

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİNA ALTINDAKİ KUMLARIN SIVILAŞABİLİRLİĞİNİN
DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Murat Batuhan KOÇAK

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Esra Ece BAYAT

Temmuz 2018

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİNA ALTINDAKİ KUMLARIN SIVILAŞABİLİRLİĞİNİN
DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Murat Batuhan KOÇAK
(501151313)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Esra Ece BAYAT

Temmuz 2018

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501151313 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Murat Batuhan KOÇAK, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “Mevcut Bina Altındaki Kumların Sıvılaşılabirliğinin Değerlendirilmesi” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Dr. Öğr. Üyesi Esra Ece BAYAT**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Recep İYİSAN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Pelin ÖZENER
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **26.07.2018**
Savunma Tarihi : **26.07.2018**





Çok Değerli Aileme,



ÖNSÖZ

Bu yüksek lisans tezi, temel varlığı altındaki sıvılaştırılabilir zeminlerin sıvılaştırma tahkikinin basitleştirilmiş yöntemlerle yapılabilmesi adına yapılmış bir çalışmadır. Çalışmada temel varlığında, deprem esnasında sıvılaştırılabilir kum tabakalarının sıvılaştırma riski taşıyıp taşımadığını tayin etmek amacıyla yapılan çalışmalara katkı sağlamak amaçlanmaktadır.

Bu çalışma İstanbul Teknik Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinasyon Birimince Desteklenmiştir. Proje Numarası:40530

Yüksek lisans öğrenimim boyunca çok değerli vaktini ayıran ve danışmanım olma nezaketini gösteren Sayın Dr. Öğr. Üyesi Sayın Esra Ece BAYAT'a teşekkürü bir borç bilirim.

Değerli görüş ve önerileri için Sayın Prof. Dr. Recep İYİSAN ve Doç. Dr. Pelin ÖZENER hocalarıma teşekkürü borç bilirim.

Desteklerini hiç esirgemeyen değerli arkadaşlarım Harita Yüksek Mühendisi Fırat ERDEM, İnşaat Yüksek Mühendisi Fatih SALİHPAŞAOĞLU'na sevgilerimi sunarım. Yüksek lisans öğrenimim döneminde yardımlarını eksik etmeyen kadirşinas arkadaşlarım İnşaat Yüksek Mühendisi Hamed FEIZOLLAHZADEH ARDABILI , İnşaat Yüksek Mühendisi Mohsen SEYEDI VIAND, İnşaat Mühendisi Hossein ALIPOUR DARABAD ve İnşaat Yüksek Mühendisi Ozan ALVER'e teşekkürlerimi sunarım.

Tüm hayatım boyunca desteklerini esirgemeyen çok değerli babam İnşaat Mühendisi Ahmet Gürsel KOÇAK ve çok değerli annem İnşaat Mühendisi Filiz KOÇAK'a sevgilerimi ve saygılarımı sunarım.

26 Temmuz 2018

Murat Batuhan KOÇAK
(İnşaat Yüksek Mühendisi)



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xvii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xix
ÖZET	xxv
SUMMARY	xxix
1. GİRİŞ	1
1.1 Sıvılaşma Tanımı Üzerine Literatür Araştırması	2
1.1.1 Sıvılaşmanın tanımı ve çeşitleri	2
1.1.1.1 Akma sıvılaşması	2
1.1.1.2 Devirsel sıvılaşma	4
1.1.2 Sıvılaşabilir zeminler	6
1.1.3 Sıvılaşmaya etki eden faktörler	8
1.1.3.1 Gerilme tarihçesi	8
1.1.3.2 Depremin şiddeti ve süresi	8
1.1.3.3 Yeraltı su seviyesi	9
1.1.3.4 Relatif sıkılık	9
1.1.3.5 Dane boyu dağılımı	11
1.1.3.6 Drenaj şartları	12
1.1.3.7 Dane şekli	12
1.1.3.8 Yerleştirme ve çökelme ortamı	12
1.1.3.9 Çevre basıncı	13
1.1.3.10 Bina yükü	13
1.1.4 Sıvılaşma başlangıcının değerlendirilmesi.....	13
1.1.4.1 Devirsel gerilme yaklaşımı	13
1.1.4.2 Devirsel birim deformasyon yaklaşımı	21
1.1.4.3 Diğer yaklaşımlar	22
1.2 Dinamik Hareket Esnasında Zeminlerin Sıvılaşma Mekanizması Üzerine Literatür Araştırması	23
1.2.1 Sığ temellerin varlığının dinamik davranışına olan etkisi	25
2. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ	43
2.1 Zemin Modelleri.....	44
2.1.1 Hardening Soil Model (HS)	44
2.1.2 Pekleşen zemin küçük birim şekil deformasyon rijitliği (HS-Small)	45
2.1.3 UBC3D-PLM Modeli	47
2.1.3.1 UBC3D-PLM'in temel özellikleri	48
2.1.3.2 Elasto-plastik davranış	48
2.1.3.3 Plastik potansiyel fonksiyonu	49

2.1.3.4 Sıvılaşma sonrası kuralı ve devirsel oynaklık	49
2.1.3.5 Drenajsız şartlar altındaki davranış	50
2.2 Dinamik Analiz	50
2.2.1 Sınır koşulları	51
2.2.2 Eleman büyüklüğü ve zaman adımları	52
3. NÜMERİK MODELLEME	55
3.1 Model Geometrisi	55
3.2 Malzeme Özellikleri	56
3.2.1.1 UBC-Sand Zemin modeli parametrelerinin belirlenmesi.....	56
3.2.2 HS-Small zemin modeli parametrelerinin belirlenmesi	65
3.2.3 HS-Small zemin modeli sönümlenme parametrelerinin belirlenmesi.....	67
3.2.4 Elaman boyutlarının belirlenmesi	69
3.2.5 Yükleme ve sınır şartları	70
4. SERBEST SAHADA VE TEMEL ALTINDA KUMLARDA SIVILAŞMA ANALİZLERİ	73
4.1 Yer Tepki Analizleri.....	73
4.1.1 Serbest sahada yer tepki analizleri	74
4.1.2 Temel varlığında yer tepki analizleri	79
4.2 CSR Esaslı Basitleştirilmiş Yöntem ile Sıvılaşma Analizleri	81
4.2.1 Serbest Sahada basitleştirilmiş yaklaşım ile analizler.....	81
4.2.1.1 Serbest sahada CSR hesaplamaları	81
4.2.1.2 Serbest sahada CRR hesaplamaları	82
4.2.1.3 Serbest sahada güvenlik sayısı hesaplamaları.....	83
4.2.2 Temel altında basitleştirilmiş yaklaşım ile analizler.....	84
4.2.2.1 Temel altında CSR hesaplamaları	84
4.2.2.2 Temel altında α değerinin belirlenmesi.....	86
4.2.2.3 Temel altında CRR hesaplamaları.....	90
4.2.2.4 Temel altında güvenlik sayısı hesaplamaları	92
4.2.3 Serbest saha ve temel altı Sıvılaşma analizlerinin Kıyaslaması.....	94
4.3 UBC-Sand Modeliyle Aşırı Boşluk Suyu Basıncına Bağlı Sıvılaşma Analizi	100
4.3.1 r_u ve Δu dağılımı sonuçları	100
4.3.2 Temel varlığının r_u oluşumuna etkisi	105
4.4 Sıvılaşma Güvenlik Sayısı ve r_u Mukayesesi	116
5. ÖZET VE SONUÇLAR.....	119
KAYNAKLAR.....	123
EKLER129	
ÖZGEÇMİŞ.....	135

KISALTMALAR

CDSS	: Dinamik Basit Kesme Deneyi
CPT	: Konik Penetrasyon Deneyi
CRR	: Çevrimsel Kayma Direnci Oranı
CSR	: Çevrimsel Kayma Gerilmesi Oranı
FLS	: Flow Liquefaction Surface
HS	: Hardening Soil Model
HSsmall	: Hardening Soil Model With Small-Strain Stiffness
LL	: Likit Limit
MC	: Mohr-Coulomb Modeli
MSF	: Deprem Büyüklüğünü Düzeltme Faktörü
NCEER	: National Center for Earthquake Engineering Research
NSF	: National Science Foundation Events
NTUA	: National Technical University of Athens
OCR	: Aşırı Konsolidasyon Oranı
PEER	: The Pacific Earthquake Engineering Research Center
SPT	: Standart Penetrasyon Deneyi
SSL	: Steady State Line
UBC	: University of British Columbia
VELACS	: Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies



SEMBOLLER

- σ' : Efektif gerilme
- σ : Toplam gerilme
- u : Boşluk suyu basıncı
- K_0 : Sükunetteki zemin yanıl basınç katsayısı
- a_{\max} : Maksimum yer ivmesi
- e_{\max} : Zeminin en gevşek durumdaki boşluk oranı
- e_{\min} : Zeminin en sıkı durumdaki boşluk oranı
- e_0 : Zeminin tabii boşluk oranı
- e_c : Kritik boşluk oranı
- a_{\max} : Yüzeydeki maksimum ivme
- γ : Zeminin birim hacim ağırlığı
- g : Yer çekimi ivmesi
- r_d : Gerilme azaltma katsayısı
- C_R : Sondaj takımı çubuğu düzeltme faktörü
- C_S : Numune elde etme yöntemine göre düzeltme
- C_B : Sondaj çukuru çapı düzeltme faktörü
- C_E : Tokmağın enerji oranının düzeltme faktörü
- C_N : Jeolojik gerilmeyi normalize etmek için kullanılan katsayı
- N : Arazi de ölçülen standart penetrasyon direnci
- P_a : Atmosferik basınç
- σ'_v : Düşey efektif gerilme
- α : Kayma gerilmesi oranı
- $N_{1,60}$: Düzeltmiş standart penetrasyon darbe sayısı
- V_s : Kayma dalgası hızı
- γ_{cyc} : Çevrimsel kayma deformasyonu

- a_{\max} : Yüzeyde oluşan pik yatay ivme
 R_u : Aşırı boşluk suyu basıncı oranı
 c : Kohezyon mukavemeti
 $K\alpha$: Kayma gerilmesi düzeltmesi
 $K\sigma$: Efektif gerilme düzeltme faktörü
 τ_{cyc} : Devirsel kayma gerilmesi
 ϕ : İçsel sürtünme açısı
 ψ : Dilatansi açısı
 G_0^{ref} : Referans kayma modülü
 G_0 : Kayma modülü
 $\gamma(\%)$: Birim Kayma Deformasyonu
 G_{ur} : Yükleme boşaltma kayma modülü
 E_{ur} : Yükleme boşaltma elastisite modülü
 ν : Poisson oranı
 G_T : Tanjant kayma oranı
 ϕ'_p : Pik içsel sürtünme açısı
 ϕ_{mob} : Mobilize içsel sürtünme açısı
 p' : Ortalama efektif gerilme
 P_A : Referans gerilme
 K_B^e : Elastik bulk modülü sayısı
 K_G^e : Elastik kayma modülü sayısı
 $d\lambda$: Plastik deformasyon artış çarpanı
 n_p : Plastik kayma modülü üssü
 ϕ_{mob} : Mobilize sürtünme açısı
 ϕ_{peak} : Pik sürtünme açısı
 R_F : Göçme oranı
 ε_{dil} : Plastik deviatorik deformasyon birikimi
 fac_{post} : Üstel çarpan değeri
 K_w : Suyun bulk modülü
 n : Zeminin porozitesi

- $d\varepsilon_v$: Akışkanın hacimsel deformasyonu
 $V_{s,min}$: Tabakadaki en düşük kayma dalgası hızı
 f_{max} : Girdi hareketinin en yüksek frekans içeriği
 m : Maksimum adım sayısı
 n : Alt adım sayısı
 V_s : Kayma dalgası hızı
 f : Frekans
 E_{oed} : Ödometre elastisite modülü
 fac_{hard} : Sıkılaştırma faktörü
 fac_{post} : Sıvılaşma sonrası kayma mukavemeti etkin faktörü





ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : Çin kriterleri (Seed ve Idriss, 1982).	7
Çizelge 1.2 : Siltli ve killi kumların sıvılaşabilirliği (Andrews ve Martin, 2000)..	7
Çizelge 1.3 : Yerel büyüklük ile maksimum yatay yer ivmesi, deprem süresi ve fay yırtılmasının yakınında meydana gelen hasarın Modifiye Mercalli Şiddet derecesi arasındaki ilişkiler (Mollamahmutoğlu ve Babuççu, 2006).	9
Çizelge 1.4 : Maksimum yer ivmesine bağlı olarak relatif sıklığın sıvılaşma riski ile ilişkisi (Seed ve Idriss, 1971).	10
Çizelge 1.5 : İnce dane oranı ile uç direnç artışı arasındaki ilişki (Ishihara, 1993).	21
Çizelge 1.6 : Literatür özet çizelgesi.....	24
Çizelge 3.1 : UBC-Sand zemin modeline göre tabakaların girdi parametreleri. ..	64
Çizelge 3.2 : HS-Small zemin modeline göre tabakaların girdi parametreleri.	67
Çizelge 3.3 : Kocaeli depremi Arçelik istasyonu verileri özeti.	71
Çizelge 4.1 : Tek boyutlu yer tepki analizi girdi değerleri	74
Çizelge 4.2 : Farklı gerilme şartları altında maksimum yer ivmeleri	80
Çizelge 4.3 : Derinliği bağlı düzeltilmiş CRR değerleri.	83
Çizelge 4.4 : Serbest sahada sıvılaşma güvenlik oranı.	83
Çizelge 4.5 : 50 kPa temel altında CRR düzeltme faktörleri.	90
Çizelge 4.6 : 50 kPa temel altında merkezde farklı yöntemlere göre düzeltilmiş CRR değerleri.....	91
Çizelge 4.7 : 50 kPa temel altında köşede farklı yöntemlere göre düzeltilmiş CRR değerleri.....	91
Çizelge 4.8 : 100 kPa temel altında CRR düzeltme faktörleri.	91
Çizelge 4.9 : 100 kPa temel altında merkezde farklı yöntemlere göre elde edilmiş CRR değerleri.....	92
Çizelge 4.10 : 100 kPa temel altında köşede farklı yöntemlere göre elde edilmiş CRR değerleri.....	92



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Akma sıvılaşması yüzeyi (Kramer, 1996).	4
Şekil 1.2 : Akma sıvılaşmasının başlaması (Unutmaz, 2008).	4
Şekil 1.3 : Devirsel hareketlilik için hassas zeminlerin başlangıç gerilme durumu (Kramer,1996).	5
Şekil 1.4 : Devirsel hareketliliğin 3 farklı durumu (Kramer, 1996).	6
Şekil 1.5 : 1999 Kocaeli Depremi sonucunda Adapazarı'nda elde edilmiş test sonuçları, Bray vd. (2004) (a) Çin kriterleri, Seed ve Idriss (1982), Wang (1979), (b) Andrews ve Martin (2000).	7
Şekil 1.6 : 1999 Kocaeli Depremi sonucunda Adapazarı'nda elde edilmiş test sonuçları, Bray vd. (2004). Seed vd. (2003).	8
Şekil 1.7 : Gevşek ve sıkı zeminlerin davranış biçimleri (Kramer, 1996).	11
Şekil 1.8 : Dane boyu dağılımı ile sıvılaşma potansiyeli ilişkisi (Handbook on Liquefaction Remediation on Reclaimed Land, 1997).	12
Şekil 1.9 : Gerilme azaltma katsayısının derinlikle olan ilişkisi (Seed ve Idriss, 1982).	15
Şekil 1.10 : Kayma gerilmesi düzeltme faktörünün statik kayma gerilme oranı ilişkisi (Idriss ve Boulanger, 2008).	19
Şekil 1.11 : CPT uç direnç ve CRR ilişkisi (Stark ve Olson, 1995).	20
Şekil 1.12 : CRR ve V_s ilişkisi (Andrus ve Stokoe, 2000).	21
Şekil 1.13 : Aşırı boşluk suyu basıncı oranı ve akış vektörleri (a) $t=2s$ ve (b) $t=5s$ (Adrianopoulos vd., 2006a).	25
Şekil 1.14 : Deformasyon ve kayma deformasyonlarının (a) statik durumdaki (b) dinamik şartlardaki durumu (Adrianopoulos vd., 2006b).	26
Şekil 1.15 : Farklı kil tabakası kalınlıklarında dinamik oturmaların durumu (Adrianopoulos vd., 2006b)	26
Şekil 1.16 : Belirli derinliklerde temel altında ve serbest alanda aşırı boşluk suyu basıncı artışı (Adrianopoulos vd., 2006b).	27
Şekil 1.17 : r_u 'nın zamanla değişimi (a) 4m (b) 14m (Shahir ve Pak, 2010).	27
Şekil 1.18 : Derinlikle beraber temel altında ve serbest alanda (a) boşluk suyu basıncı ve efektif gerilmenin (b) boşluk suyu basıncı oranının değişimi (Shahir ve Pak, 2010).	28
Şekil 1.19 : Temel geometrisi boyunca (a) α değerinin derinlikle değişimi (b) K_α değerinin relatif sıklığa bağlı olarak derinlikle değişimi (Unutmaz ve Çetin, 2012).	30
Şekil 1.20 : Efektif gerilme ile (a) C_N düzeltme faktörünün (b) K_σ değerinin farklı yaklaşımlara göre değişimi (Boulanger ve Idriss, 2012).	30
Şekil 1.21 : Farklı prosedürlere göre CRR değerinin tayini (Boulanger ve Idriss, 2012).	31
Şekil 1.22 : (a) Aşırı boşluk suyu basıncı oranı, (b) boşluk suyu basıncı artışı (Karamitros vd. 2013a).	32

Şekil 1.23 : (a) nümerik model geometrisi (b) temel altında r_u değişimi (c) serbest alanda r_u 'nın değişimi (Karamitros vd., 2013c).	33
Şekil 1.24 : Deprem kaynaklı düşey yer değiştirmeleri (Dashti ve Bray 2013). ..	35
Şekil 1.25 : Santrifüj deneyinde ölçülen oturma değerleri ve deprem kaynaklı oturmalar (Bertalot ve Brennan, 2015)	35
Şekil 1.26 : Sarsıntı esnasında ölçülen aşırı boşluk suyu basıncı (a) 130 kPa temel (b) 90 kPa temel (c) 60 kPa temel altında (Bertalot ve Brennan, 2015).....	36
Şekil 1.27 : (a) model geometrisi, (b) serbest alanda, (c) temel altında boşluk suyu basınç oranları (Dimitradi vd. 2017).	38
Şekil 1.28 : Model geometrisi boyunca boşluk suyu basınç oranları (Dimitradi vd., 2017).....	38
Şekil 1.29 : Gerçekleştirilen santrifüj deneyinin (a),(c) plan görüntüsü, (b),(d) en kesit görüntüsü (Olarde vd., 2017).....	39
Şekil 1.30 : Farklı ivmelere bağlı santrifüj deneyinden elde edilen farklı ivmelere bağlı r_u ve oturmalar (Olarde vd., 2017).	40
Şekil 1.31 : Zamana bağlı olarak (a) temel altında, (b) serbest alanda sıvılaşıma kaynaklı oturma davranışı (Jafarian vd., 2017).....	41
Şekil 2.1 : Zemin elemanı üzerinde stres ve düğüm noktaları (PLAXIS2D Reference Manual, 2018).	43
Şekil 2.2 : Elastisite modüllerinin tanımları (PLAXIS2D Material Manual, 2018).	45
Şekil 2.3 : Sekant ve tanjant kayma modülleri eğrileri (PLAXIS2D Material Models Manual, 2018).	47
Şekil 2.4 : Mohr-Coulomb akma yüzeylerinin üç boyutlu ifadesi (PLAXIS2D Material Models Manual, 2018).	48
Şekil 2.5 : Sıkı kumlar için UBC3D-PLM modeli ile elde edilen çevrimsel kayma gerilmesi yolu (PLAXIS2D Material Manual, 2018).....	50
Şekil 2.6 : Free-field elemanları (PLAXIS -2D Manual, 2018).....	52
Şekil 2.7 : Tied degrees of freedom elemanları (PLAXIS2D Manual, 2018).....	52
Şekil 3.1 : Serbest saha model geometrisi.....	56
Şekil 3.2 : Temel varlığındaki model geometrisi.	56
Şekil 3.3 : CSR=0.093, gerilme-deformasyon eğrisi.	58
Şekil 3.4 : CSR=0.093 Boşluk suyu basıncı-zaman eğrisi.....	59
Şekil 3.5 : CSR=0.093 Kayma gerilmesi-efektif gerilme eğrisi.	59
Şekil 3.6 : CSR=0.093 Boşluk suyu basıncı değişimi-kayma deformasyonu eğrisi	60
Şekil 3.7 : CSR=0.181, gerilme-deformasyon eğrisi.	60
Şekil 3.8 : CSR=0.181 Boşluk suyu basıncı-zaman eğrisi.....	61
Şekil 3.9 : CSR=0.181 Kayma gerilmesi-efektif gerilme eğrisi.	61
Şekil 3.10 : CSR=0.181 Boşluk suyu basıncı değişimi-kayma deformasyonu eğrisi	62
Şekil 3.11 : CSR=0.134, gerilme-deformasyon eğrisi.	62
Şekil 3.12 : CSR=0.134 Boşluk suyu basıncı-zaman eğrisi.....	63
Şekil 3.13 : CSR=0.134 Kayma gerilmesi-efektif gerilme eğrisi.	63
Şekil 3.14 : CSR=0.134 Boşluk suyu basıncı değişimi-kayma deformasyonu eğrisi.	64
Şekil 3.15 : Sıvılaştırılabilir kum tabakasının farklı yöntemlere göre kayma dalgası hızları.....	65
Şekil 3.16 : Kayma gerilmesi oranı kayma deformasyonu eğrisi.	68

Şekil 3.17 : Sönümlenme eğrileri mukayesesi.....	68
Şekil 3.18 : Rayleigh sönümlenme hedef noktaları.....	69
Şekil 3.19 : Sonlu elemanlar yönteminde eleman kalitesi gösterimi.....	70
Şekil 3.20 : Kocaeli depremi ivme girdisi.....	71
Şekil 4.1 : Kocaeli Depremi ivme kaydı.....	75
Şekil 4.2 : Kocaeli depremi spektral ivme diyagramı.....	75
Şekil 4.3 : Eşdeğer lineer analize göre anakaya üzerindeki ivme kayıtları.....	75
Şekil 4.4 : Eşdeğer lineer analize göre anakaya üzerindeki ivme kayıtları.....	76
Şekil 4.5 : Lineer olmayan analize göre anakaya üzerinde ivme kayıtları.....	76
Şekil 4.6 : Lineer olmayan analize göre yüzeydeki ivme kayıtları.....	76
Şekil 4.7 : HS-Small modelinde anakaya üzerindeki ivme kayıtları.....	77
Şekil 4.8 : HS-Small modelinde yüzeydeki ivme kayıtları.....	77
Şekil 4.9 : UBC-Sand modelinde anakaya ivme kayıtları.....	78
Şekil 4.10 : UBC-Sand modelinde yüzey ivme kayıtları.....	78
Şekil 4.11 : Anakaya üzerindeki spektral ivme diyagramı.....	78
Şekil 4.12 : Yüzeydeki spektral ivme diyagramı.....	79
Şekil 4.13 : HS-Small zemin modeline göre (a) merkezde, (b) köşede spektral ivme diyagramları.....	80
Şekil 4.14 : UBC-Sand zemin modeline göre (a) merkezde, (b) köşede spektral ivme diyagramları.....	80
Şekil 4.15 : Serbest sahada elde edilmiş çevrimsel gerilme oranları derinlik ilişkisi.....	82
Şekil 4.16 : 50 kPa temel altında (a) merkezde, (b) köşede CSR değerleri.....	85
Şekil 4.17 : 100 kPa temel altında (a) merkezde, (b) köşede CSR değerleri.....	86
Şekil 4.18 : Temel yükünün çizgisel yüke çevrilmesinin temsili görüntüsü.....	87
Şekil 4.19 : Farklı temel taban basınçları altındaki kayma gerilmesi değerlerinin mukayesesi.....	88
Şekil 4.20 : Farklı temel taban basınçları altındaki efektif gerilme değerlerinin mukayesesi.....	88
Şekil 4.21 : Farklı temel taban basınçları altında hesaplanan kayma gerilmesi oranı değerleri.....	89
Şekil 4.22 : Farklı temel taban basınçları altında kayma gerilmesi düzeltmesi değerleri.....	89
Şekil 4.23 : 50 kPa temel altında (a) merkezde, (b) köşede elde edilen güvenlik faktörleri.....	93
Şekil 4.24 : 100 kPa temel altında (a) merkezde, (b) köşede elde edilen güvenlik faktörleri.....	93
Şekil 4.25 : HS-Small modeline göre farklı gerilmeler altında (a) merkezde, (b) köşede çevrimsel kayma gerilme oranı.....	94
Şekil 4.26 : UBC-Sand modeline göre farklı gerilmeler altında (a) merkezde, (b) köşede çevrimsel kayma gerilme oranı.....	95
Şekil 4.27 : EL tek boyutlu analizi ivmesi ile Seed & Idriss (1971) yaklaşımına göre farklı gerilmeler altında (a) merkezde, (b) köşede çevrimsel kayma gerilme oranı.....	96
Şekil 4.28 : NL tek boyutlu analizi ivmesi ve Seed & Idriss (1971) yaklaşımına göre farklı gerilmeler altında (a) merkezde, (b) köşede çevrimsel kayma gerilme oranı.....	97
Şekil 4.29 : Farklı gerilmeler altındaki (a) merkezde, (b) köşede CRR değerleri.....	98
Şekil 4.30 : HS-Small modeline göre (a) merkezde, (b) köşede sıvılaşma güvenlik faktörü değerleri.....	98

