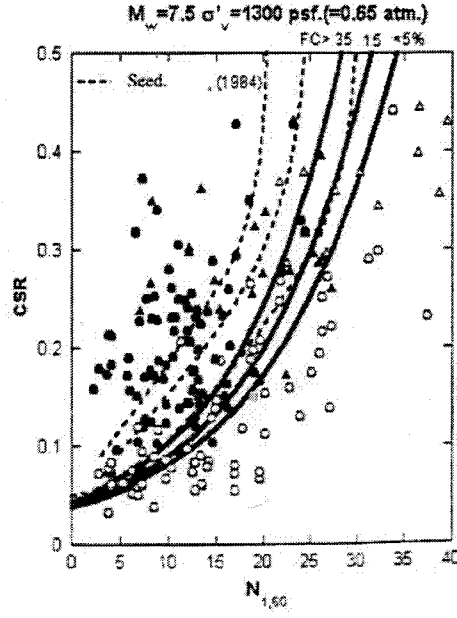


Şekil 3.4a Olasılıksal SPT Tabanlı Sıvılaşma Eğrileri

Seed vd. (1984)'nin kullandığı r_d değerleri yüksek değerli olduğundan mühendislik problemlerinde aşırı tutucu çözümler üretmenin dışında fazla sorun yaratmamaktadır.

Yine Şekil 3.4a'da gösterildiği üzere, dondurulmuş alüvyon kum örnekleri üzerinde tekrarlı gerilme testleri uygulanarak elde edilmiş sıvılaşma sınır eğrisi sunulmuştur. Bu eğri gevşek zeminlerin laboratuvar ortamındaki erime ve yeniden konsolide edilme aşamaları sırasında sıkılaşması sonucunda emniyetsiz tarafta kalan öneriler vermektedir. Ancak yeniden konsolidasyon sırasındaki sıkılaşma sıkı malzemeler için önemli seviyelerde olmadığından yüksek $N_{1,60}$ değerli zeminlerin davranışı için önemli bir veri sunmaktadır. Bu aralıkta önerilen yeni bağıntıyla tam bir uyum gösterdiği görülmektedir.

Şekil 3.4b'de düşey efektif gerilmenin 0,65 atm. 'e normalize edildiği, değişik ince dane muhtevalı için önerilen ve %20 sıvılaşma riskine karşılık gelen sıvılaşma sınır eğrileri gösterilmiştir.



Şekil 3.4b Deterministik SPT Tabanlı Sıvılaşma Sınır Eğrileri

Önerilen bağıntıların geliştirme aşamalarında, enerji, prosedür ve düşey gerilme düzeltmeleri uygulanmış N -değerlerine ($N_{1,60}$), ince daneli (siltli killi) malzemelerin hem ölçülen N değerlerine hemde sıvılaşma direncine etkilerini hesaba katmak ve temiz kumda ölçüleği varsayılan değere ($N_{1,60,CS}$) normalize etmek amacıyla yönelik olarak “ince dane oranı” düzeltmesi uygulanmıştır.

$$N_{1,60,CS} = N_{1,60} * C_{ince\ dane} \quad (3.24)$$

Önerilen “ince dane” düzeltmesi de Baye parametre yenileme analiz sonuçlarına dayandırılmıştır. Buna göre ince dane düzeltme katsayısı silt ve daha ince malzeme oranı %5’den daha az olduğu durumlarda 1’dir, ve maksimum değerine bu oranın %35 ve daha fazla olduğu durumlarda ulaşır. Sonuç olarak önerilen $C_{ince\ dane}$ düzeltme değeri aşağıda verilmiştir:

$$C_{ince\ dane} = (1 + 0,004*FC) + 0,05 (FC/N_{1,60}) \quad (3.25)$$

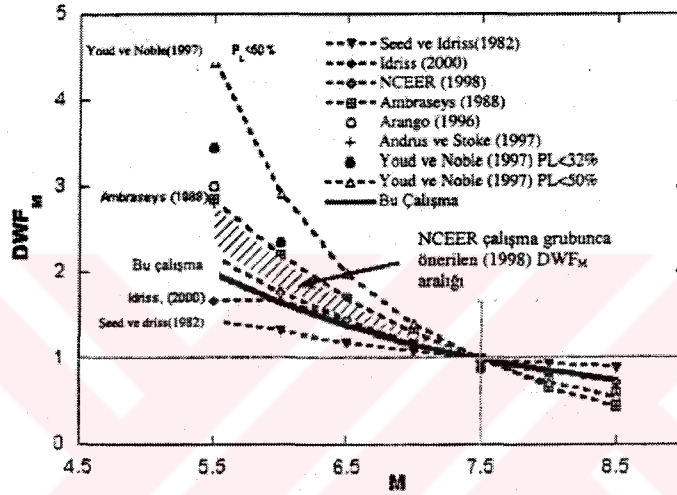
Limit $FC < \%35$

Bu bağıntıda FC , 0,074 mm çaptan daha küçük malzemenin kuru ağırlığının yüzdesel ifadesidir ve tamsayı olarak kullanılır.

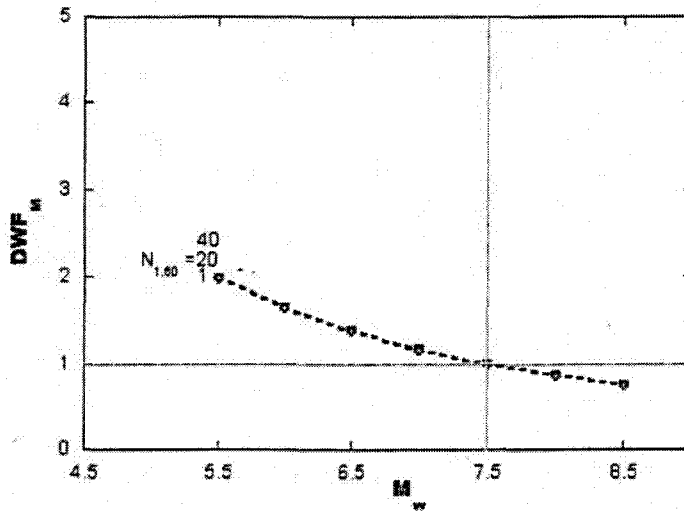
Şekil 3.4a ve b’de sunulan olasılıksal ve deterministik (%20 sıvılaşma riskine karşılık gelen sınır eğrisi) bağıntıların “denk uniform tekrarlı gerilme oranının” süre (ya da denk tekrar sayısı) farklılıkları için düzeltilmesi (CSR_N) gerekir. Genellikle bu düzeltme CSR’in 7,5 şiddetindeki bir depremin üreteceği ortalama süreye çevrilmesi şeklinde aşağıda verildiği üzere yapılır.

$$CSR_N = CSR_{eq, M=7,5} = CSR_{eq} / DWF_M \quad (3.26)$$

Şekil 3.5a ve b’de süre düzeltme katsayısının $N_{1,60}$ değeriyle değişimi özetlenmektedir.

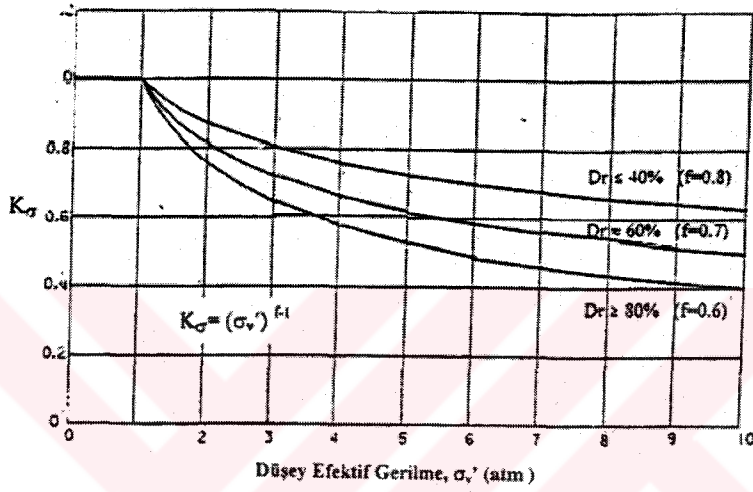


Şekil 3.5a Deprem Büyüklüğü ile Orantılı Süre Düzeltme Katsayısı



Şekil 3.5b Deprem Büyüklüğü ile Orantılı Süre Düzeltme Katsayısı

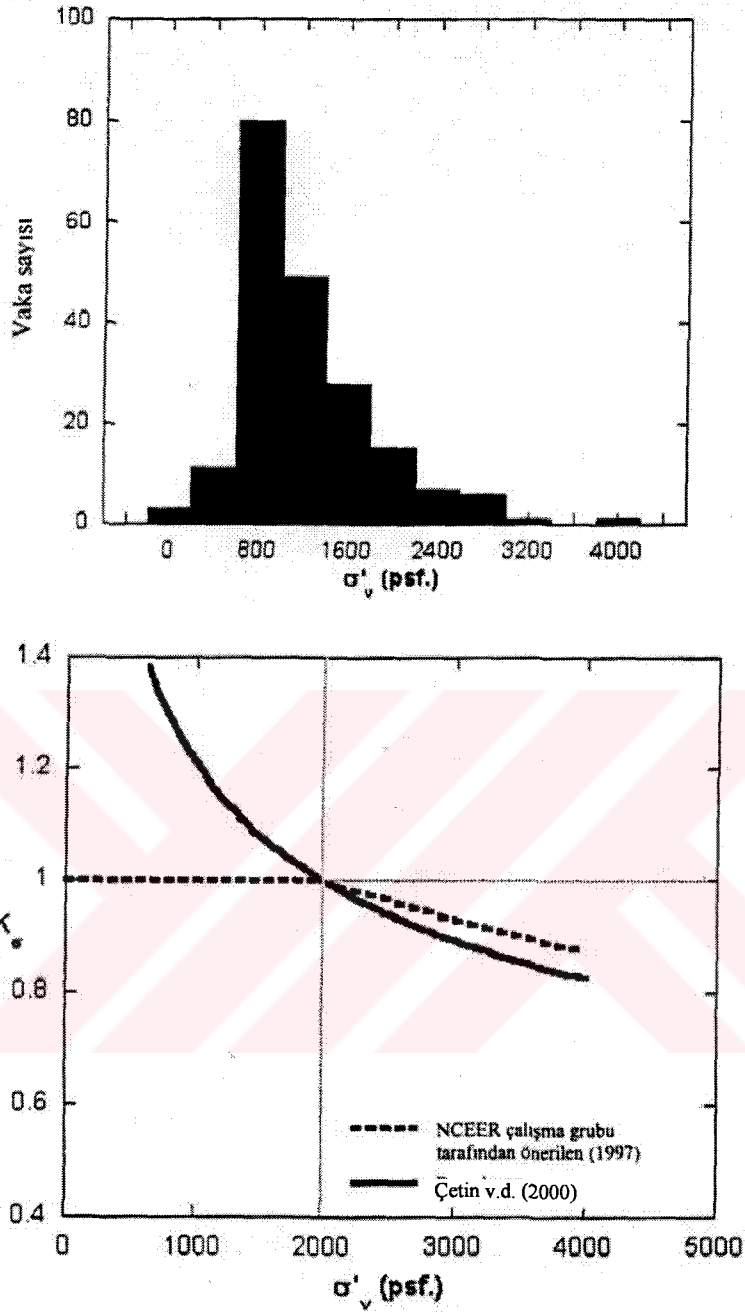
Önceki arazi davranış temelli araştırmalarda doğrudan çözümlenememiş diğer bir konuda aynı CSR altında zeminlerin sıvılaşma riskinin artan efektif gerilmelerle artması idi. Bu N değerinin 1 atm. efektif gerilmeye normalizasyonuna (Denklem 2.24) ek olarak önerilmektedir. Normalize edilmiş sıvılaşma direncinin, efektif gerilmedeki (σ'_v) artışa paralel azalması laboratuvar testleri ile kanıtlanmıştır. Bu davranış “kritik durum” zemin davranış teoremlerine de uygundur. Şekil 3.6, NCEER çalışma grubunun sıvılaşma direncini 1 atm’e normalize eden K_σ düzeltme katsayısı ile ilgili önerilerini özetlemektedir.