Şekil 4.31 : UBC-Sand modeline göre (a) merkezde, (b) köşede sıvılaşma güvenlik faktörü değerleri.	99
Şekil 4.32 : Seed&Idriss-EL analizine göre (a) merkezde, (b) köşede sıvılaşma güvenlik faktörü değerleri.	99
Şekil 4.33 : Seed&Idriss-NL analizine göre (a) merkezde, (b) köşede sıvılaşma güvenlik faktörü değerleri.	100
Şekil 4.34 : Serbest saha şartlarında kayma deformasyonları.....	101
Şekil 4.35 : Serbest saha şartlarında r_u değerleri.....	101
Şekil 4.36 : Serbest saha analizlerinde seçilen düğüm noktalarının ve gerilme noktalarının konumları.	101
Şekil 4.37 : 50 kPa temel altında deviatorik kayma deformasyonları.....	102
Şekil 4.38 : 50 kPa temel altında kayma deformasyonları.....	102
Şekil 4.39 : 50 kPa temel taban basıncı altında r_u değerleri.....	103
Şekil 4.40 : 50 kPa temel altında seçilen düğüm noktalarının ve gerilme noktalarının konumları.	103
Şekil 4.41 : 100 kPa temel altında deviatorik kayma deformasyonları.	104
Şekil 4.42 : 100 kPa temel altında kayma deformasyonları.....	104
Şekil 4.43 : 100 kPa temel taban basıncı altında r_u değerleri.....	105
Şekil 4.44 : 100 kPa temel altında seçilen düğüm noktalarının ve gerilme noktalarının konumları.	105
Şekil 4.45 : 1 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.....	107
Şekil 4.46 : 1 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşe r_u değişimi.....	107
Şekil 4.47 : 3 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.	108
Şekil 4.48 : 3 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.....	108
Şekil 4.49 : 5 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.	109
Şekil 4.50 : 5 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.....	109
Şekil 4.51 : 7 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.	110
Şekil 4.52 : 7 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.....	110
Şekil 4.53 : 9 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.	111
Şekil 4.54 : 9 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.....	111
Şekil 4.55 : 11 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.	112
Şekil 4.56 : 11 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.....	112
Şekil 4.57 : 13 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.	113
Şekil 4.58 : 13 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.....	113
Şekil 4.59 : 15 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.	114
Şekil 4.60 : 15 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.....	114
Şekil 4.61 : 17 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.	115
Şekil 4.62 : 17 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.....	115
Şekil 4.63 : 19 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.	116
Şekil 4.64 : 19 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.....	116

Şekil 4.65 : Temel altında merkez hattında (a) HS-Small zemin modeline göre FS, (b) ru, (c) Seed&Idriss-EL analizine göre FS değerleri	117
Şekil 4.66 : Temel altında, köşe hattında (a) HS-Small zemin modeline göre FS, (b) ru, (c) Seed&Idriss-EL analizine göre FS değerleri	117
Şekil A.1 : 1 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri.	129
Şekil A.2 : 3 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri.	129
Şekil A.3 : 5 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri.	130
Şekil A.4 : 7 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri.	130
Şekil A.5 : 9 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri	131
Şekil A.6 : 11 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri	131
Şekil A.7 : 13 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri	132
Şekil A.8 : 15 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri	132
Şekil A.9 : 17 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri	133
Şekil A.10 : 19 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri	133





MEVCUT BİNA ALTINDAKİ KUMLARIN SIVILAŞABİLİRLİĞİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Deprem esnasında oluşan hasarların, tehlikeli boyutlara ulaşmasında, arazi zemin tabakalarında sıvılaşma durumunun ortaya çıkması büyük rol oynamaktadır. Sıvılaşma, artan boşluk suyu basıncı ve efektif gerilmedeki azalmanın neticesi olarak kumlu birimlerin sıvı gibi davranması olarak tanımlanabilir. Sıvılaşma esnasında zemin dayanımını çok önemli derecede kaybetmektedir ve yapının güvenle taşınması ve dengesinin korunması zorlaşmaktadır.

Günümüzde, zeminin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde yaygın olarak “Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizi” olarak isimlendirilen prosedür kullanılmaktadır. Bu analiz, deprem kaynaklı oluşan yer hareketlerini temsilen zeminde oluşan çevrimsel kayma gerilmesi oranıyla (CSR) zeminin sıvılaşmaya karşı direncini tanımlamak için kullanılan çevrimsel kayma direnci oranının (CRR) mukayese edilmesiyle yapılmaktadır. Sıvılaşma tetiklenme potansiyelinin belirlenmesinde kullanılan bu yöntem, sadece üzerinde yapı bulunmayan, eğimsiz, serbest saha koşulları için saha uygulamalarında kullanılmaktadır. Mevcut bina altındaki zemine uygulamasında ise bina yükü kaynaklı zemine aktarılan ilave efektif gerilmeler ve kayma gerilmelerini dikkate alan K_α ve K_σ düzeltme faktörlerinin CRR ile çarpılması önerilir. Ancak, K_α faktörünün saha uygulamalarında tayin edilmesinin zor olması sebebiyle, bu düzeltme faktörünün ihmal edildiği analizler gerçekleştirilmektedir.

Bu tez çalışması kapsamında, bina varlığının sıvılaşabilir bir kum tabakası üzerindeki etkisi araştırılmış ve bina varlığının etkisini de dikkate alacak şekilde basitleştirilmiş prosedür modifiye edilmiştir. Statik durumda var olan binanın varlığından kaynaklı olarak oluşan düşey gerilme artışı ve kayma gerilmesi değerleri Boussinesq yöntemi ile temel basıncı çizgisel yüklere çevrilerek hesaplanmıştır. Bu hesaplamalar neticesinde K_α (kayma gerilmesi düzeltme faktörü) ve K_σ (efektif gerilme düzeltme faktörü) tekrar hesaplanmış ve daha sonrasında CRR değeri tekrar belirlenmiştir. Bunun yanı sıra CSR değerlerinin hesaplanması esnasında efektif gerilme ve toplam gerilme değerleri bina varlığında tekrar hesaplanmıştır. Bu değişiklikler sonrasında elde edilen neticeler 1-B ve 2-B analizler ile mukayese edilmiş ve bu davranışın modifiye edilmiş basitleştirilmiş prosedür ile ifade gücü tartışılmıştır.

Yapılan tek boyutlu (1-B) analizlerde zemin profilinin yer tepki analizleri gerçekleştirilmiştir. Serbest saha koşulları için çevrimsel kayma gerilmesi oranı değerleri hem eşdeğer lineer hem de lineer olmayan analizler neticesinde elde edilmiştir. Bununla birlikte temel altında CSR değerlerinin belirlenmesi için kullanılan maksimum yer ivmesi değerleri de bu analizler neticesinde elde edilmiştir.

Sonlu elemanlar yöntemine dayalı olarak gerçekleştirilen 2-B analizlerde, HS-Small ve UBC-Sand zemin modelleri kullanılmıştır. İki boyutlu analizler serbest saha koşulları altında ve bina varlığındaki zeminin davranışlarının anlaşılması adına her iki durum için de modellenmiştir. Bu analizler neticesinde serbest sahada yer tepki analizleri sonuçları elde edilmiştir. Bununla birlikte farklı iki temel taban basıncı altında temel varlığının ve farklı temel ağırlıklarının etkisi anlaşılmaya çalışılmıştır. Temel varlığının, boşluk suyu basıncı oluşumuna olan etkisi ve çevrimsel kayma gerilmesi oranlarına olan etkisi incelenmiştir.

Serbest saha koşullarında yapılan tek boyutlu ve iki boyutlu yer tepki analizlerinin neticesi mukayese edilmiştir. Yapılan mukayese sonrası ana kaya üzerinde oldukça yakın maksimum ivme ve spektral ivme değerleri elde edilmiştir. Bu da modellerin birbirleri ile aynı şartlarda olduğunun göstergesidir. Bununla birlikte yüzeyde elde edilen spektral ivme değerleri de oldukça yakın değerler almıştır. Fakat iki boyutlu sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizler ile tek boyutlu lineer olmayan analizlerin, yüzeyde verdikleri maksimum yer ivmelerinin daha yakın olduğu elde edilmiştir. Bununla birlikte çevrimsel kayma gerilmesinin da derinlikle birlikte yakınlık gösterdiği elde edilmiştir.

Temel altında yapılan sonlu elemanlar yöntemine dayalı deprem analizlerinde ise zeminin davranışının serbest sahaya nazaran oldukça değiştiği ve temelin köşe noktasında elde edilen maksimum ivmenin serbest saha koşullarında elde edilenden daha yüksek olduğu saptanmıştır. Temel geometrisinin ortasında ise ivme değerleri 100 kPa temel altında serbest sahaya nazaran daha düşük değerler almıştır. Bu durumun bir sonucu olarak temelin merkez hattında elde edilen çevrimsel kayma gerilmesi oranı değerleri serbest saha koşullarına nazaran daha düşük olurken, köşe hattında çok daha yüksek değerler almıştır ve temelin köşe noktasının daha tehlikeli gerilmelere maruz kaldığını göstermiştir.

UBC-Sand zemin modeline dayalı olarak gerçekleştirilen 2 boyutlu analizlerde temel varlığının aşırı boşluk suyu basıncına ve zeminin sıvılaşma potansiyeline etkisi araştırılmıştır. Yapılan analizlerin neticesi olarak temel varlığının temel altındaki zeminin, serbest saha koşullarına nazaran sıvılaşma karakterini değiştirdiği anlaşılmıştır. Temel varlığının, temel köşe hattındaki sıvılaşma duyarlılığını artırdığı fakat merkez hattında sıvılaşma potansiyelini azalttığı anlaşılmıştır. Temel taban basıncı artışının, bu etkileri artırdığı yapılan analizler sonucunda ortaya konmuştur.

Temelin merkez hattında sıvılaşma gerçekleşmemiş ve bu durum temelin merkez hattının serbest sahaya nazaran sıvılaşmaya olan duyarlılığının daha düşük olduğunu göstermiştir.

Deprem hareketi esnasında temelin köşe hattında sıvılaşan tabaka derinliğinin serbest sahadakinden farklı olması, bina varlığının sıvılaşma riskini daha da artırabileceğini göstermiştir. Temelin köşe hattında sıvılaşmanın kritik bir şekilde artış göstermesinin ana sebebinin, köşe hattında var olan statik kayma gerilmeleri olduğu belirlenmiştir.

Tez kapsamında yapılan çalışmalarda, basitleştirilmiş yöntem kullanılarak temelin merkez hattında ve köşe hattında sıvılaşma güvenlik sayıları hesaplanmıştır. Bu yapılan hesaplamalarda çevrimsel kayma gerilmesi oranları hem günümüzde kullanılan basit yaklaşımla hem de analizlerden gelen verilerle yapılmıştır. Çevrimsel kayma direnci oranının hesabında ise standart penetrasyon darbe sayıları esaslı yaklaşım kullanılmıştır.

Yapılan analizler neticesinde temel varlığından kaynaklı gerilme artışının ve kayma gerilmelerinin dikkate alınmasıyla modifiye edilmiş basitleştirilmiş yöntemin, çevrimsel kayma gerilmesi oranı değerlerinin sonlu elemanlar yöntemine dayalı metotlarla elde edilmesi durumunda, zeminin deprem esnasındaki sıvılaşma potansiyelinin belirlenebildiği anlaşılmıştır. Bununla birlikte olarak temel varlığının zeminin sıvılaşma karakterini değiştirdiği ve köşe hatlarında sıvılaşabilir derinliğin serbest saha koşullarına göre çok daha fazla olduğu belirlenmiştir.



EVALUATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF SANDS UNDER EXISTING BUILDINGS

SUMMARY

The paramount rule of damages imposed during earthquake due to liquefaction in soil layers have been pointed out by numerous researchers. By and large, liquefaction occurs when effective stress of sand drops immediately and excess pore pressure rises. Under structures bearing capacity of the sand during liquefaction decreases radically. Furthermore, structures built on liquefiable soil as a result of liquefaction can have stability problems, rocking or can be collapsed.

Nowadays, the simplified procedure has commonly been utilized to estimate the liquefaction potential. In this analysis, cyclic stress ratio (CSR) due to soil's movement which is caused by an earthquake is compared by cyclic resistance ratio (CRR). Cyclic resistance ratio is defined as soil resistance against liquefaction. To determine the potential of liquefaction, the simplified procedure solely considers the free-field condition when there is not any structure or slopes. The effective stress of the soil increases as a structure is built on the soil. In another word, when structure added on the top of a soil layer the foundation load of the structure increases the effective stress of soil. Moreover, for observing the structure effect on the soil, it is recommended that K_α and K_σ correction factors should be multiplied with the CRR equation and static shear stress in the soil should be considered as well. Due to the fact that under K_α factor is difficult to determine under the foundation, its contribution is ignored and K_α is considered as one.

The scope of this thesis is analyzing the impact of the structure on the potential of liquefaction of sand under the structure and providing a modification for simplified procedure. The distributed load was converted to the strip load, then with the help of Boussinesq method, in the static condition, vertical effective stress increment and static shear stresses were calculated. As a result, the effect of structures on the K_α (shear stress correction factor) and K_σ (overburden correction factor) were estimated and then multiplied with CRR values. Besides, during the calculation of the values of CSR, the effect of structure on the effective stress and total stress were considered. Afterwards, the results obtained after these modifications were used to compare with the analysis results of 1-D and 2-D numerical analysis.

In 1-D analyses on the soil profile, the ground response analyses of the soil were conducted in free-field conditions. The equivalent linear and non-linear methods were employed to acquire cyclic stress ratio values. Additionally, peak accelerations (a_{max}) values which were used for calculating CSR values with the simplified method under foundation, were obtained from these analyses.

HS-Small and UBC-Sand soil models which use the finite element methods in 2-D analyses were utilized in dynamic analyses. In both soil models, free-field and under-foundation cases were modeled to compare the effect of foundation during liquefaction. As a result of free-field analyses ground response results were obtained. In addition, two different foundation loads were used to observe the effect of various stresses on the liquefiable soil. In the existence of foundation, the effects of foundation on excess pore pressure formation and cyclic stress ratios were examined.

The result of 1-D and 2-D ground response analyses for free-field were compared. a_{max} and spectral acceleration values on the top of rock were relatively close together when it is compared in 1-D and 2-D analyses. These results indicate that both models operate properly and give the desired results. Also, the a_{max} values on the surface were the close in both 1-D and 2-D analyses. UBC-Sand and HS-Small models gave closer results to non-linear 1-D analyses and maximum acceleration values were almost identical on these analyses on the surface. CSR values with depth were approximately the same in the analyses.

As a result of these comprehensive analyses, it is well understood that the behavior of the soil under foundation was altered during the earthquake and the maximum accelerations of soil are higher under the edge of foundation than free-field on the surface. The maximum acceleration under the center of 100 kPa foundation was lower than that of free-field. As a result of this situation, although the CSR values under the center of the foundation was lower than free-field, under the edge of foundation the CSR values are much higher than free-field. Under the edge of foundation soil exposed to much higher stresses.

In 2D analyzes based on the UBC-Sand model, the effect of foundation on the excess pore water pressure and potential liquefaction on the sand were investigated. As a result of the analyzes, it is evident enough that foundation changes liquefaction potential when it is compared to free-field conditions. It is obvious from analyses,

albeit liquefaction potential increases under the edge of the foundation, it decreases under the center of the foundation. Increase in the surcharge pressure under the edge of foundation increases the potential of liquefaction.

In liquefiable soil, the points that at the free-field were liquefied, in presence of foundation and under the center of foundation at the same points liquefaction did not occur.

During the earthquake liquefaction potential differs under center of foundation from free-field. The risk of liquefaction was raised under edge of foundation when it is compared to the free-field. It has been determined that the main cause of the critical increase in liquefaction at the corner line is the high shear stresses in the corner.

In these studies, analyses carried out within the scope of the thesis, factor of safety against liquefaction was calculated in the center line and corner of the foundation by using the simplified method. In these calculations, the cyclic shear stress ratio is given from both the simplified approach and the analyses. In the calculation of the cyclic shear resistance ratio, the approach based on the standard penetration test was used.

It has been understood that the simplified procedure is modified by considering the stress increase and the shear stresses originating from the basic analysis can be used to determine the liquefaction potential due to the earthquake if the cyclic shear stress ratio values are obtained by the finite element method. However, it has been determined that under the center of foundation the liquefaction characteristics have changed and that the liquefying potential with depth under the corner lines is much higher than in free-field.



1. GİRİŞ

Depremler geçmişten beri büyük hasarlara sebep olmuştur ve bu hasarların önemli bir kısmı zemindeki kum tabakalarının sıvılaşması sonucunda meydana gelmiştir. Alaska'da ve Japonya'da 1964 senesinde meydana gelen Good Friday ve Niigata depremleri esnasında nehir kenarlarındaki alanlarda sıvılaşma ve yanıl yer hareketleri neticesinde çok sayıda yapıda hasar oluşmuştur ve bu durum geoteknik deprem mühendislerinin dikkatini çekmiştir. Bu depremlerden sonraki senelerde dünya üzerinde birçok araştırmacı bu konu üzerine çalışmıştır ve günümüzde de bu çalışmalar hala devam etmektedir (Kramer, 1996).

Deprem esnasında oluşan hasarların etkisini araştırmak maksadıyla birçok araştırma yapılmıştır. Bina varlığından kaynaklı olarak oluşan efektif gerilmenin varlığı, zemin profili boyunca etkisi ve bu etkinin derinliği, performans tabanlı temel ve zemin iyileştirilmesi tasarımları açısından ciddi önem taşımaktadır. Bina varlığı kaynaklı efektif gerilme artışının, boşluk suyu basıncı oranının artışına etkide bulundu birçok deneyde ve nümerik modellemede araştırmacılar tarafından gösterilmiş fakat bununla birlikte deprem kaynaklı dinamik oturmada da ciddi oranda artış olduğu da belirtilmiştir. Bu sebeplerden kaynaklı olarak efektif gerilme etkisi zemin sıvılaşması ve dinamik taşıma kapasitesi açısından dikkat edilmesi gereken bir konudur.

Bina varlığının etkilerinden biride, serbest zemin koşullarında bulunmayan statik kayma gerilmeleridir. Özellikle binanın köşe noktalarında var olan statik kayma gerilmelerinin, deprem anındaki oluşan kayma gerilmeleri ile birlikte çok daha şiddetli etkilerde bulunduğu araştırmacılar tarafından ele alınmıştır. Fakat bu duruma sıvılaşabilir zemin tabakasının relatif sıkılığının da doğrudan etkide bulunduğu anlaşılmıştır. Bu kapsamda bina varlığından kaynaklı olarak var olan statik kayma gerilmeleri sarsıntı anında beklenenden daha büyük hasarların meydana gelmesi açısından araştırılması gereken önemli bir durumdur.

Bu bölümde sıvılaşma kavramı etraflıca ele alındıktan zeminlerin sıvılaşma mekanizması izah edilmiştir. Zeminlerin sıvılaşabilirliğine etki eden faktörlerinden de

yer aldığı bu bölümde zeminlerin sıvılaştırılabilirliğinin hesaplanmasına dair yaklaşımlar incelenmiş ve özetlenmiştir. Bunla birlikte son yıllarda araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmaların ve nümerik modellemelerin de izah edildiği bu bölümde zeminin sıvılaştırma mekanizması ve farklı şartların bu mekanizmaya olan etkisi aydınlatılmaya çalışılmıştır.

1.1 Sıvılaştırma Tanımı Üzerine Literatür Araştırması

1.1.1 Sıvılaştırmanın tanımı ve çeşitleri

Sıvılaştırma terimi, ilk kez Mogami ve Kubo (1953) tarafından kullanılmıştır ve bu tanıma göre sıvılaştırma, kohezyonsuz zeminlerde drenajsız şartlardaki tekdüze, dengesiz ve tekrarlamalı örselenmeden kaynaklanan deformasyonlar ile ilgili olayları nitelendirmektedir. Sıvılaştırma olaylarının karakteristik ortak özelliği, drenajsız dinamik yükleme altında oluşan aşırı boşluk suyu basıncıdır. Suyu doymuş zeminlerin drenajsız şartlar altında çevrimsel yüke maruz kalması halinde zeminin sıkışma eğilimi, aşırı boşluk suyu basıncının artmasına ve bunla birlikte efektif gerilmenin azalmasına sebep olmaktadır. Başka bir deyişle, yer sarsıntısı ve suyun yukarı doğru akışı nedeniyle yüksek boşluk suyu basınçlarının gelişimi, kumu “sıvılaştırma” diye adlandırılan bir duruma dönüştürür ve bu esnada efektif gerilme sıfıra ulaşır (Kramer, 1996). Zemin partikülleri birbiri ile teması kaybetmiş şekilde su içinde yüzer gibi bir durumdadır (Ishihara, 1985). Yer sarsıntısı kaynaklı olarak efektif gerilmedeki azalış aşağıda gösterildiği gibi gerçekleşmektedir.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1.1)$$

burada σ' = efektif gerilme
 σ = toplam gerilme
 u = boşluk suyu basıncı

Neden olduğu hasar tipleri ve oluşum süreçleri dikkate alındığında sıvılaştırma iki tür olarak ele alınabilir. Bunlar akma türü sıvılaştırma ve devirsel sıvılaştırmadır.

1.1.1.1 Akma sıvılaştırması

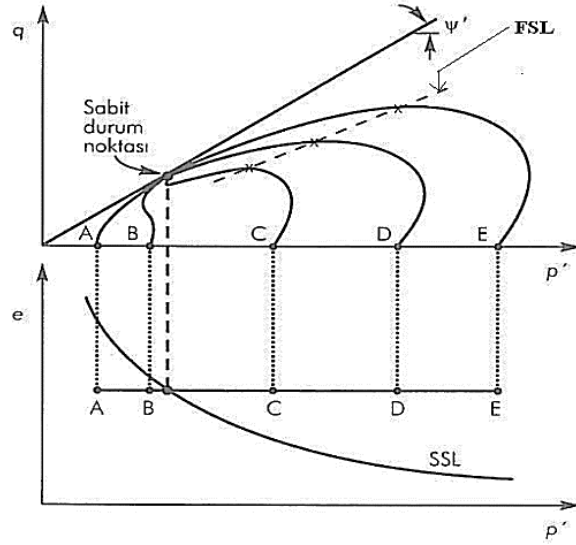
Büyük hasarların gözlemlendiği akma türü sıvılaştırma, zeminin statik dengesi için gerekli kayma gerilmelerinin, sıvılaştırılmış zeminin dayanımından (rezidüel dayanım) büyük olduğu durumlarda meydana gelir. Çok hızlı bir şekilde meydana gelen bu sıvılaştırmada

sıvılaşılan zemin çok büyük yer değiştirmeler göstermektedir (Özaydın, 2007). Akma sıvılaşımlarının ortak karakteri, ansızın ortaya çıkmaları, hızlı bir şekilde meydana gelmeleri ve çoğu zaman büyük yer değiştirme göstermeleridir. Bu tür sıvılaşıma düşük rezidüel dayanımı olan zeminlerde görülmektedir ve sadece statik değil dinamik yüklemeler sonucu da meydana gelebilmektedir (Kramer, 1996).

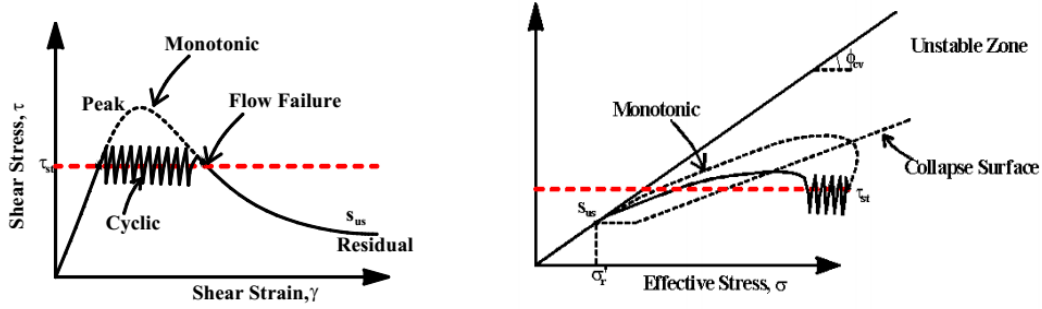
Suya doygun, gevşek ve kohezyonsuz zeminin gerilme izlerinin, akma sıvılaşıması yüzeyine ulaştığında zeminin stabilitesi tamamen bozulmakta ve hemen ardından zemin süratle sıvılaşımaktadır.