Şekil 3.6 K_σ Önerisi (NCEER, 1997)

$$CSR_{siv} = CSR_{siv, 1atm} * K_\sigma \quad (3.27)$$

Mevcut arazi davranış örnekleri K_σ değeri konusunda çok hassas olmayıp, efektif gerilmelerin 0,3 - 1,3 atm aralığında yoğunlaştığı veri tabanı kullanılarak K_σ değeri Baye'nin yenileme kuralı yardımıyla bulunabilir. Bu yeni değerler Şekil 3.7'de verilmiştir.



Şekil 3.7 K_σ Değerleri

Bu yeni değerler Şekil 3.6'da özetlenen değerler ile iyi bir uyum göstermektedir. K_σ değeri aşağıda verilen denklem kullanılarak bulunabilir.

$$K_\sigma = (\sigma'_v)^{f-1} \quad (3.28)$$

Bu denklemde $f = 0,6 - 0,8$ arasında değişmektedir. Bu çalışmalar dahilinde önerilen K_σ değeri $0,3 - 1,5$ atm aralığında geçerli olduğundan, $\sigma_v' > 2$ atm olduğu durumlar için Şekil 3.6 kullanılmalıdır.

Seed vd. (1984), Liao vd. (1988, 1998), Youd ve Noble (1997) ve Toprak vd. (1999)'nin önerdiği sıvılaşma sınır eğrileri efektif düşey gerilmenin 1 atm. olduğu sınır eğrilerini temsil etmektedir. Seed ve diğerlerinin önerdiği sıvılaşma sınır eğrileri her ne kadar $\sigma_v' = 1$ atm için önerilse de bu değer bir normalizasyon yapılmamış sadece arazi davranış örneklerinin sığ derinlikleri temsil ettiği belirtilmiştir. Ancak kullandıkları veri tabanındaki örneklerin σ_v' ortalaması 0,65 atm olup bu değere karşılık gelen sıvılaşma sınır eğrilerinin 1 atm için önerilmesi emniyetsiz sonuçlar vermektedir. Bu durum diğer araştırmacıların çalışmaları içinde aynen geçerlidir.

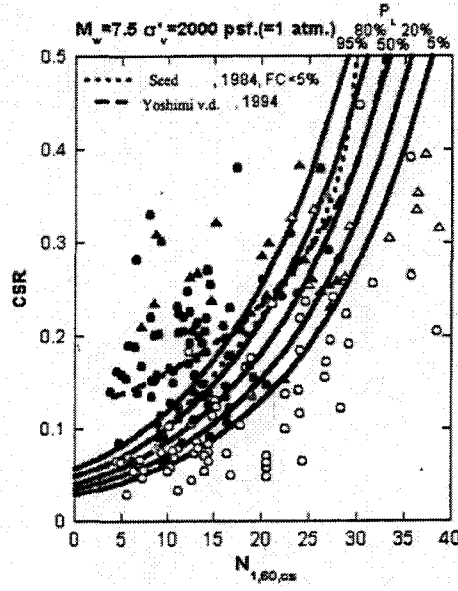
Bu sorundan kaçınmak için tüm CSR değerleri Denklem (3.27) ve (3.28) kullanılarak $\sigma_v' = 1$ atm'den küçük ya da büyük diye bakılmaksızın, $\sigma_v' = 1$ atm olduğu efektif gerilme durumuna normalize edilmiştir. Sığ derinlikler için K_σ değer limiti : $K_\sigma \leq 1, 5$. Şekil 3.8 önerilen yeni bağıntıyı CSR değeri 1 atm'e normalize edilmiş ve tüm düzeltmeler uygulanmış haliyle sunmaktadır.

Önerilen bağıntı önceki paragraflarda verildiği gibi parçalı olarak (Denklem 3.24'den 3.28'e) kullanılabileceği gibi Denklem 3.29'da sunulduğu gibi bir bütün olarak da kullanılabilir.

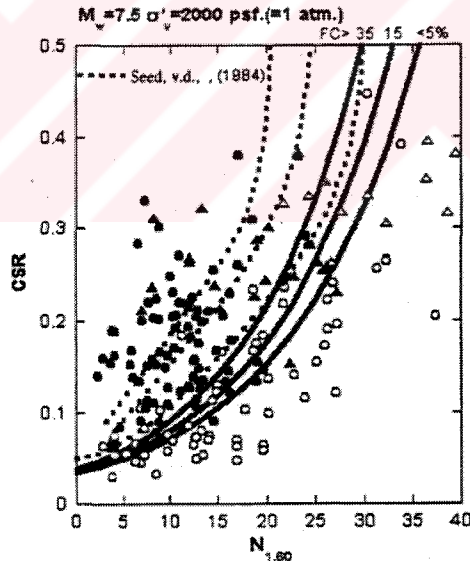
$$P_L(N_{1,60}, CSR, M_w, \sigma_v', FC) = \Phi \left(- \frac{(N_{1,60}(1 + 0,004FC) - 13,32 \ln(CSR) - 29,53 \ln(M_w) - 3,70 \ln(\sigma_v') + 0,05FC + 44,97)}{2,70} \right) \quad (3.29)$$

Burada P_L ondalık sayı olarak (0,3 - 0,4 gibi) sıvılaşma olma olasılığı ve Φ standart kümülatif normal dağılımdır. Denklem (3.29)'da, FC ondalık sayı (5,35 gibi) ve σ_v' psf birimindedir. Bilinen bir sıvılaşma olasılığı için tekrarlı dayanım oranı bu şekilde ifade edilir :

$$CRR(N_{1,60}, P_L, M_w, \sigma_v', FC) = \exp \left(- \frac{(N_{1,60}(1 + 0,004FC) - 29,53 \ln(M_w) - 3,70 \ln(\sigma_v') + 0,05FC + 44,97 + 2,70\Phi^{-1}(P_L))}{13,32} \right)$$



Şekil 3.8a $M_w=7, 5$ ve $\sigma'_v=1, 0$ atm. İçin Olasılıksal SPT Tabanlı Sıvılaşma Sınır Eğrisi (Seed v. d, 1984)



Şekil 3.8b $M_w=7, 5$ ve $\sigma'_v=1, 0$ atm. İçin Olasılıksal SPT Tabanlı Sıvılaşma Sınır Eğrisi

3.2 Sıvılaşma Şiddetinin Tahmini

Bir bölgede meydana gelebilecek sıvılaşma tehlikesinin yanında bu sıvılaşmanın şiddetinin de

tahmini önemlidir. Iwasaki, 1986 yılında sıvılaşma derecesini-Degree of Liquefaction - (D_L) şu şekilde ifade etmiştir.

$$D_L = \sum (1 - F_{LR}) * W(Z) * Z \quad (3.31)$$

Burada, sıvılaşmanın dayanımı aşağıdaki gibi hesaplanabilir :

$$F_{LR} = \tau_R / S_r \quad (3.32)$$

$$\tau_R = 0.109 * \sigma_v'^{-0.207} * N^{-0.367} * d_{50}^{-0.318} \quad (3.33)$$

$$S_r = \frac{a_{\max}}{g} * \frac{\sigma_v'}{\sigma_v'} * r_d \quad (3.34)$$

$W(Z)$, zemin tabakasının ağırlık fonksiyonudur. Z , m cinsinden derinlik olmak üzere,

$$W(Z) = 10 - 2/3 * Z \quad (3.35)$$

Çizelge 3.5 sıvılaşma derecesi D_L ile sıvılaşma şiddeti arasındaki ilişkiyi göstermektedir (Wang ve Law, 1994).

Çizelge 3.5 Sıvılaşma Şiddeti

Sıvılaşma Derecesi (D_L)	<4	4-10	>10
Sıvılaşma Şiddeti	Zayıf, seyrek kum kaynamaları, önemsiz oturmalar	Çok sayıda kum kaynaması, görünür zemin oturmaları.	Tehlikeli, geniş alandaki kum kaynamaları, ciddi yapısal hasarlar

4. SIVILAŞMA ANALİZİ PROGRAMI

4.1 Giriş

Günümüz koşullarında yapılan tasarımlarda , olası deprem yükleri altında sivilaşma olasılığı bulunan sahaların sivilaşma potansiyelinin belirlenmesinde en çok kullanılan yöntem Standart Penetrasyon deney verilerine dayanan ve ilk olarak 1972 yılında Seed ve Idriss tarafından geliştirilen yöntemdir. Bu yöntem Bölüm 3’de de açıklandığı gibi sivilaşan zemin tabakalarından alınan Standart Penetrasyon Deneyi N sayıları ile olası deprem koşullarında zemin malzemesinde oluşacak kayma gerilmesinin karşılaştırılması esasına dayanmaktadır. Pratikte bu yöntem kullanılırken genellikle Şekil 3.1’de gösterilen grafikten yararlanılmaktadır. Çok sayıda SPT N verisi bulunan bir projede bu grafikten yararlanılarak sivilaşma potansiyelinin belirlenmesi çok zaman alıcı olabilir ve sorumlu mühendisin hata yapmasına yolaçabilir. Bu yöntem günümüz koşullarında bir bilgisayar programı yardımı ile çok daha hızlı ve kolay bir şekilde kullanılabilecek hale getirilebilir. Bu çalışmada bunun için bir çok alanda yaygın olarak kullanılan hesap tabloları programlarından biri yardımı ile programlanması gerçekleştirilmiştir. Yöntemin bir hesap tablosu ortamında kullanılması için geliştirilmesine iten nedenler olarak yaygın olarak kullanılması, kolay veri alışverişi ve sonuçları grafik olarak da üretme olanakları söylenebilir.

4.2 Geoliq2004 Programı

Sivilaşma potansiyelini belirlemek için geliştirilen hesap tablosu programına Geoliq2004 adı verilmiştir. Program, olası deprem yükleri altında zeminlerin sivilaşma potansiyelini 2 farklı yönetime göre hesaplabilmektedir. Birinci yöntem, Seed ve Idriss (1972) tarafından geliştirilen yöntemi esas almakla birlikte 1996 yılında yapılan ve sivilaşma konusunda dünyaca ünlü birçok bilim adamının katıldığı(Youd, Idriss, Andrus, Arango, Castro, Christian, Dobry, Finn, Harder, Hynes, Ishihara, Koester, Liao, Marcuson, Martin, Mitchell, Moriwaki, Power, Robertson, Seed, Stokoe), “National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)” kuruluşu tarafından gerçekleştirilen Workshop’da kabul edilen kriterleri ve 1999 yılında “Southern California Earthquake Center”in yayınladığı, Martin ve Lew editörlüğünde, Arulmori, Baez, Blake, Earnest, Gharrib, Goldhammer, Hsu, Kupferman, Tousa, Real, Reeder, Simantob ve Youd tarafından yayınlanan “Special Publication 117 (SP117)”’da yapılan önerileri dikkate almaktadır.

İkinci yöntem ise Bölüm 3.1.7’de açıklandığı gibi Seed ve Idriss yöntemi esas alarak Çetin ve diğerlerinin 2000 yılında geliştirdiği olasılıksal SPT tabanlı sıvılaşma analizidir. Bu yöntem Seed, R. ve diğerleri tarafından 2001 yılında yeni eklentiler ile son halini almıştır. Bu son durumdaki sıvılaşma potansiyeli analiz yöntemi son yıllarda Türkiye ve Taiwan ‘da meydana gelen depremlerde oluşan sıvılaşma gözlemlerini de içermektedir.

SPT deney sonuçları (N sayıları) geoteknik analizlerde kullanılırken bir takım düzeltmeler yapılması gerekmektedir. Bu düzeltmeler SPT N sayılarını etkileyen faktörlerin dikkate alınmasını sağlayarak sonuçların düzeltilmesini gerçekleştirmektedir. Bu düzeltmeler kısa tij düzeltmesi, standart olmayan numune alıcı düzeltmesi, sondaj çap düzeltmesi, tokmak enerji verim düzeltmesidir. Geolig2004 programı aşağıda açıklandığı şekilde bu düzeltmeleri ayrı ayrı dikkate alabilmektedir.

Sıvılaşma analizleri için gerekli olan deprem magnitüdü ve yeraltı su seviyesi değerleri kullanıcı tarafından girilmelidir.. Sıvılaşma analizi sonuçları rapor ve grafik olarak alınabilmekte, yazdırılabilmekte ve MS Office Excel de kaydedilebilmektedir. Program MS Office 2000 ve üstü versiyonlarında çalışmaktadır (Çakır,2004).

4.3 Analiz Yöntemleri

4.3.1 Seed ve Idris (1972) Yöntemi (Klasik Yöntem)

Programda bu yöntem tercih olduğunda program önce Çevrimsel Gerilme Oranını (CSR) hesaplar. CSR, Denklem 3.3’ün 1996 yılındaki NCEER Workshop’da önerilen şekliyle dikkate alınmaktadır :

$$CSR = 0.65 * \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} * a_{max} * r_d \quad (4.1)$$

Burada;

a_{max} : Yüzeydeki maksimum ivme

σ_v : Kum tabakasına etkiyen toplam düşey gerilme (t/m^2)

σ_v' : Kum tabakasına etkiyen efektif düşey gerilme (t/m^2)

r_d : Efektif gerilme azaltım zayısı.

Bu denklemdeki r_d değeri efektif gerilme azaltım katsayısı olup farklı araştırmacılar tarafından farklı şekillerde ifade edilmesine literatürde rastlanıldığı halde NCEER 1997 raporuna derinlik değeri dikkate alınarak aşağıdaki formüller ile hesaplanmaktadır.

$$r_d = 1.0 - 0.00765z \quad z \leq 9.15 \text{ m} \quad (4.2)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \quad 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (4.3)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008z \quad 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m} \quad (4.4)$$

$$r_d = 0.5 \quad z > 30 \text{ m} \quad (4.5)$$

Denklem 4.2 ve 4.3 Liao ve Whitman (1986) tarafından, Denklem 4.4 Robertson and Wride tarafından, Denklem 4.5 ise Marcuson tarafından geliştirilmiştir.(NCEER,1997)

CSR değeri hesaplandıktan sonra GeoLiq2004 tarafından Çevrimsel Dayanım Oranını (CRR) hesaplanır. CRR, Bölüm 2.11.3.1’de açıklanan ve Special Publication 117 (SP117)’de güncellenen SPT düzeltmelerinin (Youd ve Idriss,1997) ham SPT N değerlerine uygulanıp NCEER Workshop’da Blake (1997) tarafından geliştirilen Denklem 4.6’de yerine konulmasıyla bulunmaktadır.

$$CRR = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (4.6)$$

Burada;

$$x = (N1)_{60f}$$

$$a = 0.048$$

$$b = -0.1248$$

$$c = -0.004721$$

$$d = 0.009578$$

$$e = 0.0006136$$

$$f = -0.0003285$$

$$g = -1.673 \cdot 10^{-5}$$

$$h = 3.714 \cdot 10^{-6}$$

Denklem 4.6, SPT N değerinin 30 dan küçük olduğu durumlarda geçerlidir (NCEER,1997). Bugüne kadar sıvılaşma olmuş sahalarda yapılan gözlemlerde SPT N değerinin 30’dan büyük olması durumunda sıvılaşma olmadığı belirlenmiştir (Seed vd., 1985, Youd ve Idriss, 1997). Bundan dolayı Seed ve Idriss tarafından geliştirilen grafikte (Şekil 3.1) görüldüğü gibi SPT

N'i 30 değerinden daha büyük N değerlerine sahip zeminler için sıvılaşma riski yoktur. Geolig2004 programı SPT N değeri 30'dan büyük zemin tabakaları için FS=2 kabulü yapmaktadır.

CRR değeri hesaplandıktan sonra program tarafından CRR/CSR oranı yani güvenlik sayısı değeri, FS hesaplamaktadır.

4.3.2 Çetin vd. (2000) Yöntemi (Yeni SPT Tabanlı Sıvılaşma Yöntemi)

Bölüm 3.17'de açıklanan bu yöntemde, Çetin vd., 2000, Seed vd., 2001 daha önceki mevcut bir çok çelişkili konuyu ortadan kaldırmış ve benzer çalışmalara kıyasla sıvılaşma tahminlerinde çok daha az bir belirsizlikle sonucu tahmin etmiştir. Bu yöntem sıvılaşma problemini tanımlayan daha çok sayıda değişkenin kullanılmasına imkan verdiği gibi değişik belirsizlik (en önemli belirsizlik kaynakları sıvılaşma modelinin kendisi değil kullanılacak $N_{1,60}$ değeri ile CSR değerlerinin belirlenmesidir) kaynaklarının modellenmesine de olanak tanımıştır.

Bu yöntemde CSR yine klasik yöntemdeki gibi ;

$$CSR = 0.65 * \frac{a_{\max}}{g} * \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} * r_d \quad (4.7)$$

formülünden hesaplanır. Bu formüldeki r_d değeri ise Geolig2004 programında, Çetin ve Seed (2000,2001) tarafından geliştirilen ve r_d değerinin derinliğe, deprem büyüklüğüne, sarsıntı şiddetine, arazi rijitliğine bağlı belirlenmesinde kullanılan aşağıdaki formül vasıtasıyla hesaplanır.

$d < 65$ ft

$$r_d(d, M_w, a_{\max}, V_{s,40}^*) = \frac{\left[1 + \frac{-23,013 - 2,949a_{\max} + 0,999M_w + 0,016V_{s,40}^*}{16,258 + 0,201e^{0,104(-d + 0,0785V_{s,40}^* + 24,888)}} \right]}{\left[1 + \frac{-23,013 - 2,949a_{\max} + 0,999M_w + 0,016V_{s,40}^*}{16,258 + 0,201e^{0,104(0,0785V_{s,40}^* + 24,888)}} \right]} \pm \sigma_{rd} \quad (4.8)$$

$d > 65$ ft

$$r_d(d, M_w, a_{\max}, V_{s,40}^*) = \left[\frac{1 + \frac{-23,013 - 2,949a_{\max} + 0,999M_w + 0,016V_{s,40}^*}{16,258 + 0,201e^{0,104(-65+0,0785V_{s,40}^*+24,888)}}}{1 + \frac{-23,013 - 2,949a_{\max} + 0,999M_w + 0,016V_{s,40}^*}{16,258 + 0,201e^{0,104(0,0785V_{s,40}^*+24,888)}}} \right] - 0,0014(d - 65) \pm \sigma_{erd} \quad (4.9)$$

$$d < 40 \text{ ft (12.2 m)} \quad \sigma_{erd} = d^{0,85} * 0,0072 \quad (4.10)$$

$$d \geq 40 \text{ ft} \quad \sigma_{erd} = 40^{0,85} * 0,0072 \quad (4.11)$$

CRR ise, Çetin ve diğerlerinin geliştirdiği yeni SPT düzeltmelerinin ham SPT N değerine uygulanıp, aşağıdaki formüle konulması ile hesaplanır.

$$CRR(N_{1,60}, P_L, M_w, \sigma'_v, FC) = \exp \left(- \frac{(N_{1,60} (1 + 0,004FC) - 29,53 \ln(M_w) - 3,70 \ln(\sigma'_v) + 0,05FC + 44,97 + 2,70\Phi^{-1}(P_L))}{13,32} \right) \quad (4.12)$$

Burada;

FC : İnce dane oranı

M_w : Depremin şiddeti

P_L ise sıvılaşma olasılığıdır.

Daha sonra program CRR/CSR oranından güvenlik sayısı olan FS'i hesaplamaktadır.

4.3.3 Programın Yaptığı Kabuller

4.3.3.1 Suya Doygun Olmayan Zeminler

Yeraltı su seviyesinin üzerindeki tüm zemin katmanları sıvılaşamaz olduğundan Geolig2004 programı bu katmanlar için FS=2 kabulü yapmaktadır.

4.3.3.2 İnce Dane Oranı

İnce Dane Oranı %30'dan büyük eşit zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyeli çok küçük olduğundan, Geolig2004 programı bu tabakalar için FS hesaplamamakta ve FS=2 kabulü yapmaktadır.

4.3.3.3 Plastisite İndisi

Plastisite İndisi 10'dan büyük eşit büyük eşit zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyeli çok küçük olduğundan, Geoliq2004 programı bu tabakalar için FS hesaplamamakta ve FS=2 kabulü yapmaktadır.SPT-N Kabulü

4.4 Programın Çalışması

“Geoliq2004.xls” dosyası çalıştırıldığında kullanıcı ilk olarak ana ekranla karşılaşmaktadır. Bu ekrandaki “Start Analysis” butonuna basıldığında ilk data giriş ekranı açılmaktadır.

Bu ekranda, projenin isminin yazılacağı “Project Name” girişi, SPT deney sonuçlarının girileceği “Input Soil Parameters” butonu ve hesap yönteminin seçileceği kısım bulunmaktadır.

Kullanıcı proje ismini “Project Name” kutusuna yazdıktan sonra “Input Soil Parameters” butonunu tıkladığında derinlik, SPT darbe sayıları, birim hacim ağırlığı, ince dane oranı ve plastisite indisini girileceği sayfayla karşılaşmaktadır. Kullanıcı bu girişleri yaptıktan sonra “Continue to Calculation” butonunu tıklayarak hesap yöntemini seçeceği ana pencereye geri döner.

Kullanıcı 2 yöntemden birini seçip analize devam eder.

Kullanıcı Çetin ve diğerlerinin geliştirdiği yöntemi seçerse karşısına hesaplama için gerekli inputları gireceği pencere çıkar. Bu pencerede:

- Enerji Düzeltmesi
- Sondaj Deliği Çapı Düzeltmesi
- Tij Uzunluğu Düzeltmesi
- Örnek Cinsi Düzeltmesi
- Yeraltı Su Seviyesi
- Deprem Şiddeti
- Deprem İvmesi
- Sıvılaşma Olasılığı
- Zemin Kayma Dalgası Hızını gireceği kutular vardır.

Kullanıcı Seed ve Idriss'in geliştirdiği yöntemi seçerse karşısına çıkan pencerede;

- Enerji Düzeltmesi
- Sondaj Deliği Çapı Düzeltmesi
- Tij Uzunluğu Düzeltmesi
- Örnek Cinsi Düzeltmesi
- Yeraltı Su Seviyesi
- Deprem Şiddeti
- Deprem İvmesi'ni gireceği kutular vardır.

Kullanıcı bu değerleri seçtikten ve girdikten sonra “Calculate” butonunu tıklayarak analiz sonuçlarını seçeceği pencereye geçer. Bu pencerede analiz raporunu göreceği “Show Analysis” butonu, Derinlik-Güvenlik Sayısı ilişkisini gösteren grafiği göreceği “Show Graphic” butonu bulunmaktadır. Kullanıcı bu butonları kullanarak analiz sonuçlarından çıktı alabilir, kaydedebilir.

4.5 Örnekler

Geolig2004 programının yapılan analizlerde doğru sonuçlar ürettiğini kanıtlamak maksadıyla çeşitli problemler çözülmüştür. Aşağıda ele alınan problemlere ait bilgiler ile analiz sonuçları karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Karşılaştırmalar Geolig2004 içindeki analiz yöntemleri yanında elle yapılan çözümler ile LiquefyPro isimli benzer amaçlı ticari bir yazılımın sonuçlarını kapsamaktadır.

4.5.1 Örnek 1

İlk örnek Berkeley, Brigham Young Univ. ve UCLA ile ZETAŞ, Sakarya Univ., ve ODTÜ'nün ortaklaşa yaptıkları ‘Documenting Incidents of Ground Failure Resulting from the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake’ araştırma programında kullanılan ve Değirmendere Burnunda yapılan DN1 sondajında yapılan SPT deneyi N sayıları ile yapılmıştır. Bu sondaja ait bilgiler Çizelge 4.1 ‘de verilmiştir.