Farklı hücre basınçları altında konsolide edilmiş fakat aynı boşluk oranına sahip olan 5 adet gevşek suya doygun kum numunesinin monotonik yüklemeli ve deformasyon kontrollü üç eksenli basınç deneyindeki gerilme izleri Şekil 1.1’de görülmektedir. Numunelerin her birinin boşluk oranının aynı olması sebebiyle aynı gerilme noktasında kararlı durum çizgisine ulaşmıştır. A ve B noktalarının SSL’nin (Steady State Line) altında bulunmaları nedeniyle bu iki numunede hacim artışı gözlenirken diğer numunelerde hacim azalışı meydana gelmiştir. C, D ve E numunelerinin efektif gerilme izlerinin maksimum kayma gerilmelerine ulaştıkları noktalarda akma sıvılaşıması başlayacaktır. Bu akma göçmelerinin başladığı noktaların birleştirilmesi ile elde edilen hatta akma sıvılaşıması hattı (flow liquefaction line) ismi verilmektedir. Herhangi bir çevrimsel veya monotonik yüklemeye, herhangi bir efektif gerilme izi FLS’i keserse akma sıvılaşıması başlar ve zeminin kayma mukavemeti hızla rezidüel değerine iner (Kramer, 1996).

Akma sıvılaşıması iki farklı aşamada meydana gelmektedir. Bunlardan ilki gerilme izinin monotonik ya da çevrimsel yükleme altında FLS’e ulaşması aşamasıdır. Diğeri ise büyük deformasyonlar göstererek gerilme izlerinin sabit durum noktasına ulaştığı durumdur. Bu davranış şekilleri anizotropik olarak konsolide edilmiş suya doygun iki gevşek kum numunesinin akma sıvılaşıması Şekil 1.2’de gösterilmektedir. Numunelerin birisi monotonik yüklemeye maruz kalırken diğeri çevrimsel yükleme altındadır.



Şekil 1.1 : Akma sıvılaşması yüzeyi (Kramer, 1996).



Şekil 1.2 : Akma sıvılaşmasının başlaması (Unutmaz, 2008).

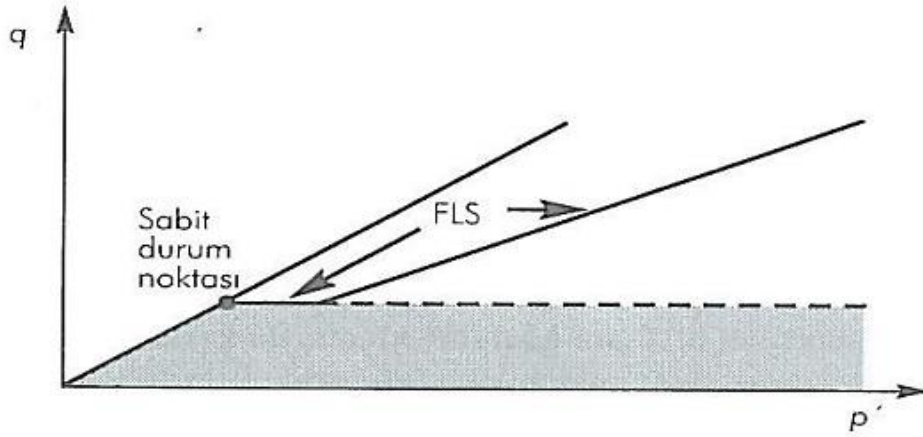
1.1.1.2 Devirsel sıvılaşma

Deprem esnasında tehlike arz edecek düzeyde kalıcı ve büyük şekil değiştirmelere sebep olan bu sıvılaşma türü, statik kayma gerilmelerinin sıvılaşmış zeminin kayma gerilmelerini aşmadığı durumlarda ortaya çıkmaktadır. Çevrimli sıvılaşmada şekil değiştirmeler deprem esnasında kademeli olarak oluşur (Özaydın, 2007). Akma sıvılaşmasından farklı olarak bu tür sıvılaşmada meydana gelen deformasyonlar hem statik hem de dinamik gerilmelerden kaynaklanır (Kramer, 1996).

Devirsel sıvılaşma, eğimli arazilerde yanal akmaya sebep olabilirken düz yüzeylerde de sıvılaşmaya sebep olabilmektedir (Özaydın, 2007). Devirsel sıvılaşmanın yatay gerilmelerin olmadığı serbest saha koşullarında da kalıcı deformasyonlara sebep olabilmesi, deprem esnasında zemin dalgalanmasından yani düzensiz karaktere sahip büyük boyutlu zemin hareketlerinden kaynaklanmaktadır. Düz yüzey ve serbest saha koşullarında meydana gelen bu tür yenilmelerin sebebi, deprem sebebiyle oluşan aşırı

boşluk suyu basıncının sönümlenmesi esnasında yeraltı suyunun yüzeye doğru olan hareketidir. Deprem sona erdikten sonra da hidrolik denge sağlanana kadar yeraltı suyunun hareketi ve dolayısıyla sıvılaşma bir süre daha devam edebilmektedir (Kramer, 1996). Bu tür sıvılaşmanın var olması durumunda ise tehlikeli boyutta oturmalar meydana gelmektedir ve bu zemin üzerindeki yapılarda tehlikeli hasarlar oluşabilmektedir.

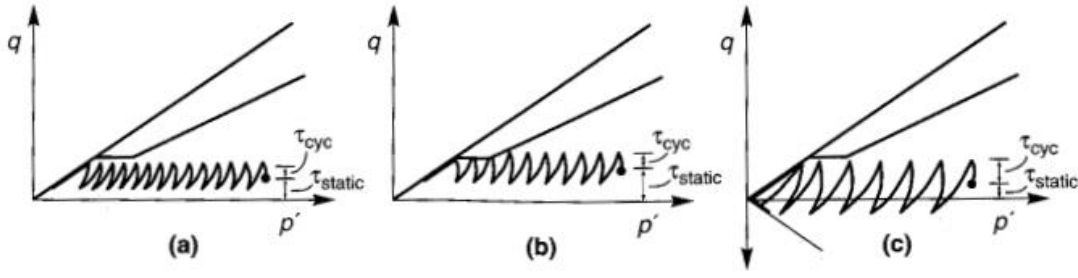
Devirsel sıvılaşma statik kayma gerilmesinin, sabit durum kayma dayanımında küçük olduğu zamanlarda meydana gelmektedir. Devirsel sıvılaşma hem gevşek hem gevşek hem de sıkı zeminlerde meydana gelebilmektedir. Devirsel sıvılaşma davranışa duyarlılık zonu şeklinde gösterilmektedir.



Şekil 1.3 : Devirsel hareketlilik için hassas zeminlerin başlangıç gerilme durumu (Kramer,1996).

Çevrimsel yüklemeler altında, kayma gerilmelerinin oluşması boşluk suyu basıncının artmasına sebep olur ve bu durumda efektif stres zamanla sıfır değerine ulaşır. Bu zeminin sıvılaştığı anlamını taşımaktadır. Sıvılaşmanın gerçekleşmesiyle birlikte kalıcı deformasyonlar meydana gelmektedir.

Devirsel sıvılaşma, başlangıç şartları ve yükleme şartları açısından 3 farklı şekilde meydana gelebilmektedir. Bu davranışlar statik kayma gerilmesi sarsıntı esnasında meydana gelen devirsel kayma gerilmesi ile ilişkilidir. Bu davranış biçimleri Şekil 1.4'de gösterilmektedir.



Şekil 1.4 : Devirsel hareketliliğin 3 farklı durumu (Kramer, 1996).

1.1.2 Sıvılaştırılabilir zeminler

Zeminlerin tümü sıvılaşmaya duyarlı değildir ve bu sebeple bir arazinin sıvılaşma tehlikesinin araştırılabilmesi için öncelikle sıvılaşma için gerekli koşulların mevcut olup olmadığı kontrol edilmelidir (Özaydın, 2007).

İnce daneye sahip olmayan malzemelerin yüksek sıvılaşma potansiyeline sahip oldukları uzun zamandır bilinmektedir fakat çok düşük kohezyona sahip olan siltli ya da siltli killi kumlarında sıvılaşabileceğine dair araştırmalar yapılmıştır (Özaydın, 2007). İri daneli ve çakıllı zeminlerin çevrimsel yükler altındaki davranışı kumların davranışlarından çok farklı değildir ve potansiyel olarak sıvılaşabileceği düşünülebilir. Fakat permeabilitelerinin daha yüksek olması çevrimsel yükler altında oluşan aşırı boşluk suyu basıncının çok hızlı bir şekilde dağılabilmesine sebep olmaktadır. Çakıllı malzemelerin depozitleşme karakterlerinden kaynaklı olarak doğada gevşek formda rastlanması da çok sık gerçekleşmemektedir. Çakıl danelerinin arasını ince daneli ve plastik olmayan malzemelerin doldurması durumunda ve drenaj mesafesinin uzun olduğu durumlarda çevrimsel dinamik yükler altında yüksek permeabilite söz konusu olmayabilir ve zemin tabakasında sıvılaşma meydana gelebilir (Çetin ve Unutmaz, 2004).

İnce danelerin, zemin içerisindeki iri daneleri birbirinden ayrılabilir ya da genel zemin davranışını belirleyecek kadar yoğun olduğu durumlarda ise sıvılaşmanın mümkün olabilmesi için zeminde bulunan siltli ya da kille malzemelerin plastisitesinin oldukça düşük ($PI \leq 10 - 12\%$) olması gerekmektedir. Bununla birlikte, silt biriminin düşük plastisiteli siltli kumların boşluk suyu basıncının hızlı dağılması engel olabilecek olması, bu zemin türünün de sıvılaşma açısından oldukça tehlikeli olduğunu göstermektedir.

İnce dane içeren zemin birimlerinin sıvılaştırılabilirliğinin tayininin yapılmasında kullanılan Çin kriterleri ve Andrews ve Martin (2000)'e göre belirlenen kriterler Çizelge 1.1 ve Çizelge 1.2'de gösterilmektedir.

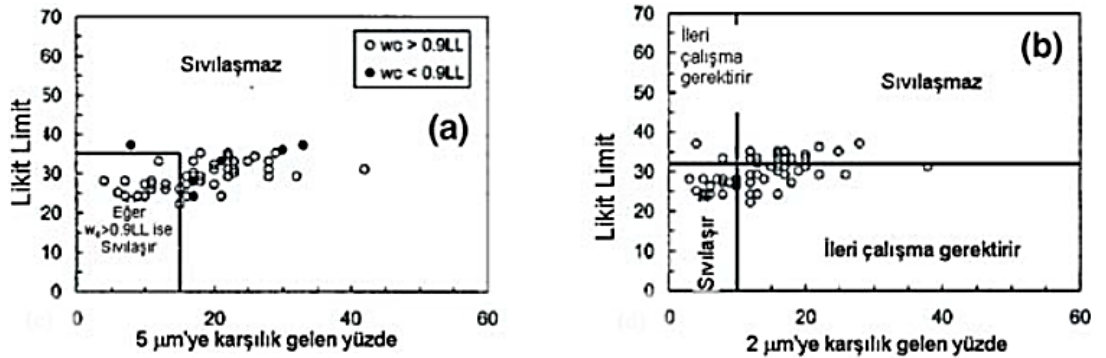
Çizelge 1.1 : Çin kriterleri (Seed ve Idriss, 1982).

Sıvılaştırılabilir Zeminler	
İnce Dane Oranı (<0.005 mm)	$\leq 15 \%$
Likit Limit (LL)	$\leq 35 \%$
Su Muhtevası (W)	$\geq (0.9 \times LL) \%$

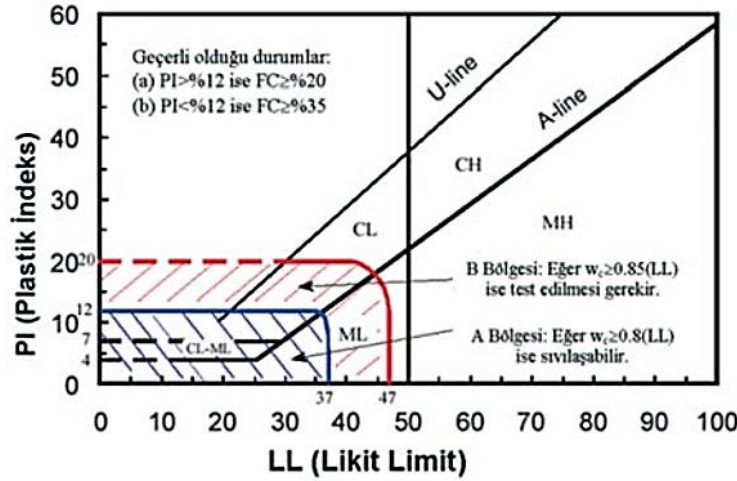
Çizelge 1.2 : Siltli ve killi kumların sıvılaştırılabilirliği (Andrews ve Martin, 2000).

	Likit Limit <32%	Likit Limit $\geq 32\%$
Kil İçeriği (< 0.002 mm) <10%	Sıvılaştırılabilir	İleri çalışma gerekir. (Plastik kil harici boyutlu dane olduğu düşünülerek)
Kil İçeriği (< 0.002 mm) $\geq 10\%$	İleri çalışma gerekir. (Plastik olmayan kil boyutlu dane olduğu düşünülerek)	Sıvılaştırmaz

1999 Kocaeli Depremi sonrasında yapılan çalışmalar, Çin kriterlerine göre sıvılaştırmayacağı düşünülen zeminlerin de sıvılaştığı görülmüştür ve aynı durum Andrews ve Martin (2000)'e göre belirlenen kriterler için de geçerli olmuştur. Bu durum şekil 1.5a ve şekil 1.5b'de gösterilmektedir. Daha sonrasında ise elde edilen yeni verilerle birlikte Seed vd. (2003) ince dane içeren malzemelerin sıvılaştırma potansiyellerini belirlenmesine yönelik çalışmasını Şekil 1.6 ile gösterilmiştir.



Şekil 1.5 : 1999 Kocaeli Depremi sonucunda Adapazarı'nda elde edilmiş test sonuçları, Bray vd. (2004) (a) Çin kriterleri, Seed ve Idriss (1982), Wang (1979), (b) Andrews ve Martin (2000).



Şekil 1.6 : 1999 Kocaeli Depremi sonucunda Adapazarı'nda elde edilmiş test sonuçları, Bray vd. (2004). Seed vd. (2003).

Bu veriler göz önünde bulundurulduğunda sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için malzememin suya doygun ya da doygunluk oranı çok yüksek olması ve dinamik yüklemenin hızlı bir şekilde drenajsız şartlarda meydana gelmesi gerektiği anlaşılmaktadır (Çetin vd., 2004).

1.1.3 Sıvılaşmaya etki eden faktörler

Arazide sıvılaşmaya etki eden birçok faktör bulunmaktadır ve bu faktörler laboratuvar deneyleri, arazi deneyleri ve arazi gözlemlerine dayalı olarak belirlenebilirler. Bu faktörler içerisinde bazılarının akma sıvılaşmasına ve devirsel sıvılaşmaya etkileri farklıdır. Bu başlık altında bu ölçütler konu alınacaktır.

1.1.3.1 Gerilme tarihçesi

Zeminin tarihsel ortamı sıvılaşma potansiyelini etkileyebilmektedir ve buna örnek vermek gerekirse, daha önce sismik sarsıntıya maruz kalmış eski zemin çökelleri, yeni oluşturulmuş aynı sıklığa sahip aynı zemin numunesine kıyasla daha yüksek sıvılaşma direncine sahiptir (Seed vd., 1975). Bunun dışında da zeminin tarihsel olarak içerisinde bulunduğu durumlar sıvılaşmaya olan yatkınlığını etkilemektedir. Örneğin sükunetteki zemin yanal basınç katsayısındaki (K_0) artış ve aşırı konsolidasyon oranındaki (OCR) artış zeminin sıvılaşma direncinin artmasını sağlar (Ishihara vd., 1978).

1.1.3.2 Deprem şiddeti ve süresi

Deprem esnasında oluşan kayma deformasyonları zeminin büzülmesine ve boşluk suyu basıncının artmasına sebep olur. Oluşan bu kayma deformasyonları depremin

süresi ve şiddeti gibi özelliklere bağlıdır. Deprem süresinin ve şiddetinin yüksek olması sıvılaşma potansiyelini artırmaktadır ve böyle depremler yüksek büyüklüklü depremler olarak adlandırılır (Mollamahmutoğlu ve Babuççu, 2006).

Çizelge 1.3 : Yerel büyüklük ile maksimum yatay yer ivmesi, deprem süresi ve fay yırtılmasının yakınında meydana gelen hasarın Modifiye Mercalli Şiddet derecesi arasındaki ilişkiler (Mollamahmutoğlu ve Babuççu, 2006).

Yerel büyüklük (M_L)	Maksimum yer ivmesi (a_{max})	Deprem süresi	Modifiye Mercalli Şiddet derecesi
≤ 2	-	-	I-II
3	-	-	III
4	-	-	IV-V
5	0.09g	2 s	VI-VII
6	0.22g	12 s	VII-VIII
7	0.37g	24 s	IX-X
≥ 8	$\geq 0.50g$	≥ 34 s	XI-XII

Veri eksiklerine rağmen sıvılaşmanın gerçekleşmesi için eşik bir sarsıntı değerinin olduğu düşünülmektedir. Bu değerler, yerel büyüklük için (M_L) yaklaşık olarak 5 ve maksimum yer ivmesi (a_{max}) için de yaklaşık olarak 0.10 g'dir (Ishihara, 1985).

1.1.3.3 Yeraltı su seviyesi

Sıvılaşma sadece suya doygun zeminlerde oluşmaktadır dolayısıyla yeraltı su seviyesi zeminin sıvılaşma potansiyelini etkilemektedir. Fakat yeraltı suyu seviyesi mevsimsellikten etkilenerek değişkenlik gösterebilir ve böylelikle yılın belli dönemlerinde sıvılaşma potansiyeline sahip olan tabaka kalındığı da değişebilir. Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde ise geçmişte kaydedilmiş en yüksek yeraltı suyu seviyesinin kullanılır.

1.1.3.4 Relatif sıkılık

Zeminlerin çevrimsel yükler altındaki sıvılaşma potansiyelinin incelenmeye başlandığı ilk araştırmalardan bugüne kadar relatif sıkılığın etkisi önemle belirtilmiştir (Özaydın, 1982). Bununla birlikte relatif sıkılık, depremin zeminde yaratacağı deformasyonun düzeyini etkilemektedir. Relatif sıkılık oranı aşağıdaki gibi ifade edilmektedir:

$$D_R = \frac{e_{maks} - e_0}{e_{maks} - e_{min}} \quad (1.2)$$

burada, e_{maks} = zeminin en gevşek durumdaki boşluk oranı
 e_{min} = zeminin en sıkı durumdaki boşluk oranı
 e_0 = zeminin tabii boşluk oranı

Relatif sıklığın zeminlerin sıvılaşma potansiyeline ciddi anlamda etkileri bulunmaktadır, nitekim 1964 Niigata Depreminde relatif sıklığı %50 olan kumlu zeminlerde sıvılaşma oluşmuş fakat relatif sıklığı yaklaşık %70 olan bölgelerde sıvılaşma oluşmadığı ilgili çalışmada da belirtilmiştir (Seed ve Idriss, 1971).

Seed & Idriss (1971) çalışmalarında farklı yer ivmelerinde relatif sıklığa bağlı olarak zeminin sıvılaşma riski tanımlamışlardır ve görüldüğü üzere ivme değeri arttıkça sıvılaşma riski sınıflamasına giren relatif sıklık değerleri de artmaktadır.

Çizelge 1.4 : Maksimum yer ivmesine bağlı olarak relatif sıklığın sıvılaşma riski ile ilişkisi (Seed ve Idriss, 1971).

a_{maks}	Sıvılaşma riski		
	Yüksek	Orta	Düşük
0.10g	$D_R < 0.33$	$0.33 < D_R < 0.54$	$D_R > 0.54$
0.15g	$D_R < 0.48$	$0.48 < D_R < 0.73$	$D_R > 0.73$
0.20g	$D_R < 0.60$	$0.60 < D_R < 0.85$	$D_R > 0.85$
0.25g	$D_R < 0.70$	$0.70 < D_R < 0.92$	$D_R > 0.92$

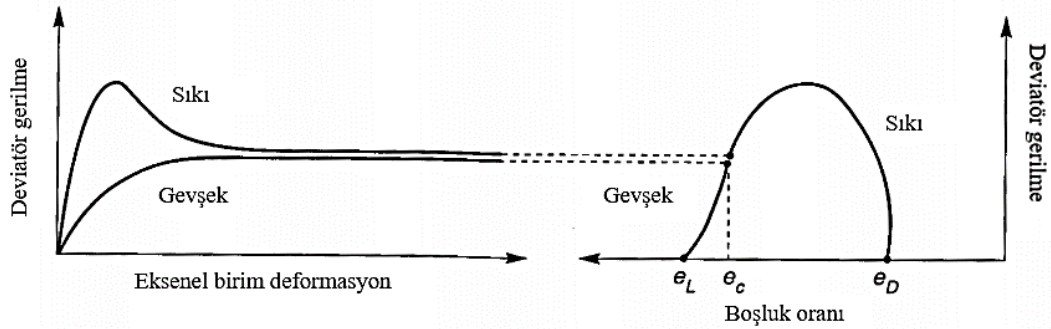
Yapılan arazi ve deneysel çalışmalardan elde edilen veriler göre, gevşek durumdaki kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşmaya duyarlı olduğu bilinmektedir. Plastik olmayan gevşek zeminler, sismik salınımlar esnasında hacimsel olarak büzülür ve sıvılaşmaya olduğu anda gevşek kumlar için ani ve çok büyük kayma deformasyonları oluşur (Mollamahmutoğlu ve Babuççu, 2006).

Sıkı kumların tekrarlı kayma gerilmesine maruz kalması durumunda kumun hacimsel artış eğiliminde olduğu görülmektedir ve bu durum büyük deformasyonlara sebep olur.

Kritik boşluk oranı

Bu başlık altında zeminin relatif sıklığının belirlenmesinde kullanılan parametre olan boşluk oranının sıvılaşma duyarlılığına olan etkisi incelenmiştir ve bu etkiyi yaptığı deneyle ilk olarak Casagrande ortaya koymuştur.

Casagrande (1936) relatif sıklığı farklı olan zeminlerin kayma dayanımlarını ölçmek maksadıyla drenajlı ve birim deformasyon kontrollü üç eksenler deneyler gerçekleştirmiştir. Bu deneylerden elde ettiği veriler (Şekil 1.7) ışığında, aynı efektif hücre basıncında büyük birim deformasyonlarda test edilen tüm numunelerin aynı yoğunluğa doğru yaklaştığı bilgisini elde edilmiştir. Başlangıçta relatif sıklıkları düşük olan malzemeler, yükleme esnasında büzülmüş ve sıkılaşmış; başlangıçta relatif sıklıkları yüksek olan malzemeler ise önce büzülmüş sonra ani bir şekilde genişlemeye başlamıştır (Kramer, 1996).



Şekil 1.7 : Gevşek ve sıkı zeminlerin davranış biçimleri (Kramer, 1996).

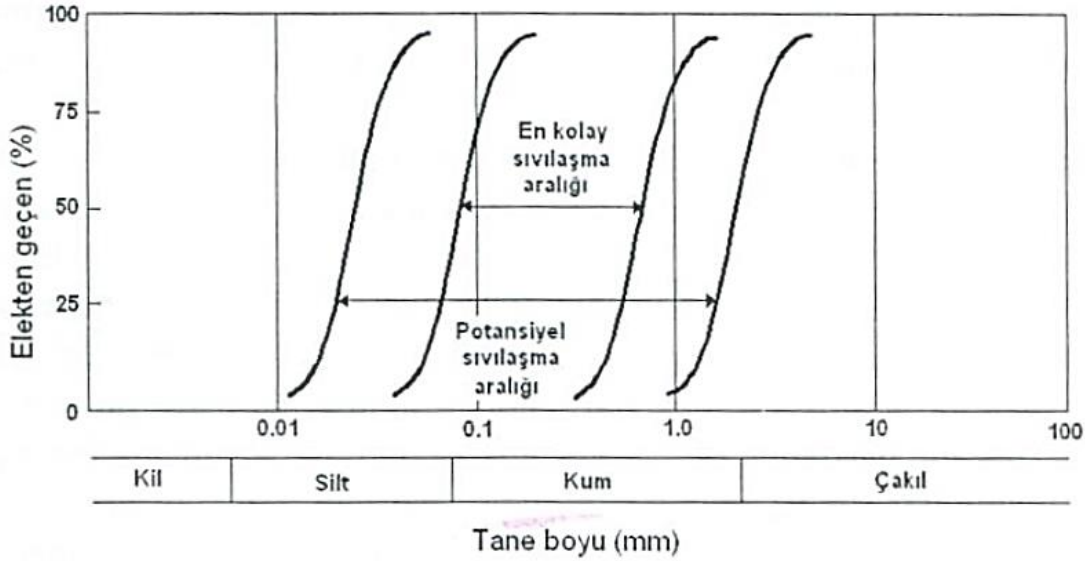
Yapılan deneylerde tüm numunelerin büyük birim deformasyonlarda aynı yoğunluğa yaklaşmış ve sabit kayma mukavemeti ile devamlı olarak kaymaya maruz kaldığı belirlenmiştir. Bu sabit yoğunluğa karşılık gelen boşluk oranı kritik boşluk oranı (e_c) olarak isimlendirilmiştir. Deneyler esnasında gevşek numunelerin sıkışma eğilimi göstermesinden kaynaklı olarak bu malzemelerde pozitif boşluk suyu basıncının oluştuğu ve sıkı numunelerde ise genişlemeden kaynaklı olarak negatif boşluk basıncı oluştuğu anlaşılmıştır (Kramer, 1996).

1.1.3.5 Dane boyu dağılımı

Dane boyu dağılımı, malzemenin nasıl bir dane dizilimine sahip olduğu konusunun anlaşılabilir olmasına adına kullanılmaktadır ve malzemeler bu tanıma göre iyi derecelenmiş ya da kötü derecelenmiş (üniform) olarak isimlendirilebilir.

İyi derecelenmiş zeminler, daneler arasındaki boşlukların ince danelerle doldurulmuş olmasından kaynaklı olarak sıvılaşmaya karşı daha az duyarlılığa sahiplerdir. Çünkü bu tür zeminlerde aşırı boşluk suyu artışı daha az gözlenmektedir. Fakat üniform

derecelenmiş ve dengesiz dizilime sahip olan zeminlerin sıvılaşmaya olan duyarlılığı daha fazladır. Bununla birlikte sıvılaşma yenilmelerinin önemli bir kısmının üniform derecelenmiş olan granüle zeminlerde olduğuna dair arazi çalışmaları da mevcuttur



Şekil 1.8 : Dane boyu dağılımı ile sıvılaşma potansiyeli ilişkisi (Handbook on Liquefaction Remediation on Reclaimed Land, 1997).

1.1.3.6 Drenaj şartları

Sıvılaşmaya etki eden faktörlerden birisi de drenaj şartlarıdır çünkü sarsıntı esnasında geçirimsizliğin yüksek olması zemininde oluşacak aşırı boşluk suyu basıncının hızlı bir şekilde sönmelenmesine yardımcı olacaktır ve böylelikle zeminin sıvılaşma ihtimali azalmış olacaktır.

1.1.3.7 Dane şekli

Malzemenin dane şekli de sıvılaşmayı ihtimalini etkileyebilmektedir. Örnek vermek gerekirse yuvarlak daneli zeminlerin sıkışmaya karşı duyarlılığı köşeli zeminlere göre daha fazladır. Dolayısıyla yuvarlak şekilli partiküllere sahip zeminler köşeli olanlara nazaran daha kolay sıvılaşabilir bir yapıya sahiptir (Day, 2004).

1.1.3.8 Yerleştirme ve çökme ortamı

İnşaat projelerinde sıkça tercih edilen hidrolik dolgular kimi zaman gevşek ve dağınık bir yapıya sahip olmasından kaynaklı olarak çok iyi sıkıştırılmadığı takdirde yüksek bir sıvılaşma potansiyeline sahiptir. Bunun dışında doğal yollarla oluşan alüvyal çökeller ve deniz çökelleri de sıvılaşmaya karşı duyarlılığa sahiptir (Day, 2004).

1.1.3.9 Çevre basıncı

Zeminin sıvılaşma potansiyeli çevre basıncının büyüklüğü ile doğru orantılıdır. Çevre basıncı ise zemine yüzeyde uygulanan sürşarj yükü ile ve yeraltı suyu seviyesinin seviyesi ile değişmektedir. Yapılan arazi çalışmalarında, sıvılaşma potansiyeline sahip olan derinliğin 15 m ile sınırlı olduğu ve daha derin noktaların çevre basıncından kaynaklı olarak sıvılaşamayacağı düşünülür. Fakat yine de 15 m'nin altındaki bir derinlikte sıvılaşma gerçekleşmeyeceği kanısı sabit değildir ve dolayısıyla yine de daha derin noktalarda da sıvılaşma analizini yapmak gerekebilir. Özellikle su içine yapılan dolgularda kesinlikle tüm dolgu derinliği incelenmelidir (Day, 2004).

1.1.3.10 Bina yükü

Tez çalışmasının odak noktası olan bu etki bu başlık altında genel olarak incelenecektir ve sonrasında çok daha detaylı bir şekilde ele alınacaktır. Fakat bir örnek üzerinden kısa bir izahat yapmak gerekirse; bir kum çökeli üzerine inşa edilen ağır bir bina, sıvılaşma direncini azaltabilir. Daha detaylı açıklamak gerekirse bina temelinin varlığından kaynaklı olarak zeminde kayma gerilmeleri meydana gelebilir ve böylelikle zeminin sıvılaşmaya olan duyarlılığı artabilir. Buna sebep olan ise statik durumda var olan kayma gerilmelerine ek olarak depremin yaratması gereken kayma gerilmeleri oldukça azalmasıdır (Day, 2004).

1.1.4 Sıvılaşma başlangıcının değerlendirilmesi

Günümüzde sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi için kullanılabilecek birçok modern mühendislik uygulamaları mevcuttur. En çok kullanılan yöntemleri iki ana başlık altında toplamak mümkündür. Bunlar: Devirsel gerilme yaklaşımı ve devirsel deformasyon yaklaşımıdır. Her iki yaklaşımda zeminin sıvılaşma potansiyeli değerlendirilirken depremin yükünün karakteri ve zeminin sıvılaşma direnci dikkate alınır (Huang, 2008). Bu yaklaşımlar dışında yaygın olmasa da kullanılan yaklaşımlar da mevcuttur.

1.1.4.1 Devirsel gerilme yaklaşımı

Devirsel gerilme yaklaşımı, zemine uygulanan yüklemeyi ve zeminin direncini belirlemek için devirsel kayma gerilmelerini kullanır. Deprem kaynaklı oluşan devirsel kayma gerilmeleri zeminin sıvılaşmasına sebep olan kayma gerilmeleriyle mukayese edilir. Bu sebeple yükleme ve direnç gerilmeleri devirsel kayma gerilmeleri

kullanılarak ifade edilir. Yüklemenin dirence ulaştığı ve aştığı durumlarda sıvılaşmanın gerçekleşmesi beklenir (Huang, 2008).

Devirsel gerilme oranının bulunması

Sismik kayma gerilmesi oranının bulunması için çeşitli metotlar mevcuttur fakat yaygın olarak Seed ve Idriss'in (1971) ampirik ifadesi kullanılmaktadır.

Bu metotta deprem esnasında zemin tabakasının herhangi bir derinliğinde oluşan kayma gerilmesi, yüzeyde hesaplanan kayma gerilmesinin yayılımı ile hesaplanmaktadır. Zemin kolonunun rijit kabul edilmesi durumunda bu kolona gelecek olan maksimum kayma gerilmesi aşağıdaki eşitlik ile hesaplanmaktadır.

$$\tau_{\max} = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} \quad (1.3)$$

burada, a_{\max} = yüzeydeki maksimum ivme
 γ = zeminin birim hacim ağırlığı
 g = yer çekimi ivmesi

Fakat zemin sütunu, rijit bir kolon gibi davranmamaktadır ve deforme olabilmektedir. Bu sebeple bu değer derinliğe bağlı olarak azaltılmalıdır. Farklı derinliklerdeki kayma gerilmelerinin hesaplanması için gerilme azaltma katsayısı “ r_d ” kullanır. Bu katsayının derinlikle değişimi şekil 1.9’da gösterilmektedir. Gerilme azaltma katsayısının hesabı için birçok öneri bulunmaktadır bunlardan en yaygın olanı Idriss (1999) tarafından önerilenidir.

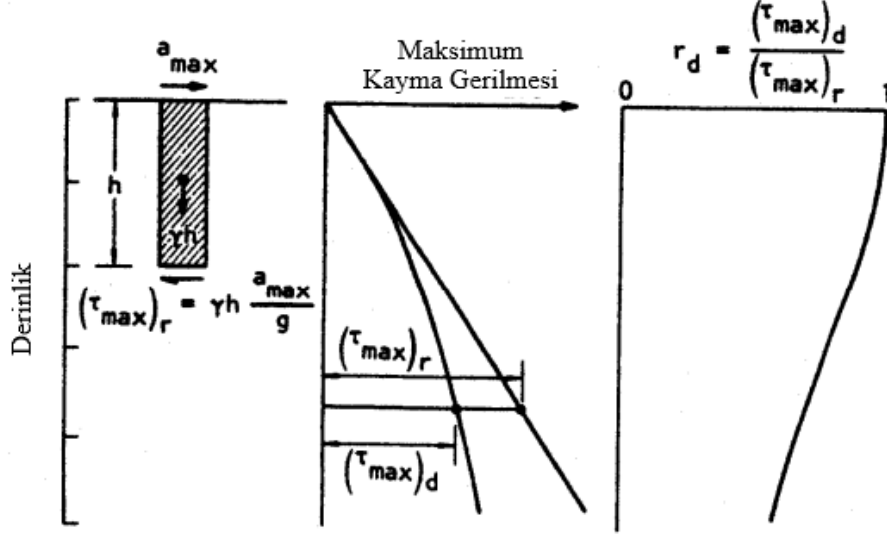
$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z)M) \quad (1.4)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (1.5)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (1.6)$$

Herhangi bir noktadaki maksimum kayma gerilmesi aşağıdaki ifadeyle hesaplanmaktadır.

$$\tau_{\max} = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} r_d \quad (1.6)$$



Şekil 1.9 : Gerilme azaltma katsayısının derinlikle olan ilişkisi (Seed ve Idriss, 1982).

Bu değer çevrimsel yükleme sırasında etkiyecek ortalama kayma gerilmesi cinsinden yazılacak olursa aşağıdaki şekilde ifade edilir.

$$\tau_{av} \cong 0.65 \frac{\gamma h}{g} a_{\max} r_d \quad (1.7)$$

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

$$CSR_{eq} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \quad (1.7)$$

Aynı ilişki, deprem büyüklüğünün Idriss (1999) tarafından dikkate alınmasından sonra aşağıdaki formda sunulmuştur.

$$CSR_{eq} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{MSF} \quad (1.8)$$

burada, MSF = deprem büyüklüğünü düzeltme faktörü

Çetin vd., (2012) tarafından, bina varlığını ve kinematik etkileşimi göz önünde bulunduran bir prosedür geliştirilmiştir.

$$CSR_{eq,SSEI,\alpha=0,\sigma'_v=100kPa}(z) = \theta_1 \cdot \left(\frac{\theta_2 \cdot f(\sigma) \cdot f\left(\frac{S_A(T)}{PGA}\right) \cdot f\left(\frac{h}{B}\right) \cdot \tau_{b,max}(z) + \tau_{soil,max}(z)}{\sigma'_{v,SSEI}(z) \cdot K_\alpha(z) \cdot K_\sigma(z)} \right)^{\theta_3} \quad (1.9)$$

$$\sigma = \frac{V_{s,final} \cdot T}{h_{effective}}, \frac{S_A(T)}{PGA}, \frac{h}{B} \quad (1.10)$$

$$f(\sigma) = \exp(\theta_\sigma \cdot (\sigma)) \quad (1.11)$$

$$f\left(\frac{S_A(T)}{PGA}\right) = \exp\left(\theta_{\frac{S_A(T)}{PGA}} \left(\frac{S_A(T)}{PGA}\right)\right) \quad (1.12)$$

$$f\left(\frac{h}{B}\right) = \exp\left(\theta_{\frac{h}{B}} \left(\frac{h}{B}\right)\right) \quad (1.13)$$

$$\tau_{soil,max}(z) = \frac{a_{max}}{g} \gamma_n \cdot z \cdot r_d(z) \quad (1.14)$$

$$\tau_{b,max}(z) = \frac{0.80 \cdot S_A(T) \cdot W_{bldg}}{g \cdot (B + 1.6 \cdot z) \cdot (L + 1.6 \cdot z)} \quad (1.15)$$

Devirsel direnç oranının bulunması

Sismik direnç oranının belirlenmesinde sıklıkla kullanılan arazi deneyleri olan SPT ve CPT deneylerinden faydalandığı gibi laboratuvar deneyleri de kullanılmaktadır. Bu başlık altında bu yöntemlerden kısaca bahsedilecektir.

Standart penetrasyon deneyi (SPT)

SPT, sıvılaşma direnci ile korele edilen en yaygın arazi deneyidir. Sıvılaşma direncini artıran sıklık derecesi, daha önce maruz kaldığı sismik deformasyonlar, aşırı konsolidasyon oranı, yanal zemin katsayısı gibi faktörler SPT direncini de artırmaktadır. Seed vd. (1982) belirli bir SPT direncine sahip zeminde sıvılaşma

oluşturması beklenen minimum çevrimsel gerilme oranını belirlemek için, M=7.5 olan depremlerde sıvılaşmanın gözleendiği temiz kum ve siltli kum sahalarındaki düzeltilmiş SPT direnci ile depremde oluştuğu varsayılan çevrimsel gerilme oranını karşılaştırmıştır (Özaydın, 2007).

Standart penetrasyon deneyi darbe sayılarından yararlanılırken bu darbe sayısı üzerinde bazı düzeltmelerin yapılması gerekmektedir.

$$N_{1,60} = NC_N C_R C_S C_B C_E \quad (1.16)$$

burada, C_R = sondaj takımı çubuğu düzeltme faktörü

C_S = numune elde etme yöntemine göre düzeltme

C_B = sondaj çukuru çapı düzeltme faktörü

C_E = tokmağın enerji oranının düzeltme faktörü

C_N = jeolojik gerilmeyi normalize etmek için kullanılan katsayı

N = arazide ölçülen standart penetrasyon direnci

$$C_N = \sqrt{\left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)} \quad (\text{Liao - Whitman, 1986}) \quad (1.17)$$

burada, P_a = atmosferik basınç ($\cong 100 \text{ kPa}$)

σ'_v = düşey efektif gerilme (kPa)

Literatürde çevrimsel direnç oranının hesaplanabilmesi için SPT'ye dayalı birçok prosedür bulunmaktadır fakat bu tez kapsamında Idriss ve Boluanger (2014) tarafından geliştirilmiş olan prosedür kullanılacaktır.

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right) \quad (1.18)$$

Bulunan çevrimsel direnç oranı, efektif gerilme ve kayma gerilmesi düzeltmeleri ile çevrimsel gerilme oranı ile mukayese edilmesi için düzeltilir.

$$CRR_{M, \sigma'_{vc}, \alpha} = CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1, \alpha=0} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (1.18)$$

$$FS_{liq} = \frac{CRR_{M, \sigma'_{vc}}}{CSR_{M, \sigma'_{vc}}} \quad (1.19)$$

$$FS_{liq} = \frac{CRR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1, \alpha=0}}{CSR_{M=7.5, \sigma'_{vc}=1, \alpha=0}} \quad (1.20)$$

CRR değeri 7,5 büyüklüğündeki depremler için hesaplandığından, büyüklük düzeltme faktörü ile bir düzeltme yapılması gerekmektedir.

$$MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{M=7.5}} \quad (\text{Seed vd., 1975}) \quad (1.21)$$

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \quad (\text{Idriss, 1999}) \quad (1.22)$$

$$MSF \leq 1.8 \quad (1.23)$$

Yapılan hesaplar sonucunda elde edilen CRR değeri üzerinde efektif gerilme düzeltilmesi ve statik kayma gerilmesi düzeltilmesinin de yapılması gerekmektedir.

Statik kayma gerilmesi düzeltilmesi “ α ” değerinin hesaplanması ile gerçekleştirilmektedir. Bu değerın hesaplanmasında kullanılan denklemler ve sınır koşullar aşağıda gösterilmektedir.

$$\alpha \leq 0.35, \quad \alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{vc}} \quad (1.24)$$

$$-0.6 \leq \xi_R \leq 0.1, \quad \xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1 + 2K_o)\sigma'_{vc}}{3P_a}\right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (1.25)$$

Statik kayma gerilmesi düzeltilmesinin hesaplanmasında “ α ” değeri kullanılmaktadır. Bu hesaplama Idriss ve Boulanger (2003) tarafından geliştirilen denklem takımı kullanılarak yapılmaktadır.

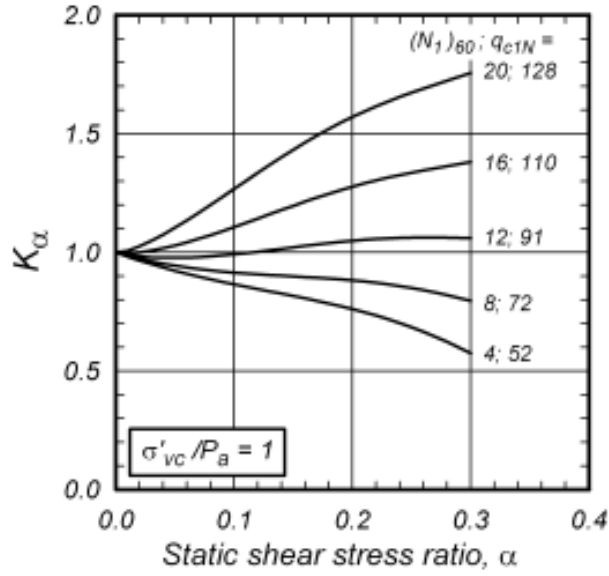
$$K_{\alpha} = a + b \cdot \exp\left(\frac{-\xi_R}{c}\right) \quad (1.26)$$

$$a = 1267 + 636\alpha^2 - 634 \exp(\alpha) - 632 \cdot \exp(-\alpha)$$

$$b = \exp(-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31 \cdot \ln(\alpha + 0.0001))$$

$$c = 0.138 + 0.12\alpha + 2.52\alpha^3$$

$$K_{\alpha} = \frac{CRR_{\alpha}}{CRR_{\alpha=0}} \quad (1.27)$$



Şekil 1.10 : Kayma gerilmesi düzeltme faktörünün statik kayma gerilme oranı ilişkisi (Idriss ve Boulanger, 2008).

Efektif gerilme düzeltmesi de Boulanger (2003) tarafından aşağıdaki gibi ifade edilmiştir.

$$K_{\sigma} = \frac{CRR_{\sigma'_{vc}}}{CRR_{\sigma'_{vc}=1}} \quad (1.28)$$

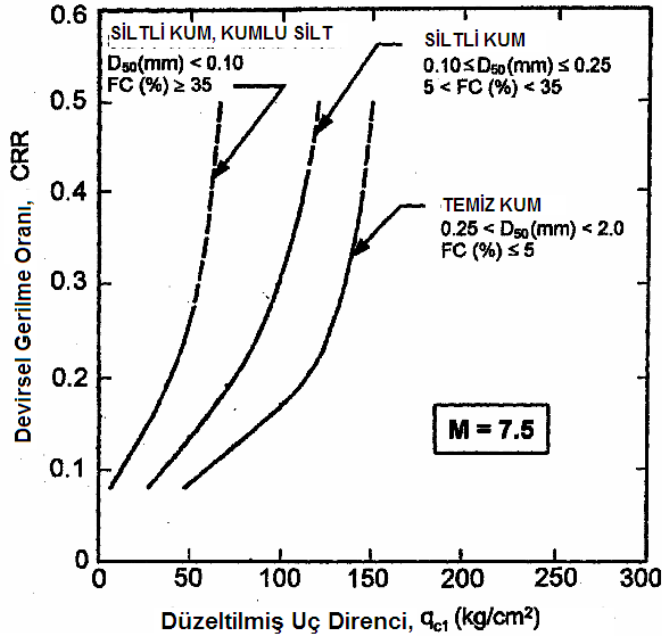
Konik penetrasyon deneyi (CPT)

Konik penetrasyon deneyinde ölçülen uç direnç verileri sıvılaşma direncinin belirlenmesi açısından önem taşımaktadır. CPT, SPT'ye nazaran zemin içerisindeki ince tabakaların varlığını belirlemede daha başarılıdır. Fakat CPT'ya dair veri tabanı SPT'nin sahip olduğu kadar yüksek değildir. Elde edilmiş olan veriler SPT ve CPT arasındaki bağıntılarla desteklenerek Stark ve Olson (1995) tarafından yapılan çalışmada, CPT direnci ile sıvılaşabilen kumlar arasındaki minimum devirsel gerilme oranları ifade edilmiştir (Şekil 1.11).

Sıvılaşma hesabında kullanılan konik uç direnç standart bir efektif örtü gerilmesi ise normalize edilmektedir.

$$q_{c1} = q_c \left(\frac{P_a}{\sigma'_{V0}} \right)^{0.5} \quad (1.29)$$

Ishihara (1993) tarafından yapılan çalışmada ince dane içeriği %5'den fazla zemin için, eşdeğer temiz kum uç direncini elde etmek amacıyla ince dane oranına bağlı olarak uç direnç artırımları önerilmiştir (Çizelge 1.5).



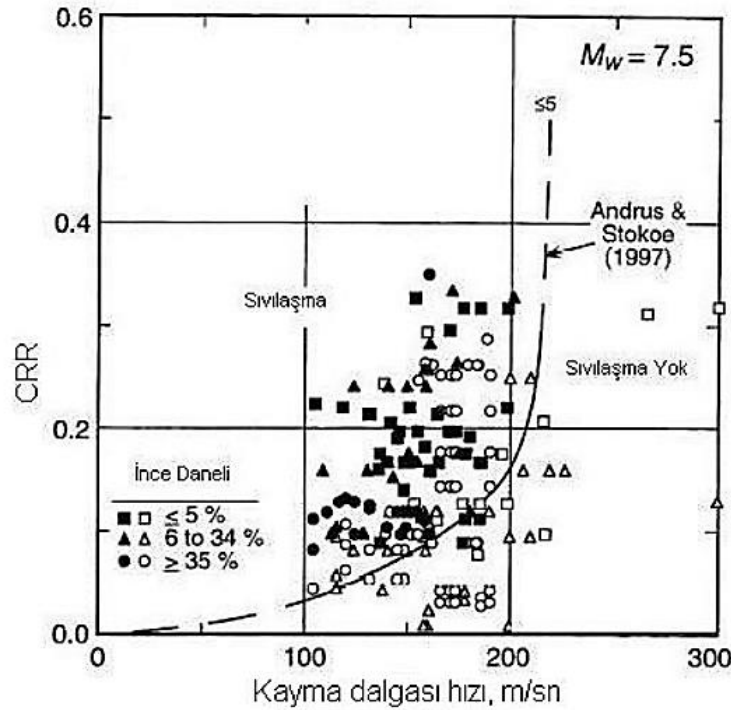
Şekil 1.11 : CPT uç direnç ve CRR ilişkisi (Stark ve Olson, 1995).

Çizelge 1.5 : İnce dane oranı ile uç direnç artışı arasındaki ilişki (Ishihara, 1993).

İnce dane oranı (%)	Uç direnç artışı (kg/cm ²)
≤5	0
-10	12
-15	23
-35	43

Kayma dalgası hızı (Vs)

CPT ve SPT deneylerinin yapılamadığı ve zeminden örselenmemiş numunenin alınmasının zor olduğu durumlarda, sıvılaşma direncinin hesaplanması için kayma dalgası hızı ölçümlerinden yararlanılmaktadır. Bununla birlikte Vs ile zeminin kayma modülü arasında bulunan doğrudan bağlantı olması sayesinde ölçüm verileri, dinamik zemin tepkisi ve zemin yapı etkileşimi analizlerinde de kullanılmaktadır. Bu yöntemde, arazide elde edilen Vs değeri düzeltildikten sonra sismik direnç oranı, Andrus ve Stokoe (2000) tarafından elde edilmiş olan veriler tarafından (Şekil 1.12) karşılaştırmalı olarak bulunabilmektedir.



Şekil 1.12 : CRR ve Vs ilişkisi (Andrus ve Stokoe, 2000).