Çizelge 4.1 DN1 Sondaj Logu

Project Name: Geotechnical Site Investigations at Lateral Spread Sites Location: Degimendere Nose, Degimendere Date: August 29, 2000 Field Log by: M. T. Yilmaz, K. Ö. Çetin Operator: ZETAS (Zemin Teknolojisi, A. S.) Drilling Method: Rodary wash with 9 cm-diameter ficore bit. Water Table Elevation: 1.70 m																				Test ID: SPT-DN1 GPS Coordinates: 40.72194°N 29.78207°E Elevation: Drilling Equipment: Custom made, equivalent to Crealux XC90H Responsible Engineers: K. Ö. Çetin and M. T. Yilmaz, M.E.T.U. SPT System: Rope, pulley and cathead method, AWJ rods. Hammer Type: Safety Hammer (per Kovacs et al. 1983)									
Depth Scale (m)	Lithology	USCS	Sample Type and No.	Recovery/Length (cm)	SPT Blows/15 cm	Casing Depth (m)	Rod Length (m)	Energy Ratio (%)	Description	Pocket Pen (kPa)	Torsion (kPa)	Moisture Content (%)	Liquid Limit	Plasticity Index	% fines < 75 µm	< 5 µm (%)	< 2 µm (%)	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	Remarks									
0									FILL: Materials transition from brown gravelly sand to red silty clay																				
1									SM: Brown silty sand																				
2	SM	S-DN1-1	16/45	4-4-4	4-4-4	1.70	5.20	55*					NP	NP	20	-	-	2.9	<0.07										
3		GW-GM	S-DN1-2	14/45	8-9-7	2.70	6.72	60*	GW: Gray sandy gravel				NP	NP	7	-	-	8.8	0.18										
4	SM	S-DN1-3	19/45	4-4-10	4-4-10	4.20	8.24	65*	SM: Brown silty sand. Decreasing silt content with depth.				NP	NP	40	-	-	0.12	<0.07										
5													NP	NP	14	-	-	2.6	<0.07										
6	SM	S-DN1-4	22/45	10-10-12	10-10-12	5.70	9.77	65*					NP	NP	10	-	-	4.1	0.074										
7	SW-SM	S-DN1-5	19/45	7-12-9	7-12-9	7.20	11.29	65*					NP	NP	9	-	-	2.6	0.10										
8	SP-SM	S-DN1-6	27/45	6-7-8	6-7-8	8.32	11.29	65*					NP	NP	8	-	-	3.7	0.10										
9	SW-SM	S-DN1-7	22/45	6-6-10	6-6-10	9.20	12.82	65*					NP	NP	8	-	-	1.9	<0.07										
10	SM	S-DN1-8	19/45	7-8-7	7-8-7	10.20	14.34	65*					NP	NP	17	-	-												

DN1 sondajına ait giriş bilgileri ile bu sahanın sıvılaşma potansiyel analizi sonuçları ise

aşağıda Çizelge 4.2 , 4.3 ve Şekil 4.1 ve 4.2 ' de verilmiştir.

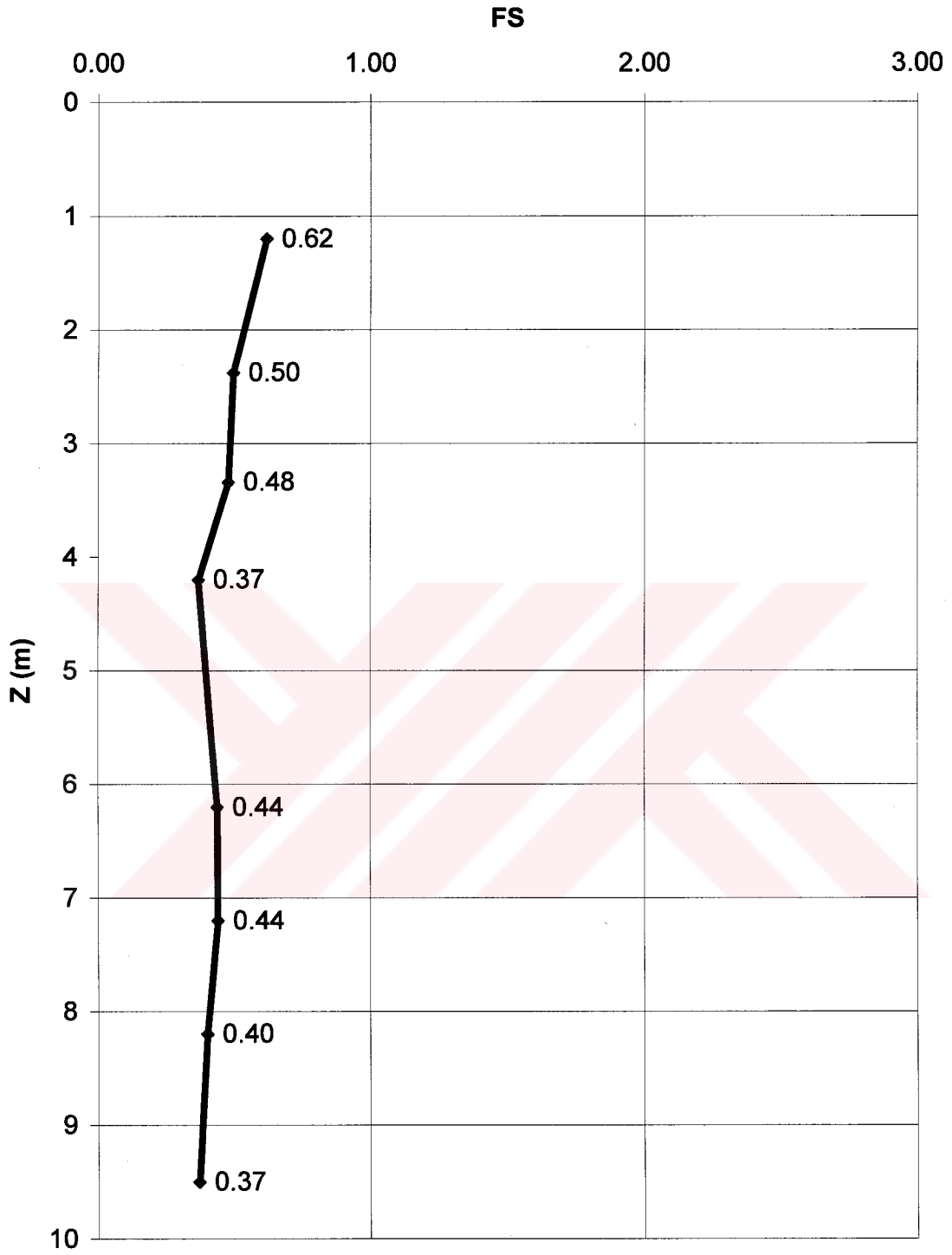
Çizelge 4.2 DN1 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları (Yöntem:Seed ve Idriss,1981)

Hesap Yöntemi : Seed&Idriss ,1981							
DEGIRMENDERE BURNU SPT- DN1							
M = 7							
z_w = 1.7							
a_{max} = 0.4							
Ce = 0.89							
Cb = 1							
Cr = 1							
Cs = 1							
Z (m)	σ_v (kN/m²)	σ_v' (kN/m²)	rd	CSR			
1.7	28.73	28.73	0.987	0.26			
2.7	47.98	37.98	0.979	0.32			
4.2	78.88	53.88	0.968	0.37			
5.7	108.28	68.28	0.956	0.39			
7.7	147.48	87.48	0.941	0.41			
8.3	159.24	93.24	0.937	0.42			
9.2	176.88	101.88	0.928	0.42			
10.2	196.48	111.48	0.902	0.41			
Z (m)	N_m	N_{1,60}	N_{1,60,f}	CRR_{7.5}	CRR_v	CRR_M	F.S
1.7	4	7	7.1	0.08	0.08	0.08	0.32
2.7	8	12	19.4	0.21	0.21	0.22	0.67
4.2	6	8	10.1	0.11	0.11	0.11	2.00
5.7	11	12	13.4	0.15	0.15	0.15	0.38
7.7	9	9	9.6	0.10	0.10	0.11	0.26
8.3	7	7	7.1	0.08	0.08	0.08	0.20
9.2	7	6	9.8	0.11	0.11	0.11	0.26
10.2	7	6	6.1	0.07	0.07	0.08	0.18

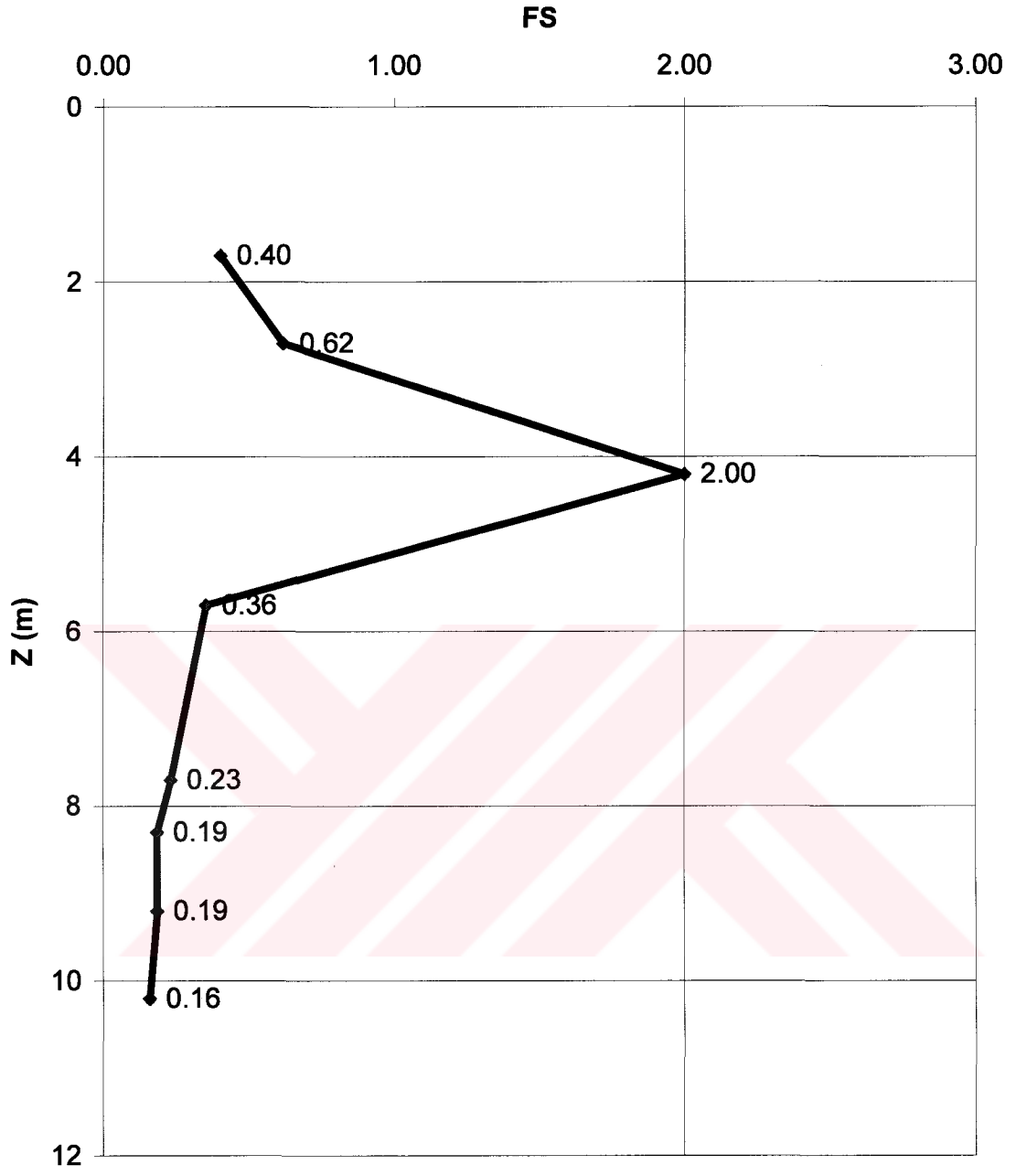
Çetin ve diğerlerinin geliştirdiği yöntemle göre ise ;