1.1.4.2 Devirsel birim deformasyon yaklaşımı

Sıvılaşma başlangıcını değerlendirmek için devirsel gerilme yaklaşımına ek olarak devirsel deformasyon yaklaşımı geliştirilmiştir. Yapılan laboratuvar testleri çevrimsel yükler altında oluşan boşluk suyu basıncının, deformasyonla olan ilişkisinin,

gerilmeyle olan ilişkisinden daha kuvvetli olduğunu göstermiştir. Devirsel deformasyon yaklaşımında yüklemeler eşdeğer üniform devirler halinde yüklenir. Oluşan çevrimsel deformasyon değeri Building Science Series (1982) kaynağında aşağıdaki denklem ile ifade edilmiştir.

$$\gamma_{cyc} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v r_d}{G(\gamma_{cyc})} \quad (1.30)$$

Burada;

γ_{cyc} = Çevrimsel kayma deformasyonu

a_{max} = Yüzeyde oluşan pik yatay ivme

$G(\gamma_{cyc})$ = Zeminin, $\gamma = \gamma_{cyc}$ 'daki kayma modülüdür

1.1.4.3 Diğer yaklaşımlar

Devirsel gerilme ve devirsel birim deformasyon yaklaşımları geoteknik deprem mühendisliğinde en sık kullanılan yaklaşımlar olsa da bu konuda geliştirilmiş başka yaklaşımlar da vardır. Bunlardan dikkate değer olan ikisi; sönümlenmiş enerji yaklaşımı ve efektif gerilmeye dayalı tepki analizi yaklaşımıdır. Giderek daha da kullanışlı hale getirilen ve verileri de giderek artan bu yaklaşımların kullanımı da muhtemelen daha da artacaktır (Kramer, 1996).

Sönümlenmiş enerji yaklaşımı

Sıvılaşma direncinin bir ölçüsü olarak sönümlenmiş enerjinin kullanımı birçok açıdan avantaj sağlamaktadır. Hem devirsel gerilmelerle hem de devirsel birim deformasyonlarla ilişkilidir (Kramer, 1996).

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

boşluk suyu basıncının zeminde sönmülenen enerji ile ilişkili olduğu varsayımına dayanan bir ifade oluşturmuştur (Tonaroğlu, 2006).

Efektif gerilmeye bağlı tepki analizi

Zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı nonlineerdir ve bundan dolayı zeminlerin karakteristik özellikleri devirsel nonlineer bünye modelleri ile tanımlanabilir. Devirsel nonlineer modellerde ampirik bir omurga eğrisi ve çevrimsel davranışı kontrol eden bir dizi boşaltma yükleme kullanılmaktadır. Boşluk suyu basıncının hesaplanması, boşluk suyu basıncının oluşumunu düzensiz çevrimsel yükleme şartlarından yararlanarak hesaplayan boşluk suyu basıncı modelleriyle (örnek; Martin vd., 1975) yapmaktadır. Hesaplanmış olan boşluk suyu basıncı, efektif gerilme ve zemin rijitliği azalırken omurga eğrisini yumuşatmada veya küçültmede kullanılır (Kramer, 1996).

1.2 Dinamik Hareket Esnasında Zeminlerin Sıvılaşma Mekanizması Üzerine Literatür Araştırması

Suya doymun kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşma mekanizmasının anlaşılması ve bu mekanizmaya etki eden faktörlerin belirlenebilmesi adına birçok çalışma yapılmaktadır. Sıvılaşma mekanizmasındaki etkin parametrelerin ve bu parametrelerin etkilerinin belirlenmesi geoteknik ve deprem mühendisliği açısından ciddi bir önem taşımaktadır. Bununla birlikte sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi de çok önemlidir ve bunun adına da çalışmalar bulunmaktadır.

Literatür çalışması kapsamında özellikle temel varlığının zeminin sıvılaşma davranışa olan etkinin incelendiği çalışmalara yer verilmiştir. Bu çalışmaların bir kısmı doğrulanmış olan nümerik modellemelerden oluşurken bir kısmı da deneysel çalışmalardan oluşmaktadır. Yapılan literatür çalışması kapsamında yapılan çıkarımlar özet olarak Çizelge 1.6'da ifade edilmektedir.

Bununla birlikte Çizelge 1.6'da yer almayan fakat tez çalışması esnasında incelenen diğer makalelere de tez kapsamında yer verilmiştir.

Bu başlık altında sıvılaşmaya etki eden anahtar parametrelerin belirlenmesi adına yapılan laboratuvar deneyleri ve nümerik modellemeler ışığında elde edilmiş olan veriler derlenmiş ve açıklanmıştır.

Çizelge 1.6 : Literatür özet çizelgesi

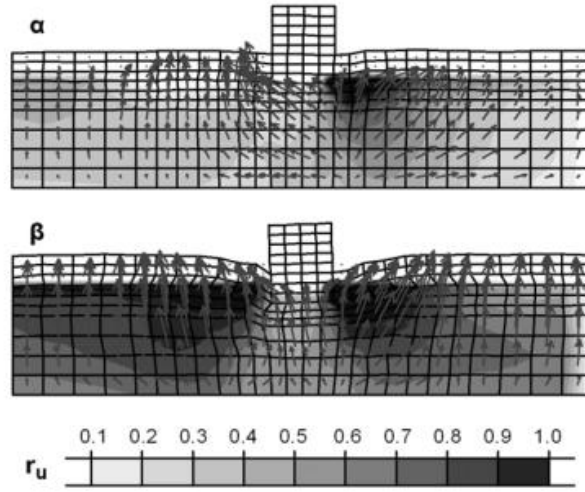
Referanslar	Zemin Tipi	Deneysel Analiz Yöntemi	Sayısal Yöntemler	Rölatif Sıklık	Temel Taban Basıncı (kPa)	Kontrol Parametreleri & Değişkenler	Bina varlığının temel altındaki zeminde sıvılaşma direncine olan etkisi	Değişkenlerin dinamik oturmaya olan etkisi	Değişkenlerin taşıma kapasitesindeki oranındaki azalmaya olan etkisi
Adrianopoulos vd., (2006a)	Nevada Kumu	---	Flac -(NTUA-Sand)	60%	150	aşırı boşluk suyu basıncı oranı (r_u)	Artar	---	---
Adrianopoulos vd., (2006b)	Nevada Kumu	---	Flac- (NTUA-Sand)	50%	130	aşırı boşluk suyu basıncı oranı (r_u)	Artar	---	---
Shahir & Pak (2010)	Nevada kumu	---	3D fully coupled dynamic analysis	30-50%	40-120	Temel taban basıncı, PGA, D_r	Artar	Oturma oranı ¹ artar eğer Genişlik oranı ² <1 değilse azalır, $q_{net}\uparrow S$, $D_r\uparrow S\downarrow$, PGA $\uparrow S\uparrow$	---
Dashti vd., (2010)	Nevada Kumu	Santrifüj Deneyi	---	30-50%	80-130	Rölatif sıklık, temel genişliği, bina ağırlığı	Artar	$D_r\uparrow S\downarrow$, Taban basıncı $\uparrow S\uparrow$, Genişlik $\uparrow S\downarrow$	---
Bertalot vd., (2013)	ML (FC 90%)	---	Basitleştirilmiş Yöntem	--	40-120	Temel genişliği, penetrasyon darbe sayısı, bina ağırlığı	---	Taban basıncı $\uparrow S\downarrow$, $Z_{liq}\uparrow S\uparrow$	---
Karamitros vd., (2013b)	Temiz Kum	---	Flac ve Flac 3D (NTUA-Sand)	40-60%	40-150	r_u taşıma kapasitesi, T, a_{max} , D_r	---	---	$T\uparrow \zeta^3\uparrow$, $q\uparrow \zeta\downarrow$, $D_r\uparrow \zeta\uparrow$
Karamitros vd., (2013c)	Temiz Kum	---	Flac ve Flac 3D (NTUA-Sand)	40-60%	40-150	r_u , Z_{liq} , D_r , temel taban basıncı	Artar	Taban basıncı $\uparrow S\uparrow$, $D_r\uparrow S\downarrow$, $Z_{liq}\uparrow S\uparrow$, Temel genişliği $\uparrow S\downarrow$	---
Karamitros vd., (2013a)	Temiz Kum	---	Flac ve Flac 3D (NTUA-Sand)	50 %	40-140	r_u , σ_v' , temel taban basıncı, a_{max}	Artar	Taban basıncı $\uparrow S\uparrow$, $a_{max}\uparrow S\uparrow$	---
Bertalot & Brennan (2015)	Temiz Kum	Santrifüj Deneyi	---	%40, %80	30-130	Temel taban basıncı, Z_{liq}	Artar	$Z_{liq}\uparrow S\downarrow$ Taban basıncı <100 kPa ise artar, değilse azalır	---
Sharir vd., (2016)	Temiz Kum	---	Flac (NTUA-Sand)	%70- %90	80 kPa	İyileştirilmiş tabaka kalınlığı	Artar	İyileştirilmiş tabaka kalınlığı $\uparrow S\downarrow$	---
Ayoubi & Park (2017)	Temiz Kum	---	Flac 3D (NTUA-Sand)	%30- %85	96 kPa	İyileştirilmiş tabaka kalınlığı	Artar	İyileştirilmiş tabaka kalınlığı $\uparrow S\downarrow$	---
Jafarian vd., (2017)	Temiz Kum	Santrifüj Deneyi	---	% 55	31.5, 88.5 kPa	Temel taban basıncı	Artar	Temel taban basıncı $\uparrow S\downarrow$	---

1 = Temel oturmasının sıvılaşabilir tabaka kalınlığına oranı, 2 = Temel genişliğinin sıvılaşabilir tabaka kalınlığına oranı, 3= Taşıma kapasitesi azalma oranı, T= Depremin periyodu

1.2.1 Sığ temellerin varlığının dinamik davranışına olan etkisi

Sıvılaştırılabilir zemin tabakaları üzerindeki bina varlığı, zeminin dinamik davranışını etkilemektedir. Bina varlığından kaynaklı olarak statik durumlardaki efektif gerilme artışı, sarsıntı esnasında aşırı boşluk suyu oranının (r_u) davranışını etkilediği gibi yine bina varlığı kaynaklı mevcut olan kayma gerilmeleri de temellerin oturmasında oldukça etkili olabilmektedir.

Suya doymun kohezyonsuz zeminlerin sarsıntı esnasındaki davranışlarını inceleyebilmek ve sıvılaşma mekanizmasını ortaya koyabilmek için Adrianopoulos vd. (2006a) tarafından bütünleşik dinamik analizlerin yapılabildiği bir nümerik metot geliştirilmiştir. Daha sonrasında metot Velacs projesinde (Arulmoli vd., 1992) Nevada kumunun kullanıldığı bir santrifüj deneyi ile belirli noktadaki boşluk suyu basınçlarının ölçümleri ile doğrulanmıştır. Fakat santrifüj deneyinin aksine nümerik modelde tüm zeminin davranışı hesaplanabilmektedir. Sarsıntının belirli anlarında boşluk suyu basıncı oranları Şekil 1.13’de gösterildiği gibidir.



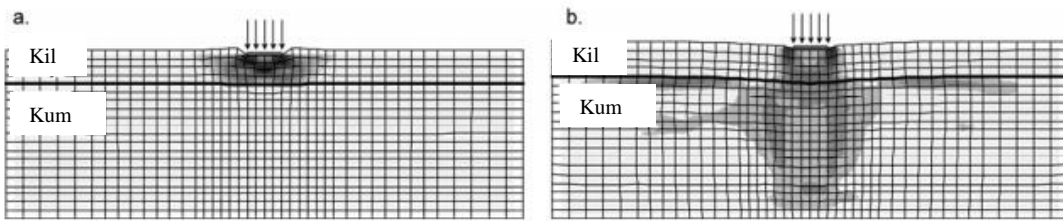
Şekil 1.13 : Aşırı boşluk suyu basıncı oranı ve akış vektörleri (a) $t=2s$ ve (b) $t=5s$ (Adrianopoulos vd., 2006a).

Şekilde görüldüğü üzere binanın kenar noktalarında temel altına nazaran oldukça yüksek boşluk suyu basınçları ortaya çıkmıştır. Bununla birlikte serbest alandaki boşluk suyu basıncı oranı da temel altına nazaran yüksektir.

Doğrulanmış olan bu model ile doğada yaygın olarak karşılaşılan bir zemin profili modellenmiştir. Bu modelde ise kayma deformasyonlarının temel altında daha yüksek

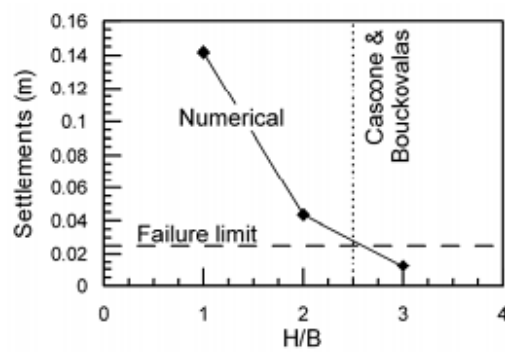
olduğu ve bir zımbalama etkisinin meydana geldiğine rastlanmıştır. Bu etki Şekil 1.14'de gösterilmektedir.

Geliştirilen bu zemin modeli Adrianopoulos vd. (2006b) tarafından yapılan başka bir çalışmada da kullanılmıştır. Bu çalışmada zeminin göçme mekanizması ve temelin sarsıntı esansındaki dinamik oturması incelenmiştir. Relatif sıkılığı %50 olan sıvılaştırılabilir bir kum tabakası üzerindeki ince kohezyon mukavemeti (c) 40 kPa olan kil tabakasının bulunduğu bir zemin profili kullanılarak yapılan bu çalışmada, temel basıncı 130 kPa olarak belirlenmiştir. Girdi hareketinin maksimum ivmesinin 0,25g olan bu modelde kil tabakasının varlığının dinamik oturmaya etkisi de araştırılmıştır.



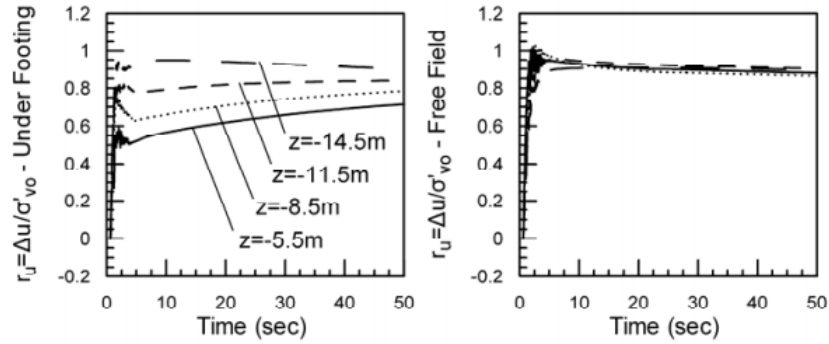
Şekil 1.14 : Deformasyon ve kayma deformasyonlarının (a) statik durumdaki (b) dinamik şartlardaki durumu (Adrianopoulos vd., 2006b).

Sonlu farklar yöntemine dayalı olan program ile yapılan analizlerde kil tabakasının kalınlığının, sıvılaştırılabilir kum tabakasının taşıma kapasitesindeki azalmayı etkilediği saptanmıştır. Bu analizler neticesinde Adrianopoulos vd. (2006b) tarafından kritik bir kil tabakası kalınlığı önerilmiştir ve bu kritik oran 2,5 olarak belirlenmiştir (Şekil 1.15). Bu kritik oranda bir kil tabakasının varlığında temelin tehlikeli ölçüde hasara uğramadığı belirtilmiştir.



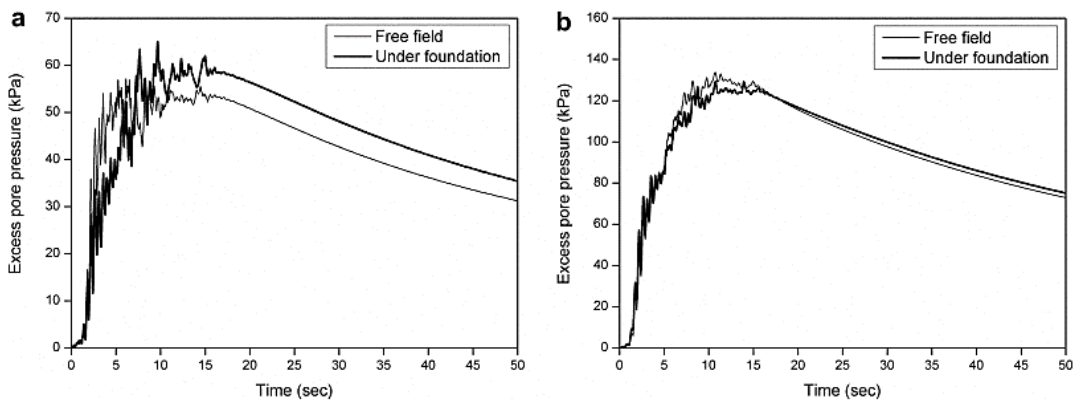
Şekil 1.15 : Farklı kil tabakası kalınlıklarında dinamik oturmaların durumu (Adrianopoulos vd., 2006b)

Yine aynı çalışmada temel altındaki ve serbest sahadaki boşluk suyu basıncı oranları elde edilmiştir. Serbest alanda boşluk suyu basıncı oranı çok hızlı bir şekilde 1'e ulaşırken temel altında noktadaki far belirli bir derinliğe göre etkisini göstermiştir (Şekil 1.16). Kum tabakasının permeabilite değerinin sıvılaşma kaynaklı toplam oturmayı etkilemediği bununla birlikte bu değer düşmesi durumunda sarsıntı sonrası oturmanın artış gösterdiği Adrianopoulos vd. (2006b) tarafından belirtilmiştir.



Şekil 1.16 : Belirli derinliklerde temel altında ve serbest alanda aşırı boşluk suyu basıncı artışı (Adrianopoulos vd., 2006b).

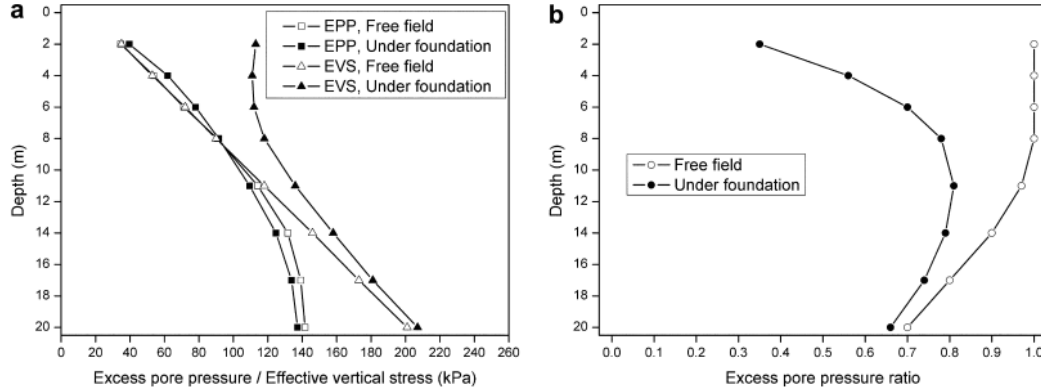
Deprem esnasındaki temel oturmalarının anlaşılması için Shahir ve Pak (2010) tarafından geliştirilen bütünleşik nümerik model öncelikle Hausler (2002) tarafından gerçekleştirilen santrifüj deneyi ile doğrulanmış ve sonrasında ise parametrik analizlerde kullanılmıştır. Yapılan bu analizlerin sonucu olarak göçmenin meydana gelmediği gevşek ve orta sıkı kum zeminlerde dinamik oturmanın hesabı için basitleştirilmiş bir prosedür önerilmiştir.



Şekil 1.17 : r_u 'nın zamanla değişimi (a) 4m (b) 14m (Shahir ve Pak, 2010)

Yapılan analizlerde aşırı boşluk suyu basıncının yükselişi bina altında sarsıntı boyunca ve sonrasında da devam ederken serbest alanda bu yükseliş çok daha hızlı olur ve

sarsıntının sonuna kadar sabit kalır (Şekil 1.17a). Fakat bu fark derinlik arttıkça ortadan kalmaktadır. Bina altındaki ve serbest alandaki derin noktalarda oluşan boşluk suyu basınçları artışları şekilde 1.16b’de de belirtildiği gibi neredeyse tamamen aynı olmaktadır (Shahir ve Pak, 2010). Bunlara ek olarak bina altındaki oturmaların serbest alana nazaran çok daha fazla olduğu belirtilmiştir.



Şekil 1.18 : Derinlikle beraber temel altında ve serbest alanda (a) boşluk suyu basıncı ve efektif gerilmenin (b) boşluk suyu basıncı oranının değişimi (Shahir ve Pak, 2010).

Bina varlığında sıvılaşmaya dayalı oturma mekanizmasının tanımlanabilmesi açısından Dashti vd. (2010) tarafından bir dizi santrifüj deneyini kapsayan bir çalışma yapılmıştır. Yapılan analizlerde farklı temel basınçları, farklı relatif sıklık ve farklı zemin profilleri kullanılmıştır.

Yapılan analizlerde, serbest saha için yapılan deprem sonrası hacimsel rekonsolidasyon deformasyonlarına dayalı olan oturma hesaplarının bina oturmalarını hesaplamada yetersiz olabileceği anlaşılmıştır. Çünkü mevcut analizlerin deprem anındaki kısmi drenajı ve bina varlığından kaynaklanan deviatorik gerilme mekanizmalarını görmezden geldiği ifade edilmiştir. Bunlara ek olarak bina oturmasının sıvılaşabilir tabaka kalınlığı ile orantılı olmadığı ifade edilmiştir.

Drenajsız çevrimsel yüklemeler esnasında bina kaynaklı kayma deformasyonları ve lokalize hacimsel deformasyonlar baskın mekanizmadır. Bina oturmalarının, sarsıntının bitmesinden sonra önemli ölçüde azalmaktadır ve rekonsolidasyon kaynaklı hacimsel deformasyon görece daha az önem taşımaktadır. Bu, sarsıntı esnasındaki bina oturmalarının, zemin özellikleri, bina ve yer hareketi ile ilişkili olduğu beklenmektedir. (Dashti vd.,2010).

Statik kayma gerilmelerinin varlığının, zeminin çevrimsel kayma gerilmelerine karşı dayanımına olan etkisi üzerine Sivathayalan ve Ha (2011) tarafından yapılan araştırmada bir dizi çevrimsel basit kesme deneyi yapılmış ve bu deneylerden elde edilen verilerle hesaplanan $K\alpha$ değeri literatürdeki çalışmalarla kıyaslanmıştır.

Yapılan deneylerde aynı relatif sıklığa bağlı olan farklı yüklemeler altında farklı $K\alpha$ değerleri elde edildiği saptanmıştır. Dolayısıyla $K\alpha$ değeri belirlenirken depremin yükleme şartlarının da oldukça belirleyici rol aldığı gözlenmiştir. $K\alpha$ 'nın davranışını tayin eden faktörün tek başına relatif sıklık olmadığı gözlenmiştir. Relatif sıklık $K\alpha$ değerinin saptanmasında temel etken olmasa dahi zeminin yükleme altındaki davranışını belirlemektedir (Sivathayalan ve Ha, 2011).

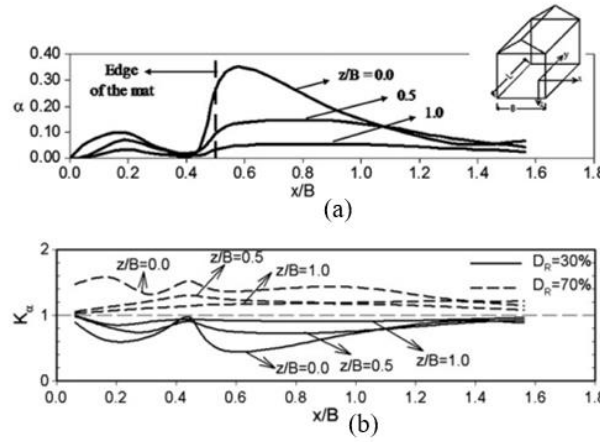
Temel basıncının, deprem sırasındaki bina performansına olan etkileri araştırmak amacıyla Bertalot vd. (2013) tarafından 2010 yılında gerçekleşen Maule depreminin etkilerini inceleyen bir çalışma yapılmıştır. Çalışmada deprem öncesi yapılmış olan SPT deneyinin verilerine dayanan analizlerle deprem sonrası durum mukayese edilmiştir. Hesaplara göre sıvılaşma potansiyeline sahip olan araziler için yapılan oturma hesapları ile vaka kıyaslanmış ve mevcut yöntemlerle yüksek temel basıncına sahip olan binaların konservatif bir şekilde tasarlandığı tespit edilmiştir. Bunun bir neticesi olarak da sığ temel tasarımıyla çözülebilecek bir temel tasarımının derin temel yapılması ile sonuçlanabileceği Bertalot vd. (2013) tarafından ifade edilmiştir.

Serbest saha koşulları için geliştirilmiş olan deprem esnasında oluşan çevrimsel gerilme oranı temel altındaki davranış durumunu gerçekçi bir şekilde yansıtmamaktadır. Bu sebeple Çetin vd. (2012) tarafından sunulan makalede mütemadi temele sahip olan binaların altındaki çevrimsel gerilme oranının hesabı için basitleştirilmiş bir prosedür önerilmiştir. Önerilen bu yaklaşım yapı-zemin-deprem etkileşimi göz önünde bulundurularak geliştirilmiştir.

Sonlu farklı yöntemi kullanılan oluşturulan nümerik modellerle kayma gerilmelerinin özellikle temelin köşe noktalarında zeminin davranış şeklini oldukça değiştirdiği hesaplanmıştır. Binanın varlığından kaynaklı olan statik kayma gerilmeleri relatif sıklığa bağlı olarak temel altında deprem kaynaklı çevrimsel gerilme oranına oldukça önemli tesirlerde bulunmaktadır (Şekil 1.19).

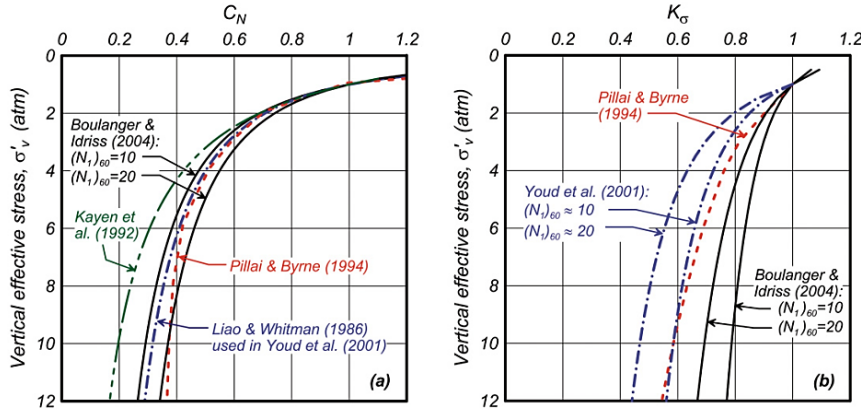
Unutmaz ve Çetin (2012) tarafından önerilen basitleştirilmiş prosedür kullanılarak, çevrimsel kayma deformasyonlarının ve hacimsel deformasyonların göz önünde

bulundurulduğu deprem sonrası temellerin oturmasının hesabı için bir prosedür Unutmaz ve Çetin (2012) tarafından geliştirilmiştir.



Şekil 1.19 : Temel geometrisi boyunca (a) α değerinin derinlikle değişimi (b) K_α değerinin relatif sıklığa bağlı olarak derinlikle değişimi (Unutmaz ve Çetin, 2012).

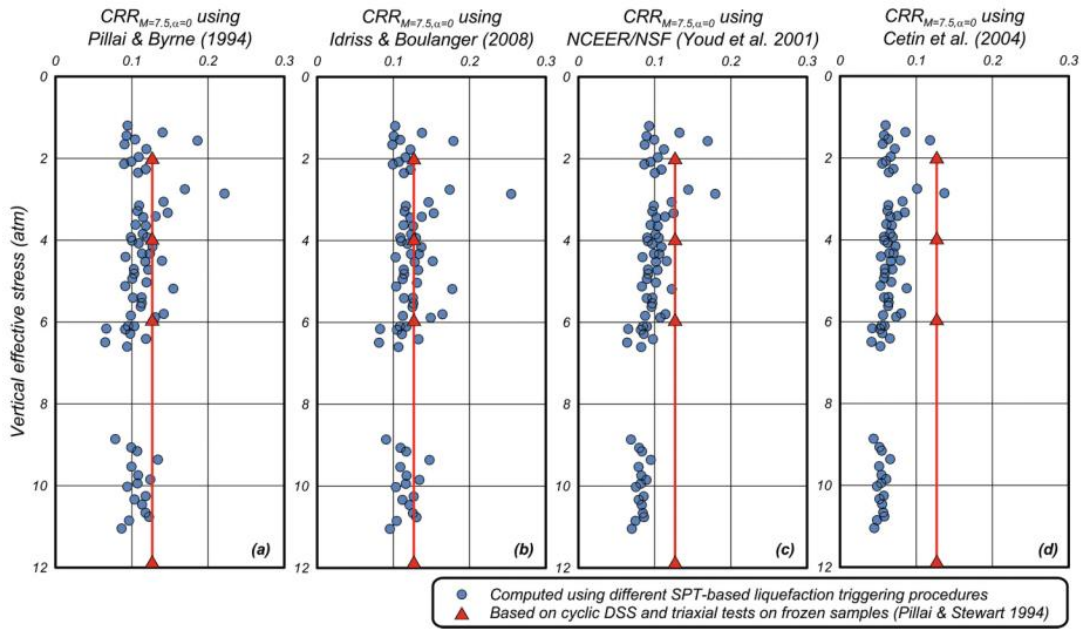
Sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi adına kullanılan arazi deneylerinden SPT için geliştirilmiş olan prosedürler, Boulanger ve Idriss (2012) tarafından yapılan çalışmada Duncan barajında elde edilen deney neticelerine göre mukayese edilmiştir. Mukayese edilen prosedürlerin efektif gerilme düzeltmelerinin kıyası da şekil 1.20’de belirtildiği gibidir.



Şekil 1.20 : Efektif gerilme ile (a) C_N düzeltme faktörünün (b) K_σ değerinin farklı yaklaşımlara göre değişimi (Boulanger ve Idriss, 2012).

Efektif gerilmeleri düzeltmesi yapılmış olan $CRR_{M=7.5, s=1}$ değerleri C_N ve K_σ düzeltmelerinin bir kombinasyonu olarak derinlikten yaklaşık olarak bağımsızdır. Bu nedenle bu düzeltmelerin yapılmasından sonra yöntemler arasında mukayese yapılmıştır. Derinliğe bağlı olarak efektif gerilmeden bağımsız olan bu davranışı, Pillai

ve Byrne (1994) ve Idriss ve Boulanger (2008) prosedürlerinde çok daha verimli bir şekilde yakalamak mümkündür. Bunun dışında NCEER/NSF (Youd vd., 2001) prosedürünün derinlikle azalan bir eğilim göstermesi, farklı bir K_σ prosedürü kullanıyor olmasıdır. Bunun dışında kullanılan C_N düzeltmesi de Duncan barajından daha yoğun kumlara sahip olan arazilerde etkin rol alabilir. Şekil 1.21’de gösterildiği üzere Çetin vd. (2004) prosedürünün farklı CRR formülü önermesine rağmen Youd vd. (2001) ile derinlik boyunca aynı CRR trendi yakalamasının sebebi Youd vd. (2001) ile aynı K_σ ve C_N düzeltmelerini kullanmasıdır. (Boulanger ve Idriss, 2012).

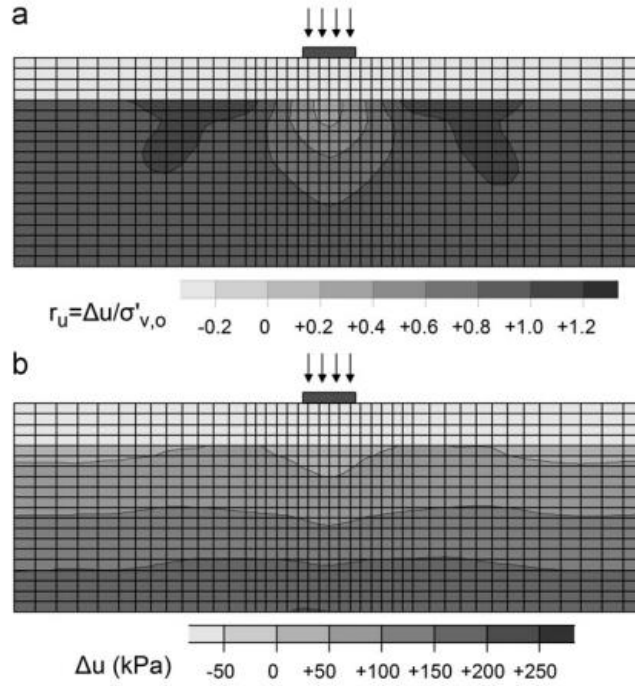


Şekil 1.21 : Farklı prosedürlere göre CRR değerinin tayini (Boulanger ve Idriss, 2012).

Deprem sarsıntıları, sıvılaşılabilen kum tabakalarının taşıma kapasitesini azaltabilmektedir. Karamitros vd. (2013a) ince bir kil tabakası altında bulunan sıvılaşılabilen bir kum tabakasının deprem kaynaklı olarak azalan taşıma kapasitesinin tayini için NTUA-Sand zemin modelini kullanarak parametrik çalışmalar yapmışlardır. Velacs araştırma programındaki deneylerle doğruladıkları zemin modeliyle yaptıkları çalışmalar neticesinde basitleştirilmiş bir metot sunmuşlardır ve bu metot Meyerhof ve Hanna (1978) tarafından önerilen göçme mekanizmasını temel olarak hazırlanılmıştır. Etkili bir kil tabakası kalınlığının kullanılması durumunda kum tabakasının taşıma kapasitesindeki azalmanın oldukça azalacağı hesaplanmıştır.

Karamitros vd. (2013a) tarafından yapılan analizlerde tabaka kalınlıklarının, relatif sıkılığın, temel basıncının, maksimum ivme değerinin, girdi hareketinin periyodunun ve çevrim sayısının etkileri de değerlendirilmiştir.

Yapılan nümerik modellerde temel varlığının aşırı boşluk suyu basıncını ve boşluk suyu basıncı oranını önemli şekilde etkilediği verileri elde edilmiştir (Şekil 1.22).



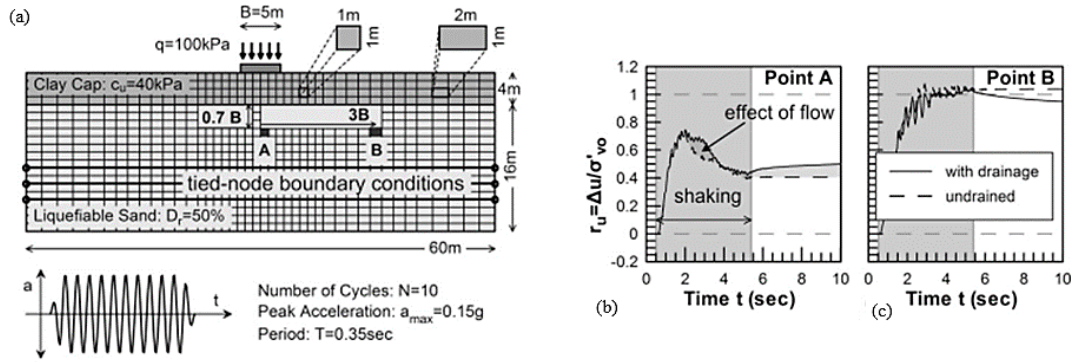
Şekil 1.22 : (a) Aşırı boşluk suyu basıncı oranı, (b) boşluk suyu basıncı artışı (Karamitros vd. 2013a).

Karamitros vd. (2013b) bir önceki çalışmanın devamı olarak bu çalışmada dinamik oturma hesaplanması için basitleştirilmiş bir analitik metot sunmuşlardır. Daha sonrasında bu önerilen metot ile 1999 Adapazarı Depremi sonrası gözlenen oturma verileri ve çeşitli santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçlar bir mukayese yapılmıştır ve bu mukayesenin neticesi olarak önerilen basitleştirilmiş metodun çalışılan konsept aralığında yaklaşık doğru sonuçlar verdiği görülmüştür.

Sıvılaşma mekanizmasının aydınlatılması amacıyla Karamitros vd. (2013c) tarafından yapılan çalışmada sonlu farklar yönteminin ve NTUA-Sand zemin modelinin kullanıldığı, doğrulanmış olan nümerik model ile analizler yapılmıştır. Yapılan analizde şekil 1.23'de görüldüğü gibi bir zemin profili ve model belirlenmiştir. Sıvılaşma kaynaklı statik taşıma kapasitesindeki azalma, bina altındaki aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu ve kinematik etkileşimden kaçınmak amacıyla

ince bir kil tabakası oluşturulmuştur. Kil tabakası ile ilave bir iyileştirmeye gerek kalmaksızın, sığ temellerin deprem esnasındaki performansını daha güvenli hale getirmesi amaçlanmıştır.

Yapılan analiz neticesinde, Karamitros vd. (2013c) serbest zemindeki noktada (B) boşluk suyu basıncının çok hızlı olarak 1'e ulaştığını belirlemişlerdir. Fakat temel altındaki (A) davranış daha farklı olmuştur ve sarsıntı esnasında r_u değeri en üst değere ulaştıktan sonra azalmaya başlamıştır. Sarsıntı sonrasında ise drenajsız analizde temel altında yer altı suyunun dağılımından kaynaklı olarak r_u değerinin tekrar arttığı belirlenmiştir. Şekil 1.23'de ifade edildiği üzere temelin varlığının r_u değerinin 1'e ulaşmasını engellemektedir fakat bu etki derinlere gidildikçe ya da yatay olarak temelden uzaklaştıkça ortadan kalkmaktadır.



Şekil 1.23 : (a) nümerik model geometrisi (b) temel altında r_u değişimi (c) serbest alanda r_u 'nın değişimi (Karamitros vd., 2013c).

Karamitros vd. (2013c) yaptıkları bu çalışmada, sıvılaşmayan bir kil tabakasının varlığının deprem anındaki oturmayı azalttığı gibi kayma mukavemeti kazandırdığından ötürü taşıma kapasitesinin de diğer duruma göre arttığı belirtmişlerdir

Yapılan çalışmada sarsıntı sonrası gerçekleşen su akışının derinden yüzeye ve serbest alandan temele doğru olduğu ifade edilmiştir. Fakat sarsıntı sonrası su akışından kaynaklanan rekonsolidasyon oturmasının, toplam oturmanın çok küçük bir bölümü olduğu ifade edilmiştir.

Sarsıntının ilk aşamalarında temel altında meydana gelen oturma kaynaklı dilatasyon negatif boşluk suyu basınçlarının meydana gelmesine yol açar ve bu durum çevrimsel yüklemelerden kaynaklı olan boşluk suyu basıncı artışlarını gölgede bırakır (Karamitros vd., 2013c).

Sismik oturmalar, sarsıntı esnasında temel ile zemin arasındaki kinematik etkileşim ve kayma deformasyonlarından kaynaklı olarak meydana gelmektedir. Bundan dolayı serbest zeminler için geliştirilmiş, yaygın olarak kullanılan ve sarsıntı sonrası oluşan aşırı boşluk suyu basıncı dağılımını esas alan ampirik tablolarla (Tokimatsu ve Seed, 1987; Ishihara ve Yoshimine, 1992) tahmin edilemez (Karamitros vd., 2013c).

Kritik kalınlıkta yeterli kayma mukavemetine sahip bir kil tabakasının dinamik oturmaların azalmasında ve statik taşıma kapasitesindeki azalmanın ortadan kalmasına yardımcı olduğu gözlenmiştir. Bu kil tabakası doğada doğal halde bulunmasa da bir iyileştirme yöntemi olarak seçilebilir (Karamitros vd., 2013c).

Sıvılaşabilir zeminler üzerindeki bina varlığının etkisini araştırmak adına Dashti ve Bray (2013) tarafından yapılan çalışmada, FLAC2D programı ve UBC-Sand zemin modeli kullanarak parametrik araştırmalar yapılmıştır. Oluşturulan bu nümerik model Dashti vd. (2010) tarafından gerçekleştirilmiş olan santrifüj deneyleri ile doğrulanmıştır.

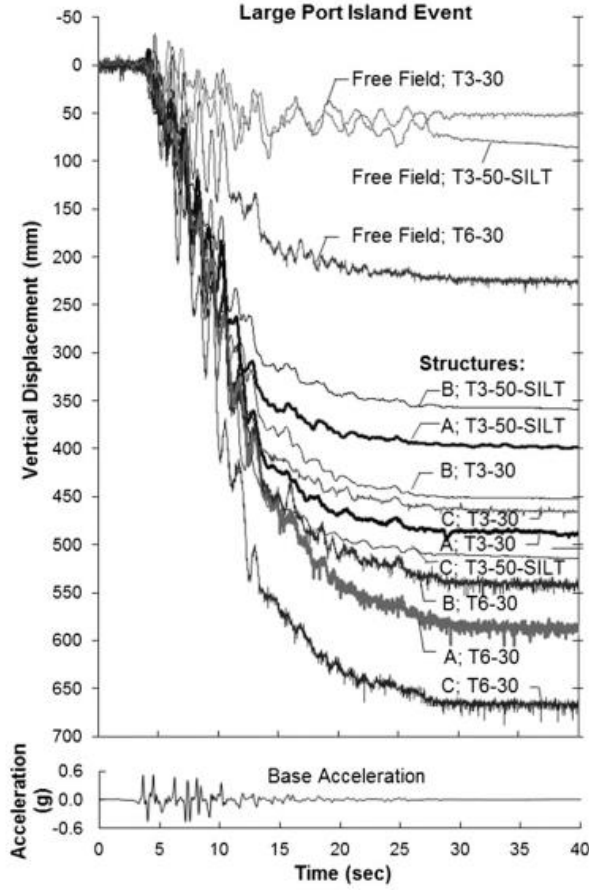
Sarsıntı esnasında oturmanın büyük bir bölümünün gerçekleştiği saptanmıştır. Bu oturma kayma deformasyonlarından ve hacimsel deformasyonlardan kaynaklı olarak meydana gelmiştir ve de kısmen taşıma kapasitesindeki kayba bağlıdır (Dashti ve Bray 2013).

Kayma deformasyonları zemin-yapı etkileşimi kaynaklıdır ve hacimsel deformasyon da sarsıntı sırasındaki kısmi drenaja bağlıdır. Çoğu durumda ise rekonsolidasyona bağlı hacimsel deformasyon diğer deformasyonlara nazaran oldukça azdır. Bina varlığındaki deformasyonları hesabını mevcut prosedürleri kullanarak yapmak yeterli değildir çünkü mevcut prosedürler kayma deformasyonlarını hesaplayamaz ve sadece sıvılaşma sonrası rekonsolidasyon oturmalarını içermektedir (Dashti ve Bray 2013).

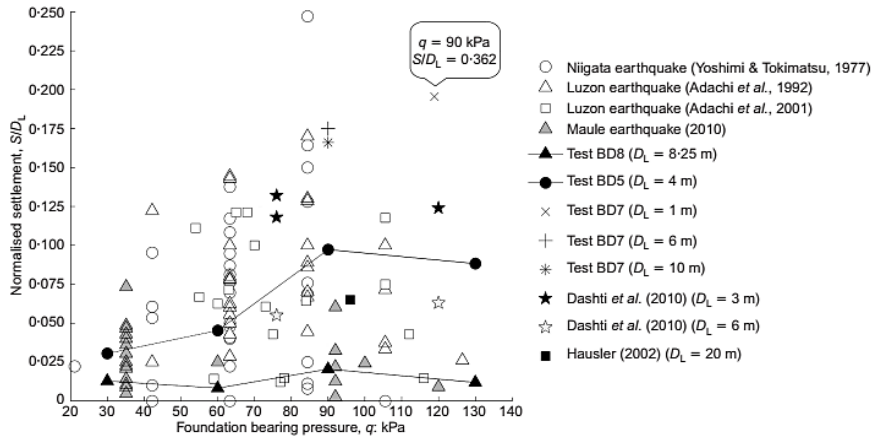
Bunlara ek olarak sıvılaşma kaynaklı oturma sıvılaşabilir zeminin derinliği ile orantılı değildir bu nedenle oturmaların sıvılaşabilir tabaka kalınlığı ile normalize edilmesinden kaçınılmalıdır (Dashti ve Bray 2013).

Bina varlığının deprem esnasında oturmaları arttığı bilinen bir durumdur fakat bu çalışmada çok ağır yapıların sanılan aksine çok daha hafifi yapılardan daha az oturmaya maruz kalacağı öne sürülmüştür. Bertalot ve Brennan (2015) tarafından yapılan çalışmada santrifüj deneyleri yapılmıştır ve sonuçları vaka geçmişlerindeki

sonuçları doğrulamış ve belli bir zemin gerilmesinin (90 kPa) üzerinde oturmanın azaldığı gösterilmiştir.



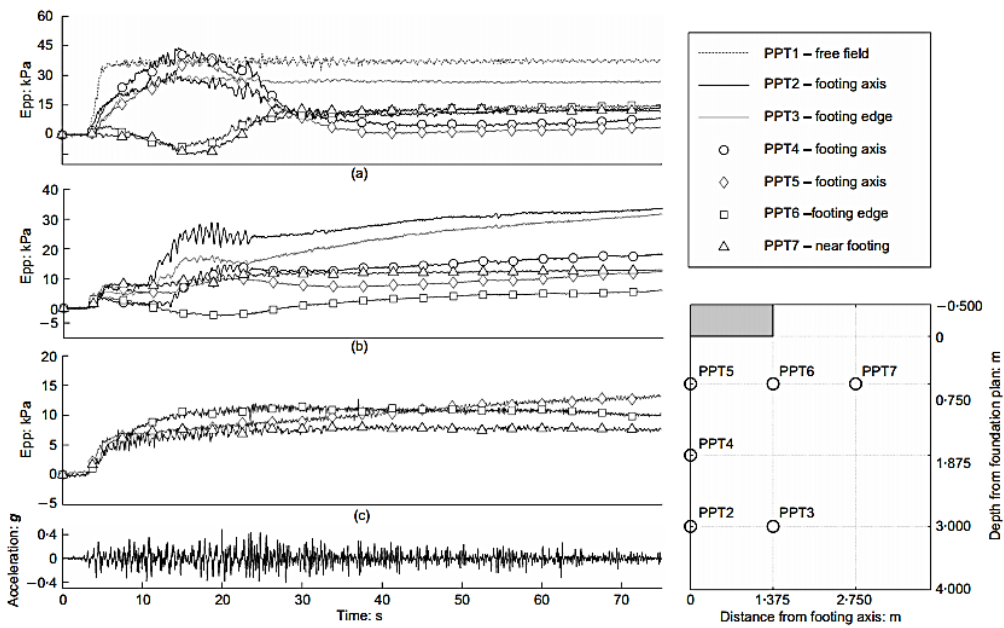
Şekil 1.24 : Deprem kaynaklı düşey yer değiştirmeleri (Dashti ve Bray 2013).



Şekil 1.25 : Santrifüj deneyinde ölçülen oturma değerleri ve deprem kaynaklı oturmalar (Bertalot ve Brennan, 2015)

Çalışmanın neticesinde bina varlığında oturmanın arttığı doğrulanmıştır fakat belirli bir gerilmenin üzerinde oturmanın beklendiği gibi artmadığı belirlenmiştir. Boşluk suyu basıncının çok yüksek gerilmeye sebep olan temellerin altında sıvılaşmaya sebep olacak kadar yükselmeyeceğinden oturmanın da azalacağı aktarılmıştır.

Kayma gerilmelerinin çok yüksek olduğu temelin kenar noktalarında ise yüksek çevre basıncından kaynaklı olarak zeminde negatif boşluk suyu basıncı oluşabilmektedir ve dilatasyon boşluk suyu basıncının oluşumunu engelleyebilir. Sükunetteki kayma gerilmesinin τ_{cyc} 'dan büyük olması aşırı boşluk suyu basıncı oluşumunu kısıtlayabilir (Bertalot ve Brennan, 2015).



Şekil 1.26 : Sarsıntı esnasında ölçülen aşırı boşluk suyu basıncı (a) 130 kPa temel (b) 90 kPa temel (c) 60 kPa temel altında (Bertalot ve Brennan, 2015).

Zemin iyileştirilmesi yapılmış ve üzerinde yüzeysel temel bulunan durumlar için yerleşme miktarının hesaplanması için mevcut literatürde bir çözüm bulunmamasından yola çıkılarak sıvılaşabilir bir zemin çevrelediği sıkı bir zemin üzerinde bulunan sığ temellerin davranışını araştırmak amacıyla Shahr vd. (2016) tarafından nümerik modellemenin kullanıldığı bir çalışma yapılmıştır.

Sayısal modeller yapılmıştır ve bu modelleme bir santrifüj deneyiyle doğrulanmıştır. Bu doğrulamadan sonra iyileştirilmiş alt tabakanın sıvılaşma oturmasına etkisinin hesaplanması için parametrik çalışmalar yapılmıştır. Yapılan

nümerik analizlerde iyileştirilmiş tabaka kalınlığı artırıldıkça dinamik oturmanın %30 değerlerine kadar düştüğü hesaplanmıştır.

İyileştirilmesi gereken alanın genişliğinin temel genişliğinden bağımsız ve sınıvlaşabilir tabaka derinliği ile ilgili olduğu öne sürülmüştür. İyileştirilen alanın relatif sıklığının yüksek olması oturmanın daha az olacağı da gösterilmiştir ve bu durumlar için sayısal ifadeler oluşturulmuştur.

Shahir vd. (2016) tarafından gerçekleştirilen bu analizler ve elde edilen çıkarımların zeminde göçme olmadığı durumlarda ve kare rijit bir temelin temiz bir kum tabakası üzerinde bulunduğu durumlarda geçerli olduğu belirtilmiştir.