Çizelge 4.3 DN1 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları (Yöntem:Çetin vd., 2000)

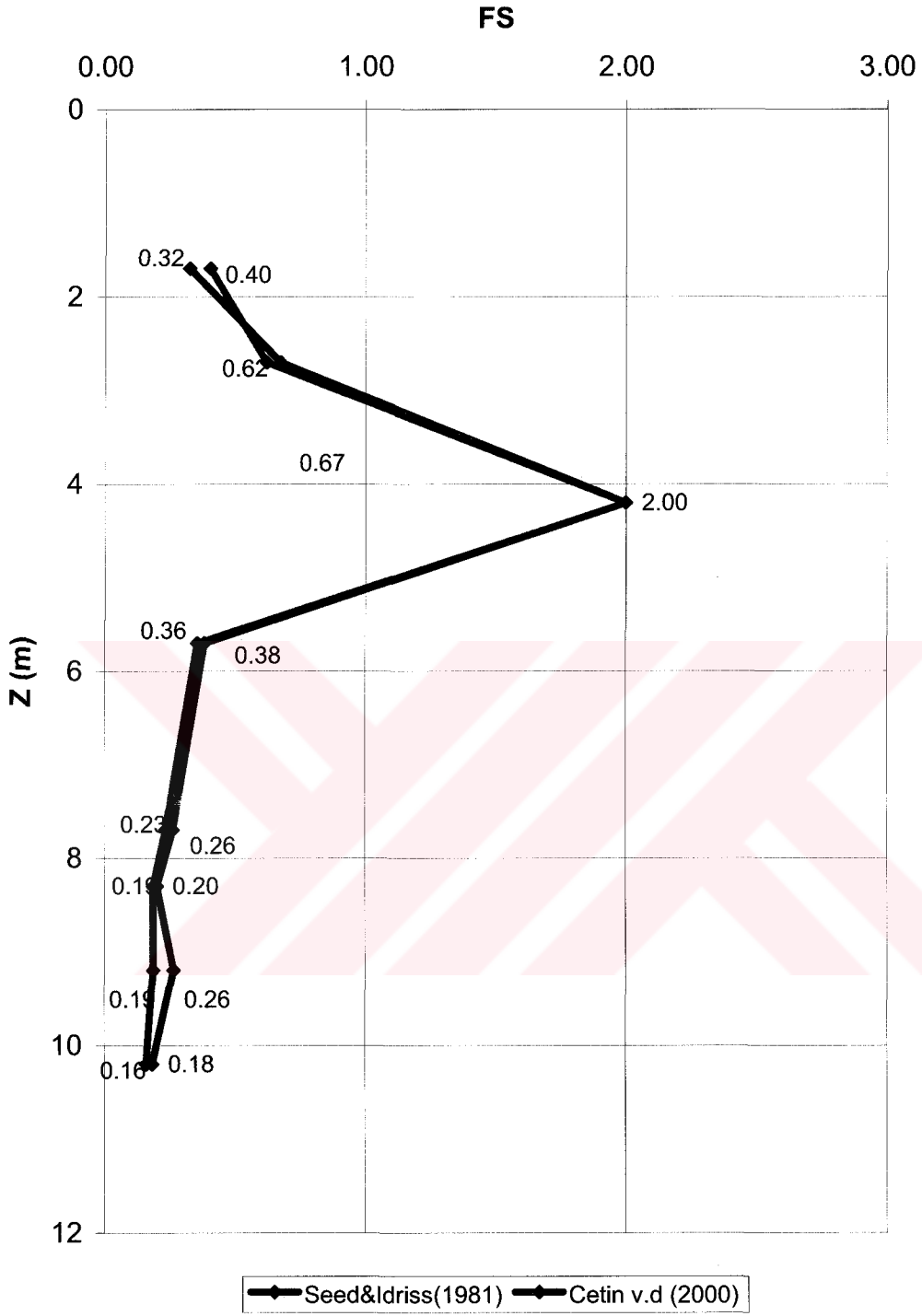
Hesap Yontemi : Cetin et.al,2000					
DEGIRMENDERE BURNU SPT- DN1					
M =	7.4				
z_w =	1.7				
a_{max} =	0.4				
V_{s40} =	750				
Ce =	0.95				
Cb =	1				
Cr =	1				
Cs =	1.1				
Z (m)	σ_v (kN/m²)	σ_v' (kN/m²)	rd	CSR	
1.7	28.73	28.73	0.968	0.25	
2.7	47.98	37.98	0.953	0.31	
4.2	78.88	53.88	0.931	0.35	
5.7	108.28	68.28	0.910	0.38	
7.7	147.48	87.48	0.883	0.39	
8.3	159.24	93.24	0.875	0.39	
9.2	176.88	101.88	0.864	0.39	
10.2	196.48	111.48	0.851	0.39	
Z (m)	N_m	N_{1,60}	P_L (%)	CRR	F.S
1.7	4	8	30	0.10	0.40
2.7	8	14	30	0.19	0.62
4.2	6	9	30	0.09	2.00
5.7	11	14	30	0.13	0.36
7.7	9	10	30	0.09	0.23
8.3	7	8	30	0.07	0.19
9.2	7	8	30	0.07	0.19
10.2	7	7	30	0.06	0.16



Şekil 4.1 DN1 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları Grafiği (Yöntem:Seed ve Idriss,1981)



Şekil 4.2 DN1 Sondajı Sıvılaşma Analiz Sonuçları Grafiği (Yöntem:Çetin vd., 2000)



Şekil 4.3 DN1 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması

Şekil 4.3'de görüldüğü gibi iki yöntemden elde edilen güvenlik sayılarının derinlikle değişimi birbirlerine yakın olmakla birlikte farklılık göstermektedir. Bu durum iki farklı yöntemin

kullandığı farklı r_d katsayılarından ve farklı SPT düzeltmelerinden kaynaklanmaktadır.

4.5.2 Örnek 2

İkinci örnek de birinci örnekte olduğu gibi Berkeley, Brigham Young Univ. ve UCLA ile ZETAŞ, Sakarya Univ., ve ODTÜ'nün ortaklaşa yaptıkları 'Documenting Incidents of Ground Failure Resulting from the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey Earthquake' araştırma programında kullanılan ve Değirmendere Burnunda yapılan DN2 sondajında yapılan SPT deneyi N sayıları ile yapılmıştır. Bu sondaja ait bilgiler Çizelge 4.4 'de verilmiştir.



Çizelge 4.4 DN2 Sondaj Logu

Project Name: Geotechnical Site Investigations at Lateral Spread Sites									
GPS Coordinates: 40.72194°N 29.78207°E									
Test ID: SPT-DN2									
Elevation:									
Drilling Equipment: Custom made, equivalent to Crealuis XC90H									
Responsible Engineers: K. Ö. Çetin and M. T. Yılmaz, M.E.T.U.									
SPT System: Rope, pulley and cathed method, AWJ rods.									
Hammer Type: Safety Hammer (per Kovacs et al. 1983)									
Notes:									
Lithology	USCS	Sample Type and No.	Recovery/Length (cm)	SPT Blows/15 cm	Casing Depth (m)	Rod Length (m)	Energy Ratio (%)	Description	Remarks
	SM	S-DN2-1	13/45	4-4-6	1.20	3.67	50*	SM: Gray to brown silty sand with gravel.	
	SM	S-DN2-2	5/45	5-6-7	2.38	6.72	55*		
	SP-SM	S-DN2-3	15/45	7-7-8	3.34	6.72	55*		
	SM	S-DN2-4	20/45	6-8-8	4.20	8.24	80*		
	SW-SM	S-DN2-5	23/45	10-13-14	6.20	9.77	85*		
	SW-SM	S-DN2-6	22/45	7-12-12	7.20	11.28	65*		
	SM	S-DN2-7	31/45	5-14-17	8.20	11.28	65*		
	SW-SM	S-DN2-8	33/45	11-13-16	9.50	12.82	65*		
Depth Scale (m)									
0									
1									
2									
3									
4									
5									
6									
7									
8									
9									
10									

Legend
S: Split Spoon (SPT) SH: Shelby Tube * Estimated Energy Ratio NP: Nonplastic

DN2 sondajına ait giriş bilgileri ile bu sahanın sıvılaşma potansiyel analizi sonuçları ise aşağıda Çizelge 4.5 , 4.6 ve Şekil 4.4 ve 4.5 ' de verilmiştir.

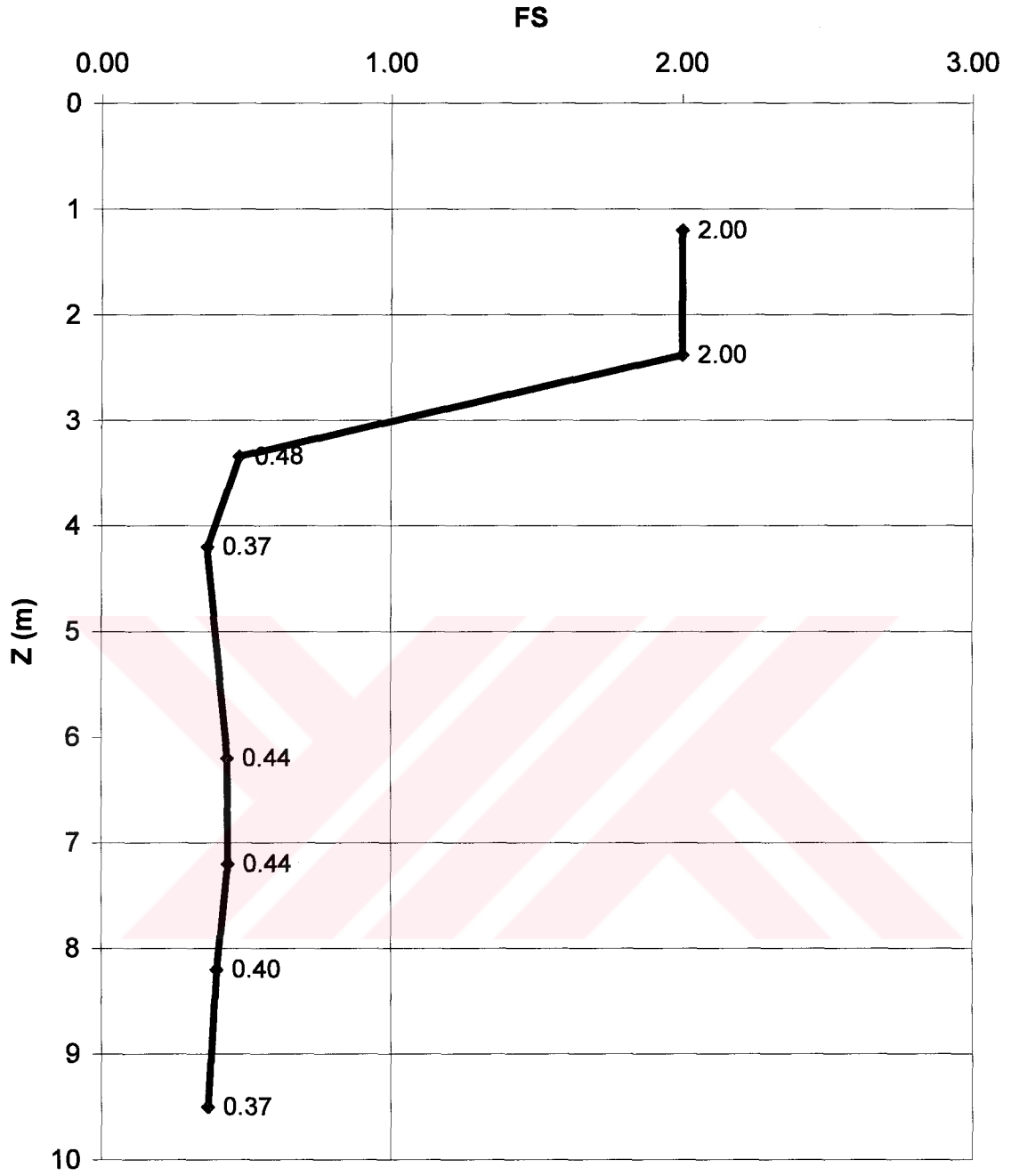
Çizelge 4.5 DN2 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları (Yöntem:Seed ve Idriss,1981)