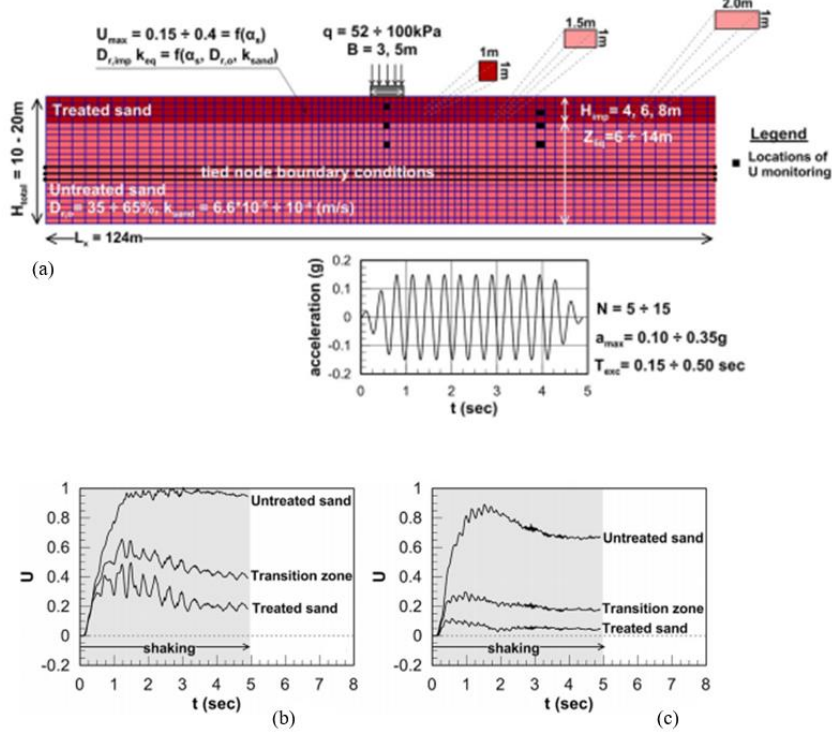
Deprem esnasında yüzeysel temellerin altındaki zeminlerde, sınıvlaşma nedeniyle oturmalar meydana gelebilmektedir. Sınıvlaşma kaynaklı bu yerleşimlerin sebepleri kayma deformasyonları, hacimsel deformasyonlar ve kum kaynakları gibi durumlardır. Mevcut yöntemlerle serbest sahada sınıvlaşma sonrası hacimsel deformasyonlar hesaplanabiliyor olsa dahi bina varlığında bu yaklaşımla oturma hesaplarını yapmak pek mümkün değildir. Bu sebeple Bray ve Macedo (2017) tarafından yapılan çalışmada sınıvlaşma kaynaklı bina yerleşimlerini tahmin etmek için bir basitleştirilmiş prosedür önerilmiştir. Ve bu prosedür daha öncesinde yapılmış (Dashti vd., 2010) santrifüj deneyleriyle doğrulanmıştır.

Temel altında iki farklı zemin tabakasının deprem esnasındaki davranış mekanizmasını aydınlatmak amacıyla Ayoubi ve Pak (2017) tarafından santrifüj deneyleriyle doğrulanmış, nümerik modellemeye dayalı bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Farklı relatif sıklığa bağlı iki farklı Nevada kumu tabakası kullanılan modellemelerin neticesinde oturmanın hesaplanabilmesi için basitleştirilmiş yaklaşım önerisinde bulunulmuştur.

Yapılan analizlerin neticesi olarak bina varlığının r_u değerinin azaltırken oturma miktarını artırdığı saptanmıştır. Bununla birlikte temel altındaki tabakanın daha sıkı olan tabaka olmasının binanın oturmasını azalttığı ve bu tabakanın derinliği arttıkça da gittikçe azaldığının altı çizilmiştir.

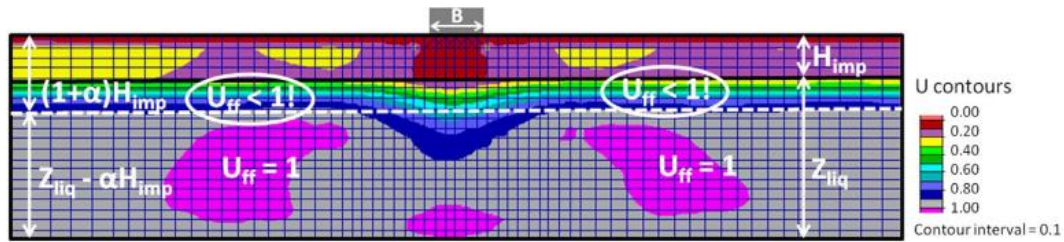
Günümüzde sınıvlaşabilir tabakalar üzerine inşa edilecek olan yüzeysel temelli yapılar için şartnameler iyileştirme yapılması gerektiğinden bahsederken detaylı olarak bu iyileştirmenin nasıl olacağı izah edilmez. Dolayısıyla ne olursa olsun temel altında tüm sınıvlaşabilir zeminin iyileştirilmesi standart bir uygulamadır (Dimitradi vd. 2017).

Dimitradi vd. (2017) tarafından yapılan çalışmada da sıvılaşabilir bir tabaka ve üzerine yerleştirilmiş suni sıvılaşmayan tabakadan oluşan bir profilin sismik performansı üzerine durulmuştur (Şekil 1.27). Bu yapay tabakanın aşırı boşluk suyu basıncı oluşmayan iyileştirilmiş zemin tabakası tanımlanmıştır. Bunun dışında dinamik oturma oranını hesaplayan analitik formül önerilmiştir.



Şekil 1.27 : (a) model geometrisi, (b) serbest alanda, (c) temel altında boşluk suyu basınç oranları (Dimitradi vd. 2017).

Yapılan analizlerde bina varlığının u değişimine olan etkisi görünmüştür (Şekil 1.28).



Şekil 1.28 : Model geometrisi boyunca boşluk suyu basınç oranları (Dimitradi vd., 2017).

Bir önceki çalışmanın devamı niteliğinde Dimitradi vd. (2018) tarafından analiz sayısı artırılarak basitleşmiş prosedür üzerine çalışmalara devam edilmiştir.

Olarte vd. (2017) tarafından yapılan araştırmada Deprem esnasında yapı zemin etkileşiminin daha iyi anlaşılması için ve geliştirilen sayısal modelleri doğrulamak

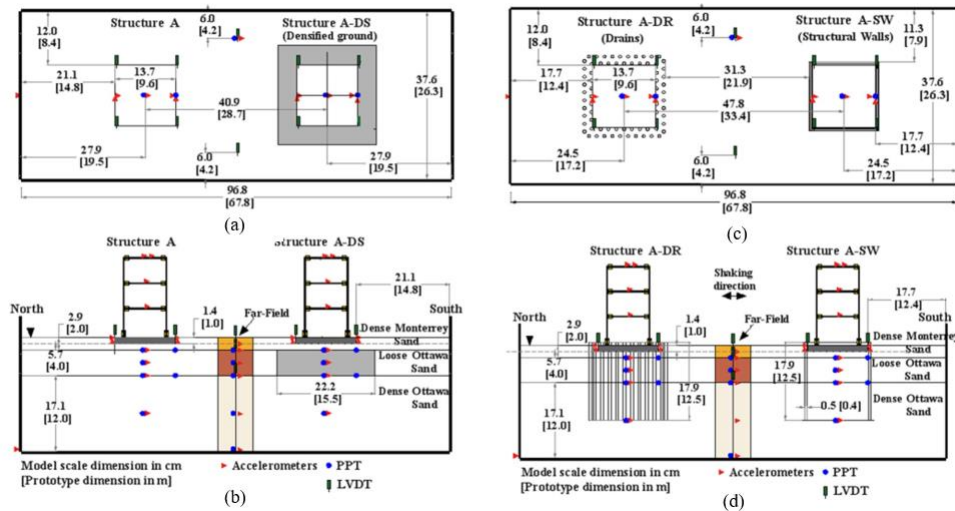
maksadıyla fiziksel çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Çalışmada suya doygun sıvılaştırılabilir zemin üzerinde bulunan 3 katlı bina performansı 3 farklı zemin iyileştirme yöntemi için test edilmiş ve sunulmuştur (Şekil 1.28).

Zemin sıkılaştırması: bu işlem gerçekleştirildiğinde aşırı boşluk suyu basınçlarında ve kalıcı yer değiştirmede azalmalar gözlene de üst yapıya olan ivme aktarımı yükselmiştir (Olarate vd., 2017).

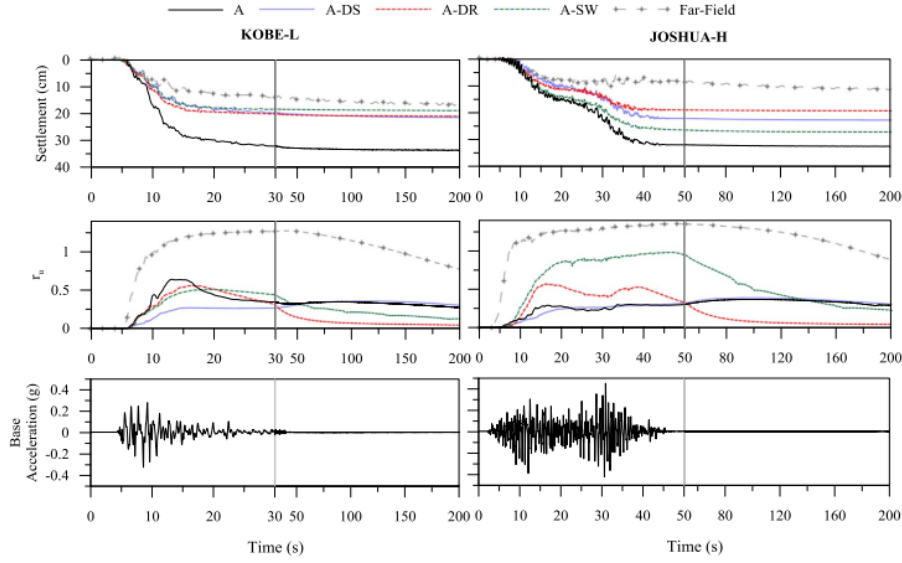
Düşen diren kullanımı: yüksek aşırı boşluk suyu basıncının süresini azaltması vasıtasıyla kalıcı oturmaya da düşürmüştür fakat bu durumda binanın çatı ivmesinde ve üst yapıdaki eğilme deformasyonlarında artış oluşmuştur (Olarate vd., 2017).

Yapısal Duvarların Kullanımı: sistemin performansı deprem hareketinin özelliklerine bağlı olduğu gerçeğinin unutulmaması şartıyla belirtmek gerekirse, uzun süreli ve yoğun depremlerde duvarlar zeminin boşluk suyu basıncının dağılmasına engel olmuştur ve böylelikle sıvılaşma kaynaklı oturmalar daha yüksek olmuştur. Fakat sismik enerjinin yapıya bu duvarlar vasıtasıyla taşınması kolonlarda burulma moment etkisini azaltmıştır (Olarate vd., 2017).

Yapılan çalışmada zemin iyileştirmesinin zemine yapılan aktarımı artırdığı belirtilmiştir ve zeminde oturmaların azaltılması mümkün olsa bile bu durum yapıda hasarlara yol açan kuvvet ve momentlere sebep olabiliyor (Olarate vd., 2017).



Şekil 1.29 : Gerçekleştirilen santrifüj deneyinin (a),(c) plan görüntüsü, (b),(d) en kesit görüntüsü (Olarate vd., 2017).



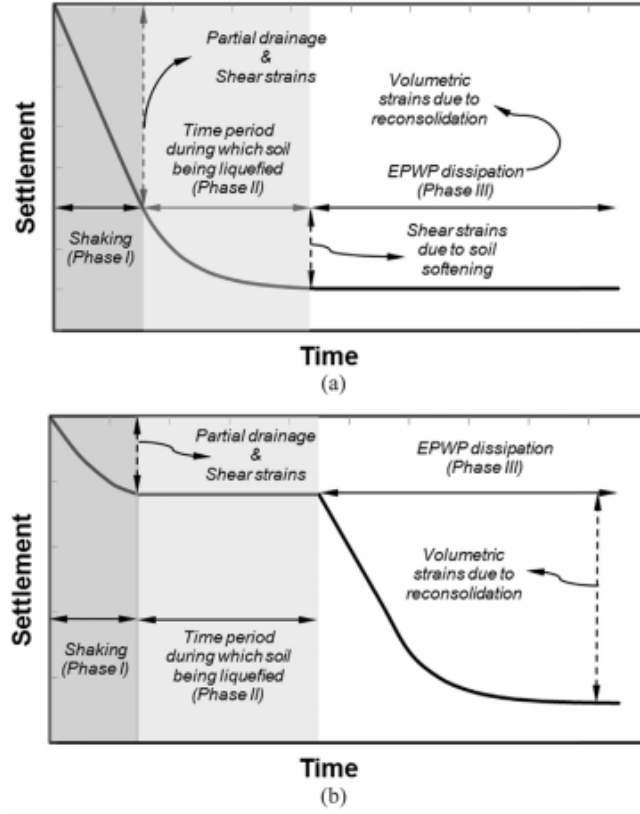
Şekil 1.30 : Farklı ivmelere bağlı santrifüj deneyinden elde edilen farklı ivmelere bağlı r_u ve oturmalar (Olarate vd., 2017).

Daha önceki araştırmalarda izole haldeki bir temel yapısı ve zemin etkileşimi değerlendirilirken Jafarian vd. (2017) tarafından yapılan çalışmada kentsel alanlarda olduğu gibi Yapı-zemin-yapı etkileşimi göz önünde bulundurularak sismik ve sismik sonrası yerleşimler araştırılmıştır. Bunun için üç seri santrifüj deneyi yapılmıştır.

İki farklı yüke sahip olan temeller farklı aralıklarla konumlandırılarak farklı sismik sarsıntılar altında değerleri kontrol edilmiştir ve oluşan oturmanın çok büyük bir bölümünün sarsıntı esnasında olduğu anlaşılmıştır (Şekil 1.31). Buna ek olarak temellerin birbirlerinden etkilendiği anlaşılmıştır ve asimetric oturmaların gerçekleştiği gözlenmiştir.

Serbest alan zeminde, yerleşimin çoğu birinci ve üçüncü safhadaki hacimsel kaynaklı deformasyonlara bağlı olarak meydana gelmiştir. Buna karşılık, temel yerleşimin yaklaşık %90'ının, birinci ve ikinci fazlardaki kesme kaynaklı deformasyonlara bağlı olarak meydana gelmiştir (Jafarian vd., 2017).

Elde edilen sonuçlar temel altının asla sıvılaşmadığını göstermektedir ve temel altında negatif boşluk suyu basınçlarının olduğu gözlenmiştir. Fakat sarsıntı durduktan sonra su akışından kaynaklı olarak temel altında r_u 'nun yükselmesi gözlenmiştir (Jafarian vd., 2017).



Şekil 1.31 : Zamana bağlı olarak (a) temel altında, (b) serbest alanda sıvılaşma kaynaklı oturma davranışı (Jafarian vd., 2017).

Sarsıntı sonrası bir süre r_u sabit kalmıştır ve bu yüksek temel yerleşimine sebep olmuştur. Sonrasında ise derin tabakalardan sıg tabakalara doğru rekonsolidasyon başlamıştır (Jafarian vd., 2017).

Temeller birbirine yaklaştıkça tek bir temel gibi bir davranış göstermişlerdir ve böylelikle daha güçlü bir salınım gerçekleştirmişlerdir (Jafarian vd., 2017).

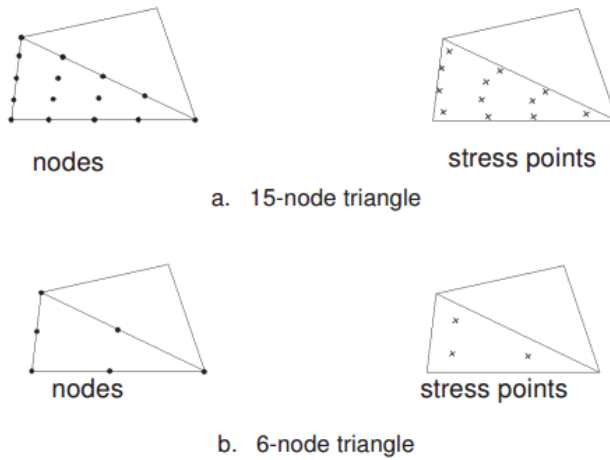
Bu çalışma sıvılaşma potansiyeli taşıyan zemin üzerindeki yapıların birbirine olan konumun göz ardı edilemeyeceğini göstermiştir (Jafarian vd., 2017).



2. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

Sonlu elemanlar yöntemi matematiksel ve mühendislik problemlerinin çözümü için geliştirilmiş yaklaşık bir yöntemdir. Bu yöntemde, büyük bir eleman (yapı veya zemin hacmi) daha küçük parçalara bölünür ve bu daha küçük parçalar sonlu elemanlar olarak isimlendirilir. Sonlu eleman parçaları üçgen, kare şeklinde olabileceği gibi kavisli kenarlara da sahip olabilirler ve daha büyük elemanların davranışlarını yaklaşık olarak temsil ederler. Elemanlar daha sonrasında sayısal integrasyon ile birleştirilir ve bütün elemanın davranışı simüle edilmiş olur. Elemanların deformasyonları ise düğüm noktalarının deformasyonlarının bir neticesi olarak ifade edilmektedir.

PLAXIS 2D, geoteknik mühendisliğinde deformasyon, stabilite ve yeraltı suyu akışının analizi için geliştirilmiş iki boyutlu sonlu eleman programıdır (Brinkgreve vd., 2018). Plaxis 2D modelleri, düzlem deformasyon ya da aksisimetri olarak oluşturabilmektedir. Deformasyon tanımını yapabilmek için 6 ya da 15 düğüm noktası içeren üçgen elemanlar kullanılmaktadır (Şekil 2.1). Zemin özelliklerinin temsil edilebilmesi adına birçok zemin modeli bulunmaktadır. Bununla birlikte plaka, ankraj, kazık ve geogrid malzemeler gibi yapı elemanları da modellenilebilir (PLAXIS 2D Reference Manual, 2018).



Şekil 2.1 : Zemin elemanı üzerinde stres ve düğüm noktaları (PLAXIS2D Reference Manual, 2018).

2.1 Zemin Modelleri

Plaxis programında zeminin mekanik ve dinamik davranışlarını simüle etmek için farklı doğruluk derecelerine sahip zemin modelleri bulunmaktadır. Bunların içerisindeki en basit model Hooke'un elastisite teorisine dayanan ve zemin davranışını tanımlamak için Young modülü ve Poisson oranının kullanıldığı lineer elastik modeldir. Dolayısıyla Lineer Elastik model, beton malzemelerin veya sağlam kaya birimlerinin modellenmesi için uygun değildir. Zemin davranışının daha iyi bir yaklaşımı, aynı zamanda plastiklik parametreleri (c ve ϕ) ve dilatansi açısını (ψ) da içeren lineer elastik anda perfectly plastic Mohr-Coulomb modeli (MC) ile simüle edilebilir (PLAXIS 2D Reference Manual, 2018).

Ancak zemin davranışı, "Hardening Soil model with small-strain stiffness" (HS-Small) ve Hardening Soil model (HS) gibi ileri modellerle daha doğru bir şekilde simüle edilebilir. Dinamik davranışın modellenmesi için ise HS-Small modelinin yanı sıra UBC3D-PLM (UBC-Sand) modeli tercih edilmektedir. UBC3D-PLM (UBC-Sand) modeli deprem esnasındaki sıvılaşma davranışının simüle edilmesi için geliştirilmiş ileri düzeyde bir zemin modelidir. Bu tezde dinamik analizlerde sıvılaşabilir kum tabakasının modellenmesinde HS-Small ve UBC3D-PLM modelleri kullanılacaktır.

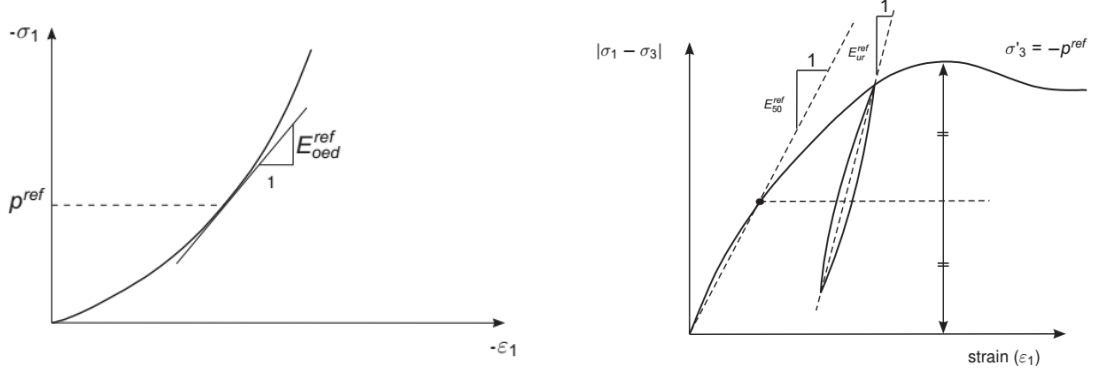
2.1.1 Hardening Soil Model (HS)

Pekleşen zemin (HS) başlangıçta kum için önerilmiş ve daha sonra hem yumuşak hem de sert zeminlerde diğer toprak türleri için geliştirilmiştir. Rijitlik parametrelerinin gerilme ile olan ilişkisi (üç eksenli rijitlik, yükleme-boşaltma rijitliği ve konsolidasyon rijitliği) aşağıdaki denklemlerle ifade edilebilmektedir.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cdot \cos \phi - P_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.1)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cdot \cos \phi - P_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.2)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cdot \cos \phi - P_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.3)$$



Şekil 2.2 : Elastisite modüllerinin tanımları (PLAXIS2D Material Manual, 2018).

Bu denklemlerde m, normalde 0.5 ila 1.0 arasında değişen rijitliğin stres seviyesinde bağımlılığının mertebesidir. $P_{ref} = 100$ kPa atmosferik basınçtır.

HS modelinin izotropik pekleşmesi, iki plastik akma yüzeyine bağlanır. Mohr-Coulomb kriteri (mobilize sürtünme ile), göçmeye doğru yüklemeye yavaş yavaş genişleyebilen bir “koni” tarafından sunulmaktadır. Bu nedenle, Mohr-Coulomb modelinin aksine, akma yüzeyi, bir aksel gerilme ile sabitlenmek yerine plastik deformasyon sebebiyle genişleyebilir. Ön konsolidasyon gerilmesinin konumu küresel bir akma başlığı oluşturur. Akma başlığı ön konsolidasyon gerilmesine bağlı olarak genişler ve plastik hacimsel deformasyon ile sonuçlanır.

2.1.2 Pekleşen zemin küçük birim şekil deformasyon rijitliği (HS-Small)

Hardening soil model için belirlenen tüm parametrelerin geçerli olduğu bu zemin modeli (HS) orijinelidir ve bu model küçük birim deformasyon rijitliğinde zeminin artan rijitliğini de dikkate almaktadır. Bu gibi durumlarda gerilme-rijitlik ilişkisi doğrusal değildir. Bu davranışı ele almak için HS-Small modeline iki ek parametre bulunmaktadır. Bunlardan birisi düşük deformasyon kayma modülü (G_0^{ref}) diğeri ise düşük deformasyon kayma modülünün %70 seviyesindeki deformasyon ($\gamma_{0.7}$).

Düşük deformasyon rijitliği:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cdot \cos \phi - P_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (2.4)$$

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + 2 \cos 2\phi') - \sigma'_1(1 + K_0) \sin 2\phi'] \quad (2.5)$$

Düşük deformasyonlar için gerilme-deformasyon eğrisi Hardin ve Drnevich (1972) tarafından önerilen hiperbolik eğri ile tanımlanmaktadır.

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (2.6)$$

Sonrasında ise Santos ve Correia (2001) tarafından basitleştirilmiştir ve Plaxis bu ilişkiyi kullanmaktadır.

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (2.7)$$

Bunun dışında Vucetic ve Dobry'ye (1991) göre G_s/G_0 - γ eğrileri plastisite indeksine (PI) bağlıdır.

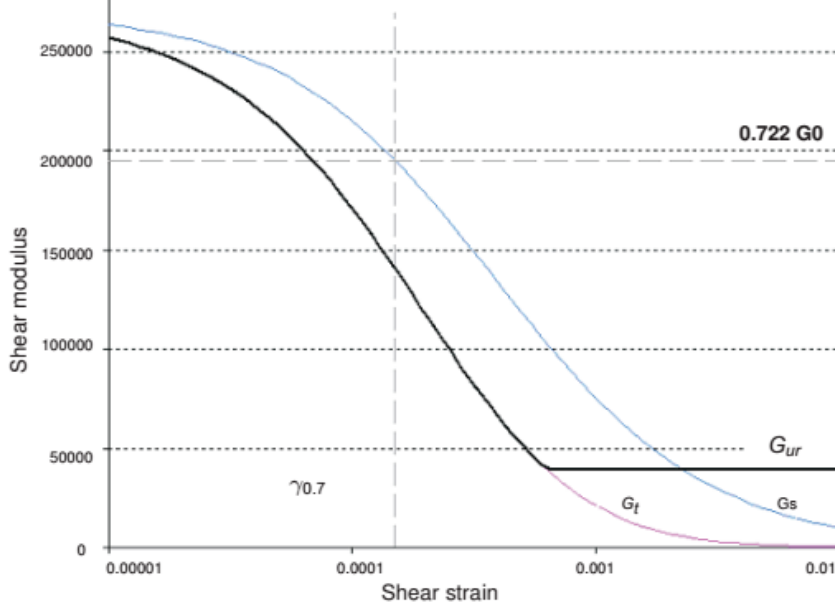
Tanjant kayma modülü:

$$\frac{G_T}{G_0} = \frac{1}{\left(1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right)^2} \quad (2.8)$$

Kayma deformasyonun kesildiği deformasyon oranının tayini G_{ur} modülüne bağlı olarak hesaplanmaktadır.

$$G_t \geq G_{ur} ; G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (2.9)$$

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0.385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0.7} \quad (2.10)$$



Şekil 2.3 : Sekant ve tanjant kayma modülleri eğrileri (PLAXIS2D Material Models Manual, 2018).