Hesap Yöntemi : Seed&Idriss ,1981							
DEGIRMENDERE BURNU SPT- DN2							
M = 7							
z_w = 2.5							
a_{max} = 0.4							
Ce = 0.89							
Cb = 1							
Cr = 1							
Cs = 1							
Z (m)	σ_v (kN/m²)	σ_v' (kN/m²)	rd	CSR			
1.2	20.28	20.28	0.991	0.26			
2.38	40.22	40.22	0.982	0.26			
3.34	57.74	49.34	0.974	0.30			
4.2	74.60	57.60	0.968	0.33			
6.2	113.80	76.80	0.953	0.37			
7.2	133.40	86.40	0.945	0.38			
8.2	153.00	96.00	0.937	0.39			
9.5	178.48	108.48	0.920	0.39			
Z (m)	N_m	N_{1,60}	N_{1,60,f}	CRR_{7.5}	CRR_v	CRR_M	F.S
1.2	5	10	12.9	0.14	0.14	0.14	2.00
2.38	6	9	10.2	0.11	0.11	0.11	2.00
3.34	7	9	11.4	0.12	0.12	0.13	0.43
4.2	7	9	9.6	0.10	0.10	0.11	0.33
6.2	12	13	12.7	0.14	0.14	0.14	0.39
7.2	10	10	13.5	0.15	0.15	0.15	0.40
8.2	12	11	12.4	0.13	0.13	0.14	0.36
9.5	13	12	11.5	0.12	0.12	0.13	0.33

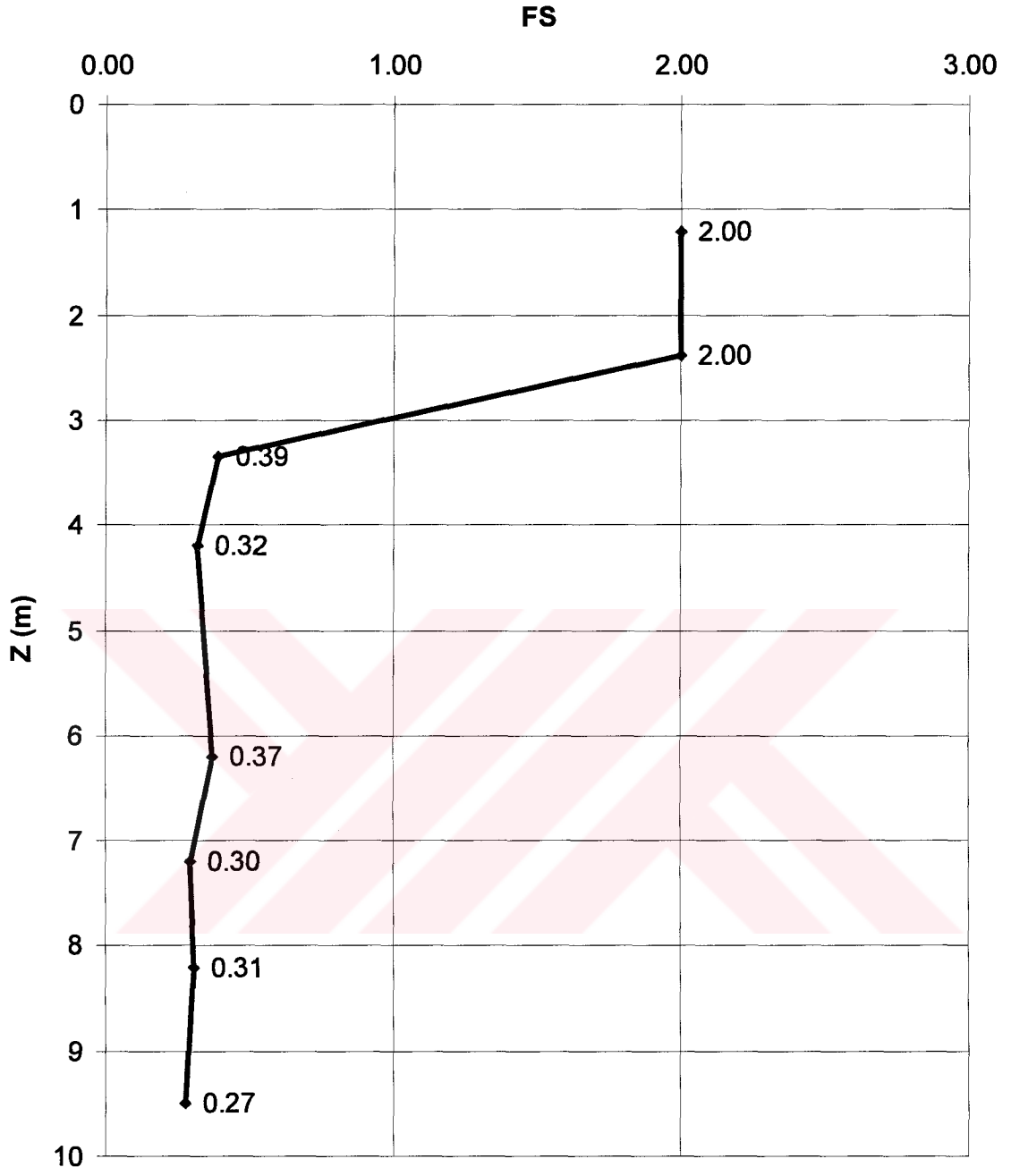
Aynı sondaj numunesinin Çetin ve diğerlerinin geliştirdiği yönteme göre sıvılaşma analizi yapıldığında ;

Çizelge 4.6 DN2 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları (Yöntem:Çetin vd., 2000)

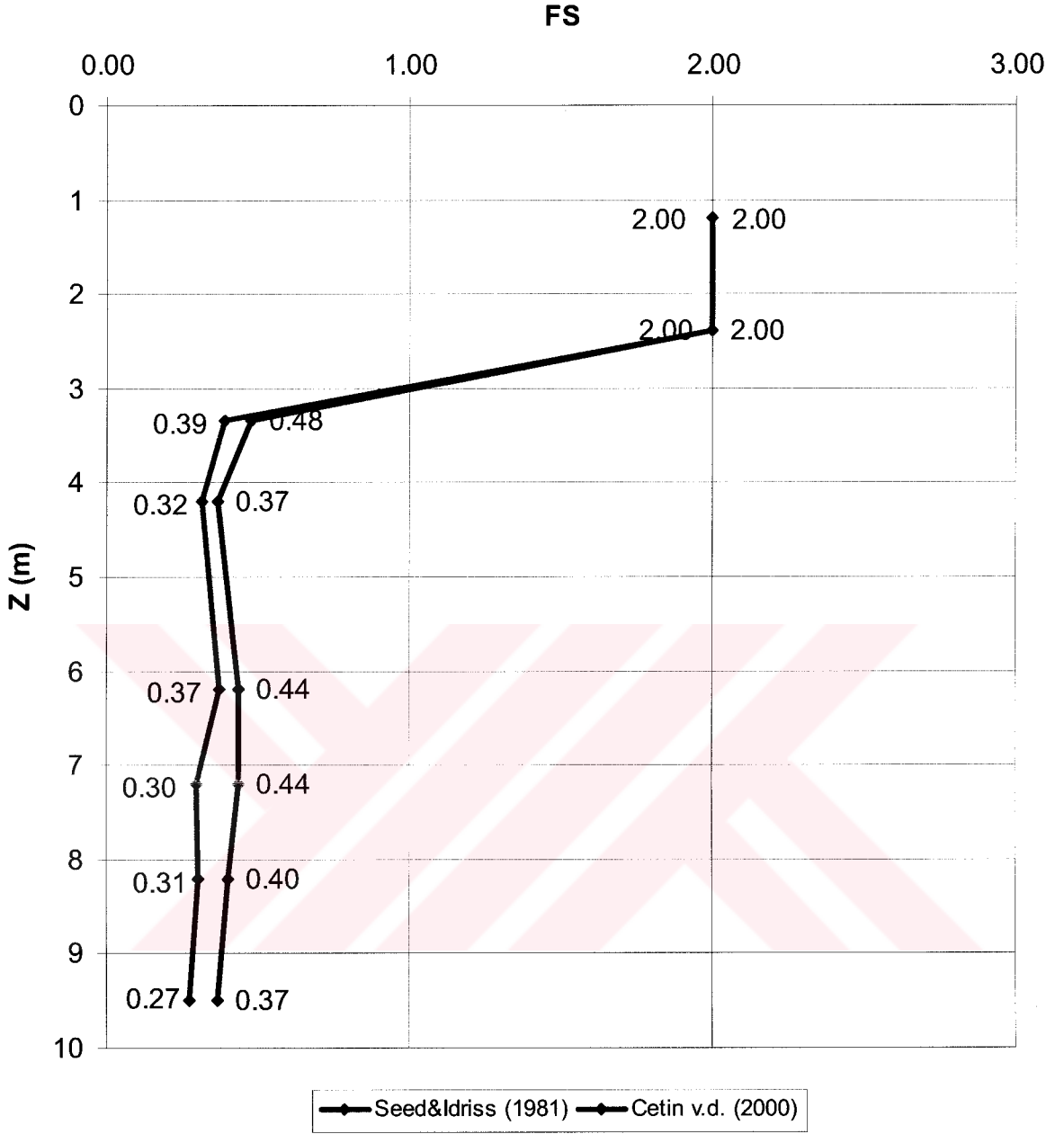
Hesap Yontemi : Cetin et.al,2000					
DEGIRMENDERE BURNU SPT- DN2					
M =	7.4				
z_w =	2.5				
a_{max} =	0.4				
V_{s40} =	750				
Ce =	0.95				
Cb =	1				
Cr =	1				
Cs =	1.1				
Z (m)	σ_v (kN/m²)	σ_v' (kN/m²)	rd	CSR	
1.2	20.28	20.28	0.976	0.25	
2.38	40.22	40.22	0.958	0.25	
3.34	57.74	49.34	0.943	0.29	
4.2	74.60	57.60	0.931	0.31	
6.2	113.80	76.80	0.903	0.35	
7.2	133.40	86.40	0.890	0.36	
8.2	153.00	96.00	0.877	0.36	
9.5	178.48	108.48	0.860	0.37	
Z (m)	N_m	N_{1,60}	P_L (%)	CRR	F.S
1.2	5	12	30	0.16	2.00
2.38	6	10	30	0.11	2.00
3.34	7	11	30	0.11	0.39
4.2	7	10	30	0.10	0.32
6.2	12	15	30	0.13	0.37
7.2	10	12	30	0.11	0.30
8.2	12	13	30	0.11	0.31
9.5	13	14	30	0.10	0.27



Şekil 4.4 DN2 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları Grafiği (Yöntem:Seed ve Idriss,1981)



Şekil 4.5 DN2 Sondajı Geolig2004 Programı Sıvılaşma Analiz Sonuçları Grafiği (Yöntem:Çetin vd., 2000)



Şekil 4.6 DN2 Geoliq2004 Programı Sondajı Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması

Şekil 4.6’da görüldüğü gibi DN2 sondajı için Çetin ve diğerlerinin geliştirdiği yeni SPT tabanlı sıvılaşma analizi Seed ve Idriss’in klasik yöntemine göre daha güvenli tarafta kalmaktadır. Örnek 1’de de açıklandığı gibi iki çözüm arasındaki fark r_d katsayılarının hesaplanmasında kullanılan formüllerin farklılığından ve SPT düzeltmelerinde kullanılan katsayıların farklılığından kaynaklanmaktadır.

4.5.3 Program Sonuçlarının “LiquefyPro” Programı İle Karşılaştırılması

“LiquefyPro”, “Civiltech” şirketinin sıvılaşma potansiyelinin arazi deney sonuçlarından bilgisayar ortamında daha doğru ve daha kolay belirlenmesi için geliştirdiği bir programdır.

Geoliq2004 program sonuçlarının LiquefyPro (2002) program sonuçlarıyla karşılaştırılması için DN1 ve DN2 sondaj numunelerinin sıvılaşma potansiyeli LiquefyPro programında belirlenmiştir. Sonuçlar aşağıda Çizelge 4.7 ve 4.8 sunulmuştur. ;

Çizelge 4.7 DN1 Sondaj Numunesinin LiquefyPro Programında Sıvılaşma Analizi

CSR Calculation:				
Depth	SigT tsf	SigV tsf	rd	CSR
1.7	0.3	0.3	0.99	0.26
2.7	0.477	0.374	0.98	0.32
4.7	0.916	0.609	0.96	0.38
5.7	1.12	0.711	0.96	0.39
7.2	1.428	0.865	0.94	0.41
8.2	1.632	0.967	0.94	0.41
9.2	1.837	1.069	0.93	0.41
10.2	2.042	1.172	0.9	0.41

CRR Calculation from SPT or BPT data:

Depth	SPT	Cer	CbCrC	Cn	Fine	d(N1)60	(N1)60	CRRraw
1.7	4	1	1	1.8	20	4.19	11.5	0.12
2.7	4	1	1	1.6	20	4.13	10.67	0.12
4.2	8	1	1	1.3	7	0.21	10.94	0.12
5.7	11	1	1	1.2	14	2.76	15.8	0.17
7.2	11	1	1	1.1	14	2.71	14.54	0.16
8.2	9	1	1	1	10	1.07	10.22	0.11
9.2	7	1	1	1	8	0.38	7.15	0.08
10.2	7	1	1	0.9	17	3.4	9.87	0.11
Factor of Safety Calculation:								
Depth	SigC tsf	Ksigma	CRR	MSF	CSRm	FS		
1.7	0.2	1	0.12	20	1.03	0.5		
2.7	0.24	1	0.12	20	1.03	0.37		
4.2	0.36	1	0.12	7	1.03	0.33		
5.7	0.46	1	0.17	14	1.03	0.45		
7.2	0.56	1	0.16	14	1.03	0.40		
8.2	0.63	1	0.11	10	1.03	0.28		
9.2	0.7	1	0.08	8	1.03	0.20		
10.2	0.76	1	0.11	17	1.03	0.27		

Çizelge 4.8 DN2 Sondaj Numunesinin LiquefyPro Programında Sıvılaşma Analizi

CSR Calculation:				
Depth	SigT tsf	SigV tsf	rd	CSR
1.2	0.212	0.212	0.99	0.26
2.2	0.388	0.388	0.98	0.26
3.2	0.565	0.498	0.98	0.29
4.2	0.765	0.596	0.97	0.32
6.2	1.175	0.801	0.95	0.36
7.2	1.379	0.903	0.94	0.38
8.2	1.584	1.006	0.94	0.38
9.7	1.891	1.159	0.92	0.39

CRR Calculation from SPT or BPT data:

Depth	SPT	Cer	CbCrC	Cn	Fine	d(N1)60	(N1)60	CRRraw
1.2	5	1	1	2	12	1.87	11.87	0.13
2.2	5	1	1	1.6	12	1.81	9.83	0.11
3.2	6	1	1	1.4	14	2.57	11.07	0.12
4.2	7	1	1	1.3	11	1.45	10.51	0.11
6.2	12	1	1	1.1	10	1.16	14.57	0.16
7.2	10	1	1	1.1	6	0.08	10.6	0.11
8.2	12	1	1	1	17	3.73	15.7	0.17
9.7	13	1	1	0.9	10	1.13	13.2	0.14
Factor of Safety Calculation:								
Depth	SigC tsf	Ksigma	CRR	MSF	CSRm	FS		
1.2	0.14	1	0.13	12	1.03	5		
2.2	0.25	1	0.11	12	1.03	5		
3.2	0.32	1	0.12	14	1.03	0.43		
4.2	0.39	1	0.11	11	1.03	0.37		
6.2	0.52	1	0.16	10	1.03	0.45		
7.2	0.59	1	0.11	6	1.03	0.32		
8.2	0.65	1	0.17	17	1.03	0.46		
9.7	0.75	1	0.14	10	1.03	0.38		

Bu sonuçları aynı numunelerin Geolig2004 programındaki sıvılaşma potansiyeli analizi sonuçları ile karşılaştırılması Çizelge 4.9 ve 4.10 ve Şekil 4.7 ve 4.8’de verilmiştir.

Çizelge 4.9 DN1 Sondaj Numunesinin Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması

Z (m)	FS=CRR _m /CSR			
	Geoliq M1	Geoliq M2	LiquefyPro	Elle
1.7	0.32	0.4	0.5	0.30
2.7	0.67	0.62	0.37	0.58
4.2	2.00	2.00	0.33	2.00
5.7	0.38	0.36	0.45	0.33
7.7	0.26	0.23	0.4	0.22
8.3	0.2	0.19	0.28	0.19
9.2	0.26	0.19	0.2	0.17
10.2	0.18	0.16	0.27	0.17

Çizelge 4.10 DN2 Sondaj Numunesinin Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması

Z (m)	FS=CRR _m /CSR			
	Geoliq M1	Geoliq M2	LiquefyPro	Elle
1.2	2.00	2.00	5.00	2.00
2.38	2.00	2.00	5.00	2.00
3.34	0.43	0.39	0.41	0.40
4.2	0.33	0.32	0.37	0.33
6.2	0.39	0.37	0.45	0.34
7.2	0.40	0.30	0.32	0.37
8.2	0.36	0.31	0.46	0.33
9.5	0.33	0.27	0.41	0.30

Bu karşılaştırmada;

Geoliq M1: Seed ve Idriss'in geliştirdiği yöntemle göre yapılan sıvılaşma potansiyeli analiz sonuçları,

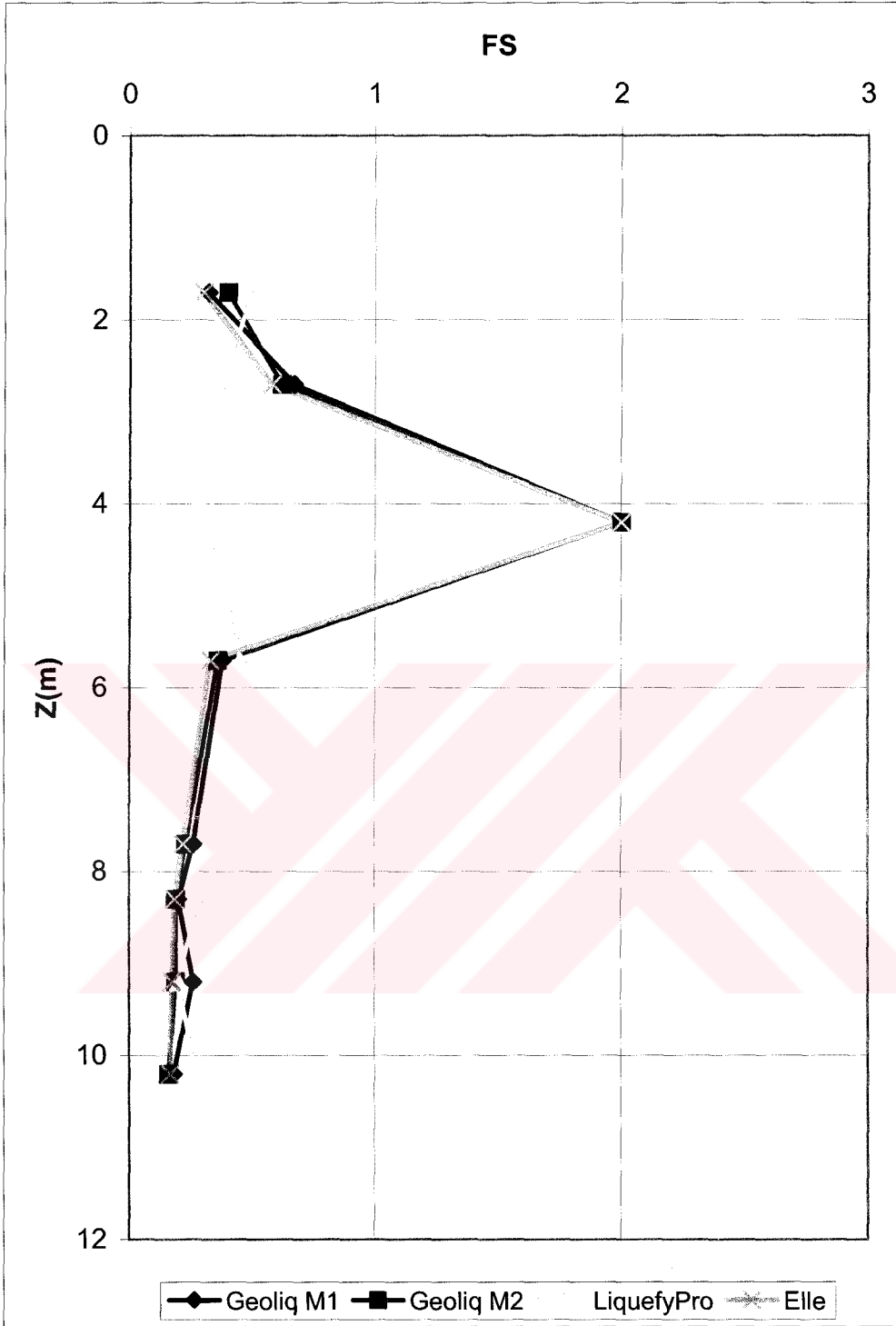
Geoliq M2: Çetin ve diğerlerinin geliştirdiği yöntemle göre yapılan sıvılaşma potansiyeli analiz sonuçlarıdır.

LiquefyPro: LiquefyPro programında yapılan sıvılaşma potansiyeli analiz sonuçlarıdır.

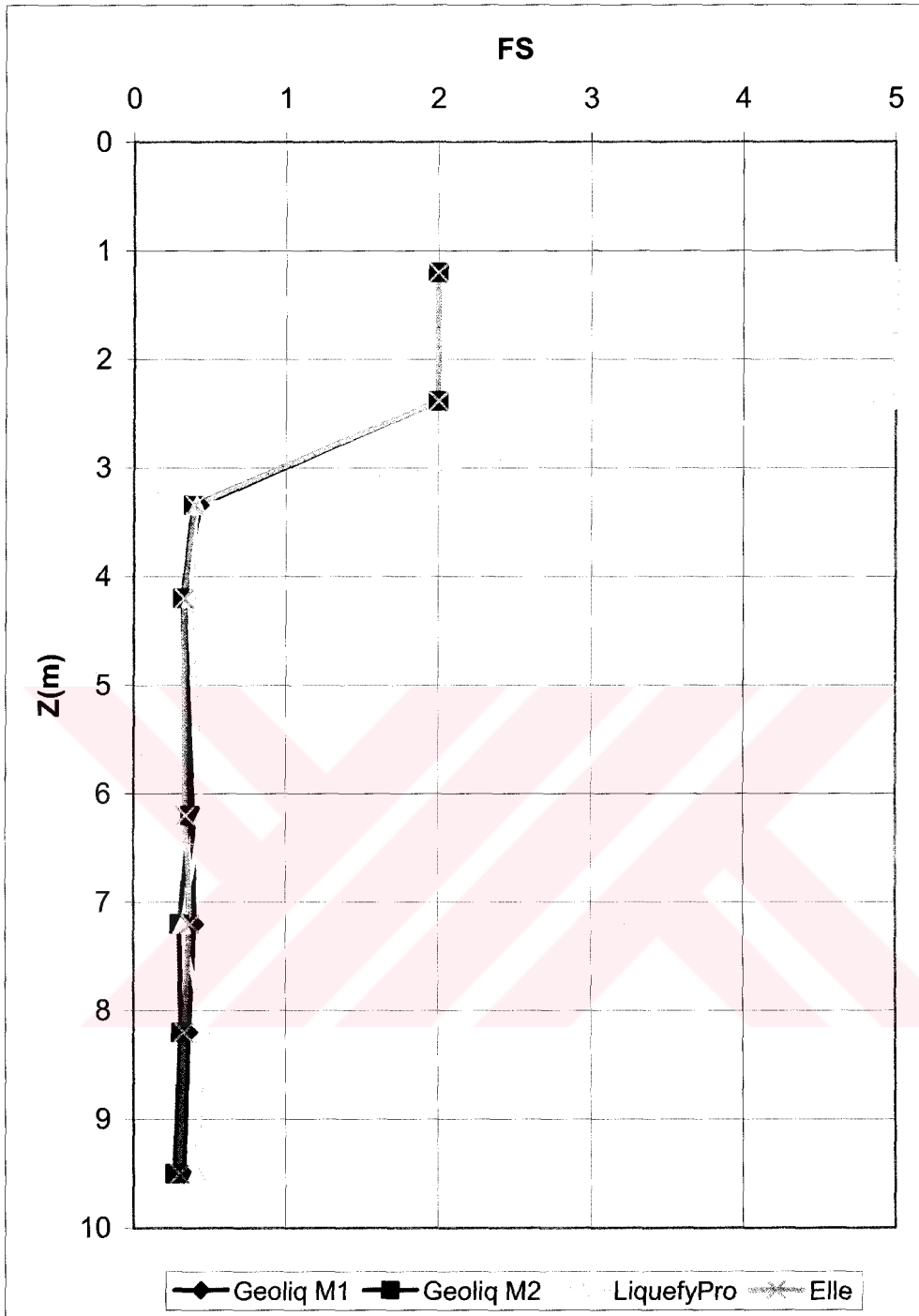
Elle: Bölüm 3.1.1'deki Periyodik Kayma Gerilmesi Kriterine göre elle yapılan sıvılaşma potansiyeli analiz sonuçlarıdır.

Şekil 4.7'de görüldüğü üzere, DN1 numunesinin sıvılaşma potansiyeli analiz sonuçları yakınlık göstermekle beraber esas fark 4.2 metredeki sonuçlarda gözlemlenmektedir. Bu derinlikte zeminin ince dane oranı %40 olduğundan Geoliq2004 programı ince dane oranı kabulüne göre $FS=2$ sonucunu vermektedir ki buda gerçeğe yakın bir durumdur. Oysaki LiquefyPro programı, bu derinlikte zemini sıvılaşabilir olarak göstermektedir.

DN2 numunesinin sıvılaşma sonuçlarının karşılaştırıldığı Şekil 4.8'de ise sonuçlar yakınlık göstermekte beraber ana fark Geoliq2004 ile LiquefyPro arasındaki yeraltı su seviyesi üstündeki zemin katmanlarındaki güvenlik sayısı kabulünden kaynaklanmaktadır. Geoliq2004 programı yeraltı su seviyesi üstündeki zemin katmanlarında $FS=2$ kabulü yaparken, LiquefyPro $FS=5$ kabulü yapmaktadır.



Şekil 4.7 DN1 Sondaj Numunesinin Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması Grafiği



Şekil 4.8 DN2 Sondaj Numunesinin Sıvılaşma Analizi Karşılaştırması Grafiği

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Ülkemizde geçmişte yaşanan depremlerde gözlemlendiği gibi, sıvılaşma olayı arazide çok sık rastlanmakla beraber, ortaya çıkması durumunda çok büyük can ve mal kaybına sebebiyet vermektedir. Bu nedenlerden ötürü sıvılaşma riski olan bölgelerde sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi son derece önemlidir. Pratikte sıvılaşma riski bulunan zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde en çok kullanılan Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen SPT verilerine dayanan yöntemdir. Bu yöntem çeşitli araştırmacılar tarafından yeni eklentiler yapılarak zayıf yanlarını düzeltilmiş ve istatistiksel formüller yardımı ile bilgisayar ortamında daha kolay modellenmesi sağlanmıştır. Sıvılaşma potansiyelinin bilgisayar yardımı ile belirlenmesi bu konuda çalışan mühendislere büyük kolaylıklar sağlayacağı açıktır. Bilgisayar yardımı ile aynı anda bir çok tabakadan meydana gelen bir arazi profilinin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi hızlı olacak ve kişisel hataları azaltacaktır.

Bu tez çalışmasında, Seed ve Idriss tarafından geliştirilen SPT N sayıları ile olası depremden dolayı gözönüne alınan tabakada oluşacak kayma gerilmelerine dayanarak sıvılaşma potansiyelini belirleyen yöntemin bilgisayar ortamında kullanılmasına olanak tanıyan bir program kodu geliştirilmesi amaçlanmıştır. Geoliq2004 adı verilen bu bilgisayar programı mühendisler tarafından yaygın olarak kullanıldığı ve bir takım grafiksel olanaklar sunduğu için bir hesap tablosu ortamında, MSExcel'de gerçekleştirilmiştir. Geoliq2004 programı son yıllarda konu ile ilgili gelişmeleri de dikkate almaktadır. Geoliq2004 programı vasıtasıyla zeminlerin sıvılaşma potansiyeli bilgisayar ortamında kolaylıkla ve doğru olarak hesaplanmakta, elle analizin hata payı ortadan kalkmaktadır. Ayrıca bu programda bulunan ince dane oranı ve plastisite indisi kabulü ile SPT değerlerine göre sıvılaşabilir olarak görünen ancak gerçekte sıvılaşmayan ince daneli ve plastik zeminlerin sıvılaşamaz olduğunu belirterek diğer programlara göre daha sağlıklı sonuçlar alınabilmektedir.

Yeni geliştirilen yöntemin ve bu yöntem sonucunda hazırlanan bilgisayar programının geliştirilmesi için CPT verilerinin sıvılaşma analizi için kullanılması ve oturma miktarlarının belirlenmesi gelecekte mühendislik çözümlemelerinde kolaylıklar ve yeni gelişimler sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

- Baykal, G ve Balcı, M. , 2000. Sıvılaşma Sırasında Zemin Tarafından Tüketilen Enerji ve Bunun Yapıya Etkisi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, 26-27 Ekim, İstanbul, s. 417-426.
- Casagrande, A. , 1975. Liquefaction And Cyclic Mobility Of Sands. A Critical Review Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenas Aires, Vol. 5, pp. 80 - 133
- Castro, G. And Poulos, S. J. , 1977. Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103.
- Çakır, A. , 2004. <http://www.geocities.com/azizcakir/>
- Çetin, K. Ö. , 2002. Zemin Sıvılaşması ve Sismik Zemin Davranışı, IV. Kıyı Mühendisliği Ulusal Sempozyumu Bildiriler Kitabı I. Cilt, 24-27 Ekim, Antalya, s. 19-54
- Das, B. , M. , 1993. principles of Soil Dynamics, pp 397-453, PWS-KENT Publishing Company, Boston, USA.
- Dowrick, D. J. , 1975. Earthquake Resistant Design, pp 132-135, John Wiley& Sons.
- Durgunoğlu, H. T. , Karadayılar, T. , Bray, J. D. , Sancio, R. B. ve Hacıaloğlu E. , 2000. Sismik Statik Penetrasyon Deneyi ile Geoteknik-Geodinamik Zemin Profili, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, 26-27 Ekim, İstanbul, s. 383-389.
- Erken, A. , Frost, D. , Chameau, J. L. ve Leonards, G. , 1992. Kumlu Zeminlerin Statik Yükler Altında Sıvılaşması, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Dördüncü Ulusal Kongresi, 21-23 Ekim, İstanbul, I. Cilt, s. 93-103.
- Erken, A. , Alhas, E. ve Ansal, A. M. , 1994. Suyu Doygun Siltli Kumların Deprem Sırasındaki Davranışı, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Beşinci Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara, s. 184-192.
- Ferritto, J. M. , 1997. Seismic Design Criteria For Soil Liquefaction, Naval Facilities Engineering Service Center, Port Hueneme, California, s. 25-27
- Holtz, R. D. and Kovacs, W. D. , 1981. An Introduction to Geotechnical Engineering, pp. 521-536, Prentice Hall, New Jersey, USA.
- Ishihara, K., 1996. Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics, pp. 208-344, Clarendon Press, Oxford.
- İyisan, R. , 1996. Zeminlerde Kayma Dalgası Hızı ile Penetrasyon Deney sonuçlarının Karşılaştırılması, İMO Teknik Dergi, (7)2:1187-1199.
- Kramer, S. L. , 1996. Geotechnical Earthquake Engineering, pp. 348-423, Prentice Hall, New Jersey.
- Lee, K.L., and Seed, H.B. , 1967. Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction Of Sand, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.

93, SM1, pp. 47-70.

- Martin G.R and Lew M., 1999. Recommended Procedures For Implementation of DMG Special Publication 117, SCEC, pp 1-63
- Mogami, T., and Kubo, K., 1953. The Behaviour Of Soil During Vibration, Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 152-153.
- Özaydın, K. , 1996. Yer Hareketleri Üzerinde Yerel Zemin Koşullarının Etkisi ve Zemin Büyütmesi, Türkiye Deprem Vakfı Yayınları, İstanbul.
- Özay, R. , Erken A. ve Ansal, A. M. , 1998. Kumların Dinamik Mukavemeti, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Yedinci Ulusal Kongresi, 22-23 Ekim, İstanbul, s. 592-598.
- Seed, H. B. , and Idriss. I. M. ,1971. Simplified Procedure For Evaluating Soil Liquefaction Potential, J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 97(9), 1249-1273
- Seed, H. B. , 1976. Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground During Earthquakes, ASCE Annual Convention and Exposition, September 27-October 1, Philadelphia, pp. 1-105.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L., and Chung, R. , 1985. Influence Of SPT Procedures In Soil Liquefaction Resistance Evaluations, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111(12), pp.1425-1445.
- Şekercioğlu, E. , 1998. Yapıların Projelendirilmesinde Mühendislik Jeolojisi, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları No:28, s. 49-61, Ankara.
- Shen, C.K., Vrymoed, J.L., and Uyeno, C.K., 1977. The Effects Of Fines On Liquefaction Of Sands, Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mech. and Found. Eng., Tokyo, Japan, Vol. 2, pp.381-385.
- Shibata, T., and Teparaksa, W., 1988. Evaluation Of Liquefaction Potentials Of Soils Using Cone Penetration Tests, Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 28, No. 2, pp. 49-60.
- Skempton, A. K. , 1986. Standard Penetration Test Procedures and The Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation, Geotechnique, London, 425 – 447.
- Terauchi, T. , Altun, S. , Erken, A. ve Yasuda, S. , 2000. Burulmalı Dinamik Deney Sistemiyle Sıvılaşma Deneyleri, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi, 26-27 Ekim, İstanbul, s. 584-591.
- Tezcan, S. S. and Teri, L. , 1996. Shear Wave Propagation and Liquefaction in Layered Soils, Türkiye Deprem Vakfı Yayınları TDV/TR 96-005, İstanbul.
- Tezcan, S. S. , 2001. Sıvılaşma Ders Notları, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.
- Ulusay, R. , 2001. Uygulamalı Jeolojik Bilgiler, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları:38, Genişletilmiş 4. Baskı, Ankara, s. 188, 270-275.

- Ünver, M. ve Ergun, U. , 1992. İki Yapının Sıvılaşma Potansiyelinin Tahkiki, Zemin Mekanîği ve Temel Mühendisliği Dördüncü Ulusal Kongresi, 21-23 Ekim, İstanbul, II. Cilt, s. 1-18.
- Tokimatsu, K., and Yoshimi, Y., 1983. Empirical Correlation Of Soil Liquefaction Based On SPT N-Value And Fines Content, Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.
- Wang, J. G. Z. Q and Law, K. T. , 1994. Siting in Earthquake Zones, pp. 70-89, A. A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- Youd, L., and Idriss, I. M. 1997. Summary Report, Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report NCEER-97-0022, December pp. 1-40.



ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi	21.09.1978	
Doğum yeri	Samsun	
Lise	1989-1996	Bafra Anadolu Lisesi
Lisans	1996-2000	Yıldız Üniversitesi İnşaat Fak. İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	2000-2004	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Geoteknik Programı

Çalıştığı kurumlar

2001-2004 ENET Proje Araştırma ve Müş. A. Ş
2004-Devam ediyor BECHTEL-ENKA M.T.O