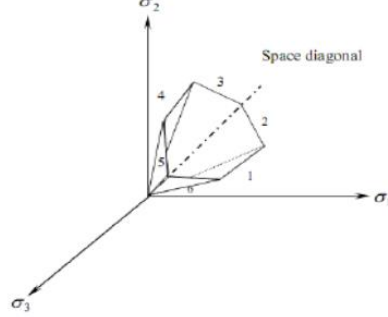
HS-Small modeli, HS modelinden daha güvenilir yer değiştirmeler ve devirsel davranışı yakaladığından dinamik analiz için daha uygun olduğunu gösterir (PLAXIS 2D Material Models Manual, 2018).

2.1.3 UBC3D-PLM Modeli

UBC3D-PLM modeli, sismik yükleme altındaki kum ve siltli kumların sıvılaşma davranışını simüle edebilen etkili bir elasto-plastik modeldir (Tsegaye (2010), Petalas & Galavi (2012)). UBC3D-PLM model formülasyonu, Puebla vd. (1997) ve Beaty & Byrne (1998) tarafından sunulan orijinal UBCSAND (University of British Columbia-Sand) modeline dayanmaktadır. Orijinal UBCSAND, orijinal Duncan ve Chang (1970) modeline dayanan hiperbolik bir zorlanma pekleşme kuralı ile klasik plastisite teorisinde formüle edilmiş bir 2D modeldir. Formülasyonu, modifikasyonla Duncan-Chang yaklaşımına dayanan hiperbolik zorlanma sertleştirme kuralıyla klasik plastisite teorisine dayanmaktadır. Pekleşme kuralı, mobilize sürtünme açısını, belirli bir gerilmede plastik kayma deformasyonuna bağlar (PLAXIS 2D Material Models Manual, 2018).

2.1.3.1 UBC3D-PLM'in temel özellikleri

UBC3D-PLM zemin modelinde şekilde gösterilen 3 boyutlu eksenel gerilme uzayında geliştirilmiş Mohr-Coulomb akma fonksiyonu kullanılmıştır.



Şekil 2.4 : Mohr-Coulomb akma yüzeylerinin üç boyutlu ifadesi (PLAXIS2D Material Models Manual, 2018).

Kritik akma yüzeyi verilen denklem ile tanımlanabilir.

$$f_m = \frac{\sigma'_{\max} - \sigma'_{\min}}{2} - \left(\frac{\sigma'_{\max} + \sigma'_{\min}}{2} + c' \cot \phi'_p \right) \sin \phi'_{mob} \quad (2.11)$$

Burada, σ'_{\max} = maksimum eksenel gerilme

σ'_{\min} = minimum eksenel gerilme

c' = kohezyon mukavemeti

ϕ'_p = pik içsel sürtünme açısı

ϕ'_{mob} = mobilize içsel sürtünme açısı

2.1.3.2 Elasto-plastik davranış

Akma yüzeyleri arasındaki gerçekleşen elastik davranış K_B^e ve K_G^e parametreleri ile ifade edilmiştir.

$$K_B^e = k_B^e P_A \left(\frac{p'}{P_A} \right)^{me} \quad (2.12)$$

$$K_G^e = k_G^e P_A \left(\frac{p'}{P_A} \right)^{ne} \quad (2.13)$$

Burada, p' = ortalama efektif gerilme

P_A = referans gerilme (genelde 100 kPA)

K_B^e = elastik bulk modülü sayısı

K_G^e = elastik kayma modülü sayısı

Bununla birlikte pekleşme kuralı Tsegaye (2010) tarafından aşağıda verilen denklemde olduğu gibi ifade edilmiştir.

$$d \sin \phi_{mob} = 1.5 K_G^P \left(\frac{P}{P_A} \right)^{np} \frac{P_A}{P_m} \left(1 - \frac{\sin \phi_{mob}}{\sin \phi_{peak}} R_f \right)^2 d\lambda \quad (2.14)$$

Burada, $d\lambda$ = plastik deformasyon artış çarpanı

np = plastik kayma modülü üssü

ϕ_{mob} = mobilize sürtünme açısı

ϕ_{peak} = pik sürtünme açısı

R_f = göçme oranı $\left(\frac{n_f}{n_{ult}}, 0.5 - 1.0 \right)$

2.1.3.3 Plastik potansiyel fonksiyonu

Plastik potansiyel fonksiyonu, plastik deformasyonun yönünü belirler. UBC3D-PLM'de Drucker ve Prager (1952) plastik potansiyel fonksiyonuna dayanan bir ilişkili olmayan akış kuralı kullanılır.

Plastik potansiyel fonksiyonu aşağıdaki gibidir:

$$g = q - a(p' + c \cot \phi_p) \quad (2.15)$$

$$a = \frac{\sqrt{3} \sin \psi_{mob}}{\cos \theta + \frac{\sin \theta}{\sqrt{3}}} \quad (2.16)$$

2.1.3.4 Sıvılaşma sonrası kuralı ve devirsel oynaklık

Deneysel çalışmalarda, kohezyonsuz gevşek zeminlerin sıvılaşma sonrası davranışından ötürü ya da kohezyonsuz sıkı zeminlerin devirsel oynaklıklarından kaynaklı olarak rijitlik azalması meydana gelir. Bu durumun modellenebilmesi için UBC3D-PLM'de, zemin elemanın dilatasyonu sırasında oluşan plastik deviatorik deformasyonun bir fonksiyonu olarak plastik kayma modülünü kademeli olarak

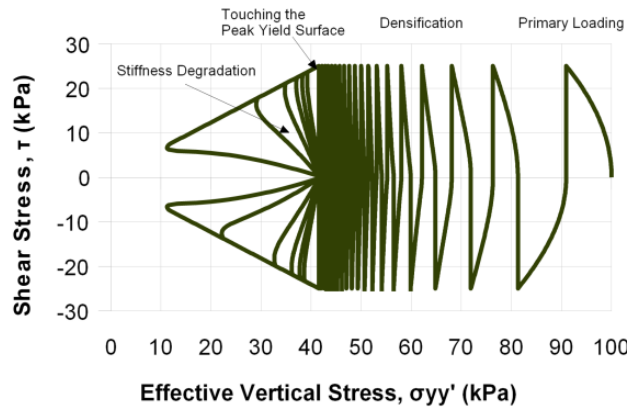
azaltan bir denklem uygulanır. Sıkı kumların devirsel oynaklık süreci Şekil 2.5'deki gibidir.

$$K_G^p = K_{G,primary}^p * e^{E_{dil}} \quad (2.17)$$

$$E_{dil} = \min(110 * \varepsilon_{dil}, fac_{post}) \quad (2.18)$$

Burada, ε_{dil} = plastik deviatorik deformasyon birikimi

fac_{post} = üstel çarpan değeri



Şekil 2.5 : Sıkı kumlar için UBC3D-PLM modeli ile elde edilen çevrimsel kayma gerilmesi yolu (PLAXIS2D Material Manual, 2018).

2.1.3.5 Drenajsız şartlar altındaki davranış

Drenajsız şartlar altındaki boşluk suyu basıncı artışı aşağıda belirtilen denklem ile gerçekleşmektedir.

$$dp_w = \frac{K_w}{n} d\varepsilon_v \quad (2.19)$$

Burada, K_w = suyun bulk modülü

n = zeminin porozitesi

$d\varepsilon_v$ = akışkanın hacimsel deformasyonu

2.2 Dinamik Analiz

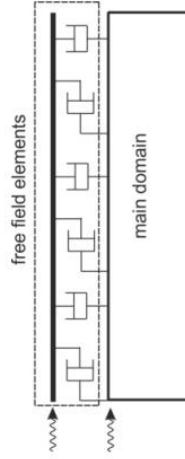
Plaxis 2D'de dinamik analiz hem tek kaynaklı titreşim için hem de deprem problemleri için kullanılabilir. Deprem yükleri genellikle alt sınırdan uygulanır ve bunun

neticesi olarak oluşan kayma dalgaları yüzeye doğru ilerler. Bu analiz yönteminde zemin, geometrik sönümü olmayan düzlem deformasyon modeli ile simüle edilir. Bu sebeple, daha gerçekçi sonuçların elde edilebilmesi için Rayleigh sönümünün tanımlanması önerilir (PLAXIS 2D Manual, 2018).

Plaxis 2D’de dinamik analiz prosedüründe, statik analiz prosedürüne göre dikkat edilmesi gereken faktörler de bulunmaktadır. Bu faktörler alt başlıklarda irdelenecektir.

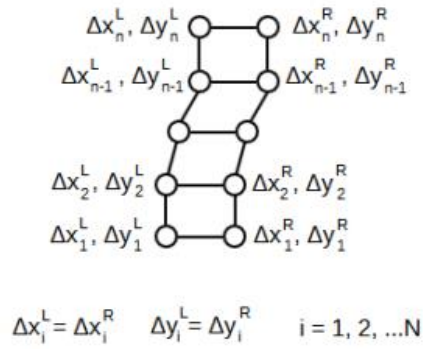
2.2.1 Sınır koşulları

- I. *Viscous boundary*; bu sınır koşulu viskoz sönümleyici içerir ve bu sınırlar gelen enerjisi adsorbe ederler. Genellikle zemin hacminin içerisinde bir titreşim kaynağının bulunduğu durumlarda kullanılır (PLAXIS2D Manual, 2018).
- II. *Compliant base boundary*; bu sınır koşulu, sadece modelin taban sınır koşulu olarak seçilebilir. Alt sınırdaki minimum yansıma ile dalgaların daha derine yayılmasını simüle eder. Bu sınır koşulu öngörülen deplasman ve viskoz sınırın kombinasyonundan oluşur. Deprem sinyali (yani bir yer değiştirme, hız veya ivme zaman geçmişi) eşdeğer normal ve kesme kuvvetleri uygulanarak model geometrisine aktarılır. Viskoz sınır, aşağı doğru yayılan sıkıştırıcı ve kayma dalgalarını adsorbe etmek için tabanın her bir düğümünde normal ve kesme yönünde bir dizi kesik çizgiden oluşur (PLAXIS2D Manual, 2018).
- III. *Free-field boundary*; bu koşul yanal sınırlar için kullanılabilir ve sınırdaki minimum yansıma ile dalgaların uzak alana yayılmasını simüle eder. Serbest alan elemanları, model geometrisinin her iki tarafında modellenir ve bu modelin içindeki zemin tabakaları ile aynı özelliklere sahiptir. Sarsıntı, sınırlardaki serbest elemanlardan ana alana eşdeğer kesme ve normal kuvvetler uygulanarak iletilir. Sınır elemanının her düğüm noktasında yansıyan dalgaların sönümlenebilmesi için kesme yönünde ve normal yönde iki piston bulunmaktadır (Şekil 2.6). Bu seçenek, deprem hareketinin modelin alt sınırı boyunca uygulandığı modellerde tercih edilir (PLAXIS2D Manual, 2018).



Şekil 2.6 : Free-field elemanları (PLAXIS -2D Manual, 2018).

IV. *Tied degree of freedom*; bu sınır koşulu sadece yatay sınır koşulları için mümkündür. Bu opsiyonda sağ ve sol sınırlardaki aynı yükseklikteki düğüm noktaları birbirlerine bağlanırlar ve bu yüzden aynı deformasyonlar söz konusu olur (Şekil 2.7). Bu sınır koşulunun seçilmesi durumunda düşey sınırlardaki düğüm noktalarının serbest olması gerekmektedir. Genellikle yüzey tepki analizi gerçekleştirmek için tek boyutlu zemin kolonu modellemek için kullanılır (PLAXIS 2D Manual, 2018).



Şekil 2.7 : Tied degrees of freedom elemanları (PLAXIS2D Manual, 2018).

2.2.2 Eleman büyüklüğü ve zaman adımları

Plaxis programında elemanlar üçgenler halinde otomatik olarak üretilmektedir. Bu üçgen elemanların boyutları uygun eleman boyutlarının belirlenmesi ile kontrol edilebilir (Laera ve Brinkgreve 2015). Hedeflenen eleman boyutları Kuhlemeyer ve Lysmer, (1973) tarafından önerilen yöntem ile belirlenebilmektedir (Denklem 2.20).

$$\text{Ortalama eleman boyutu} \leq \frac{V_{s,\min}}{8 \cdot f_{\max}} \quad (2.20)$$

Bu denklemde $V_{s,\min}$ tabakadaki en düşük kayma dalgası hızını ifade etmektedir ve f_{\max} girdi hareketinin en yüksek frekans içeriğini ifade etmektedir.

Dalgaın zaman adımları Plaxis tarafından her elemanı dalgaın birim zamanda geçeceği şekilde otomatik olarak belirlenir. Bunun için kritik zaman adımı, eleman boyutuna ve malzeme sertliğine göre hesaplanır. Zaman adımı daha sonra girdi datalarına göre ayarlanır (Laera ve Brinkgreve 2015).

$$\delta_t = \frac{\Delta t}{m \cdot n} \quad (2.21)$$

$$\delta_t \leq 0.1 * T_{\text{highest mode}} \quad (2.22)$$

Burada, “ δ_t ” dinamik zaman aralığında (Δt) hesaplanan zaman adımıdır, maksimum adım sayısıdır, m ve alt adım sayısı n’dir.



3. NÜMERİK MODELLEME

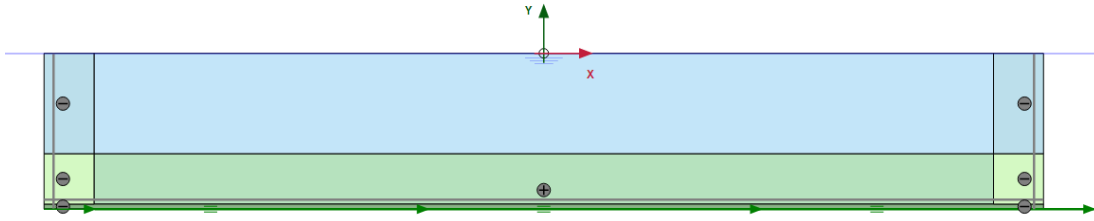
Bu başlık altında sıvılaştırılabilir kum tabakasının serbest sahada ve temel altında deprem anındaki performansının ve davranışının anlaşılması için oluşturulan modellerin detayları ifade edilmiştir.

Yapılan nümerik analizlerde sıvılaştırma esnasında meydana gelecek olan kayma gerilmelerinin ve aşırı boşluk suyu basınçlarının tayini için iki farklı bünye modeli kullanılmıştır ve parametre seçimleri de ifade edilmiştir. Bu sebeple dinamik analizlerde hem HS-Small zemin modeli hem de UBC3D-PLM zemin modeli kullanılmıştır. Fakat UBC3D-PLM zemin modelinin statik şartları simüle etmesindeki yetersizliğinden kaynaklı olarak bu bünye modeli sadece dinamik analizler esnasında kullanılmıştır. Dinamik analizler öncesi statik fazlarda ise HS-Small zemin modeli kullanılmıştır. Plaxis programında zeminlerin mekanik özelliklerini çok iyi şekilde ifade edebildiği için bu tercih yapılmıştır.

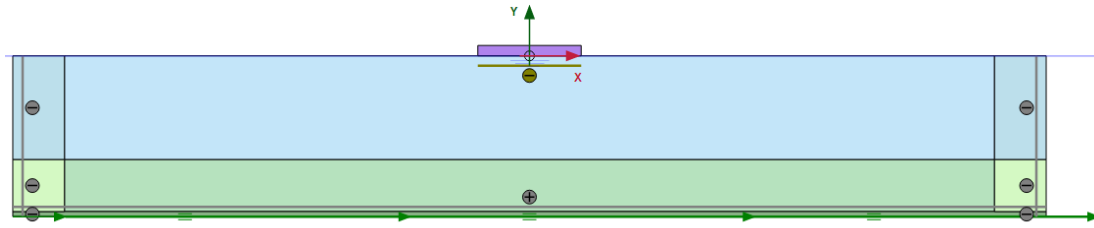
3.1 Model Geometrisi

Yapılan çalışmada zemini profilini simüle etmek için sıvılaştırılabilir bir zemin tabakası, altında sıkı kum tabakası ve ana kaya modellenmiştir. Dinamik analizde sınır koşulların etkisinden korunmak için model, her iki düşey sınıra doğru profil derinliğinin en az üç katı kadar genişlikte tasarlanmıştır. Zemin profili dikdörtgen, 200mx31m boyutlarında bir geometriye sahiptir. Zemin tabakasının ilk 20 m'lik kısmı sıvılaştırılabilir relatif sıklığı %45 olan bir temiz kum tabakasından oluşurken bu tabakanın altında da 10 m derinliğinde relatif sıklığı %80 olan bir kum tabakası bulunmaktadır. Buna ek olarak 1m derinliğinde rijit bir kaya modellenmiştir (Şekil 3.1). Çevrimsel gerilmeler altındaki zeminin davranışına, bina ağırlık etkisinin de araştırıldığı bu tezde 20 m genişliğinde ve modelin tam ortasından bina ağırlığını temsilen 2 m yüksekliğinde bir temel tabakası da oluşturulmuştur (Şekil 3.2). Zemin profili temel genişliğinden daha derin tasarlanarak temel varlığının etkisi de anlaşılmaya çalışılmıştır.

DüŖey sınır koŖullarının etkisinden arınmiŖ bir model oluŖturulmak için sınır koŖulları boyunca aynı tabaka drenajlı bir Ŗekilde modellenmiŖtir.



Şekil 3.1 : Serbest saha model geometrisi.



Şekil 3.2 : Temel varlığındaki model geometrisi.

3.2 Malzeme Özellikleri

Seçilen malzeme modelleri önceki bölümde detaylı olarak anlatılmıştır. HS-Small zemin modeli ve UBC-Sand modeli için seçilen girdi değerleri de ayrı ayrı olarak belirlenmiştir.

Yapılan statik analizlerde HS-Small zemin modeli kullanılırken dinamik analiz için hem HS-Small zemin modeli hem de UBC-Sand modeli kullanılmıştır. Kullanılan zemin modellerinin drenaj Ŗartları, efektif mukavemet parametrelerine göre zemin özelliklerini belirlediği için dinamik Ŗartlar da göz önünde bulundurulduğunda *undrained (A)* olarak seçilmiştir. Bunun dışında sınır koŖulları etkisinden kaçınmak için düŖey ve yatay sınırlar boyunca aynı mukavemet özelliklerine sahip drenajlı tabakalar tanımlanmıştır.

3.2.1.1 UBC-Sand Zemin modeli parametrelerinin belirlenmesi

UBC-Sand zemin modelinin girdi parametrelerinin belirlenmesi için öncelikle zemin tabakası için kabuller yapılmıştır. Yapılan kabullerde SPT deneyinde düzeltilmiş penetrasyon darbe sayısı kullanılmıştır. Bununla birlikte penetrasyon darbe sayısı ve relatif sıklık arasındaki ilişki de birçok araŖtırmacı tarafından kullanılan Denklem 3.1 kullanılmıştır.

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}} \quad (3.1)$$

Yapılan çalışmalar kapsamında C_d katsayısı için birçok öneri yapılmıştır fakat SPT ve CPT kaynaklı sıvılaşmanın tayin edilmesi ile ilgili yapılan çalışmalarda Idriss ve Boulanger (2003) bu değer için 46 sayısını kullanmışlardır.

Bununla birlikte sürtünme açısı da Bowles (1996) tarafından önerilen ifade ile hesaplanmıştır.

$$\phi' = 28^\circ + 15^\circ D_r (\mp 2^\circ) \quad (3.2)$$

UBC-Sand modelinde zemin tabakasına ait olan elastik ve plastik kayma modülü ve elastik bulk modülü SPT'den elde edilmiş ve düzeltme yapılmış penetrasyon darbe sayılarına bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$k_G^{*e} = 21.7 \times 20 \times (N_1)_{60}^{0.3333} \quad (3.3)$$

$$k_B^{*e} = 0.7 * k_G^{*e} \quad (3.4)$$

$$k_G^{*p} = k_G^{*e} \times (N_1)_{60}^2 \times 0.003 + 100 \quad (3.5)$$

Mukavemet parametreleri olan içsel sürtünme açısı ve kohezyon mukavemeti direkt girdi olarak işlenirken pik sürtünme açısı denklemde gösterildiği gibi hesaplanmıştır.

$$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \max\left(0; \frac{(N_1)_{60} - 15}{5}\right) \quad (3.6)$$

Bunun dışında göçme oranı ise aşağıda belirtilen ifadeyle hesaplanmaktadır.

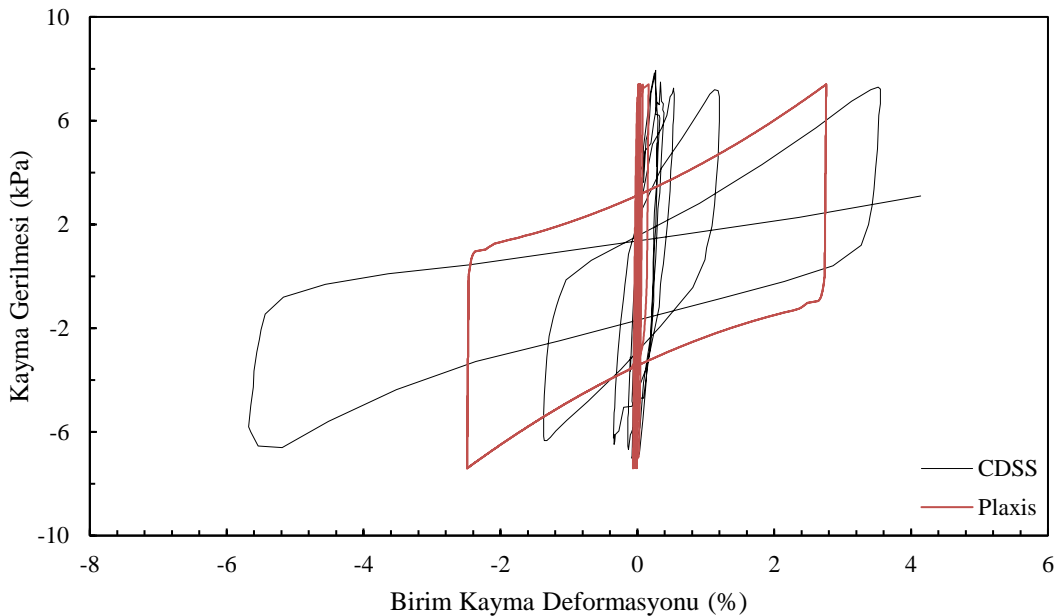
$$R_f \approx 1.1((N_1)_{60})^{-0.15} < 0.99 \quad (3.7)$$

Model davranışının kalibrasyonu ve doğrulanması

Relatif sıklılığı %45 olan sıvılaştırılabilir zemin tabakasının dinamik davranışının gerçekçi modellenmesi amacıyla bu zemin tabakasının, VELACS Projesi (1992) kapsamında Nevada kumu üzerinde yapılan dinamik basit kesme deneyinin (CDSS) davranışı ile kalibrasyonu gerçekleştirilmiştir. Farklı kayma gerilmeleri altında modelin davranışı incelenmiş, bu kapsamda sıkılaştırma faktörü (fac_{hard}) ve sıvılaştırma sonrası kayma mukavemeti etkin faktörü (fac_{post}) tayini gerçekleştirilmiştir.

Üç farklı çevrimsel gerilme oranına sahip olan CDSS deneyine göre kalibrasyonlar gerçekleştirilmiştir ve bu kalibrasyondan sonra model davranışı da doğrulanmıştır. Bu deneylerin CSR oranları sırası ile 0.093, 0.134 ve son olarak 0.18'dir. Nümerik model ve CDSS deneyi arasındaki kalibrasyon sağlanırken, depremin zeminlerde yüksek çevrimsel gerilmelere sebebiyet vereceği düşünülerek hareket edilmiştir. Dolayısıyla yüksek CSR değerine sahip olan deneyler ile model uygunluğu dikkate alınarak bu kalibrasyon ve doğrulama işlemi gerçekleştirilmiştir.

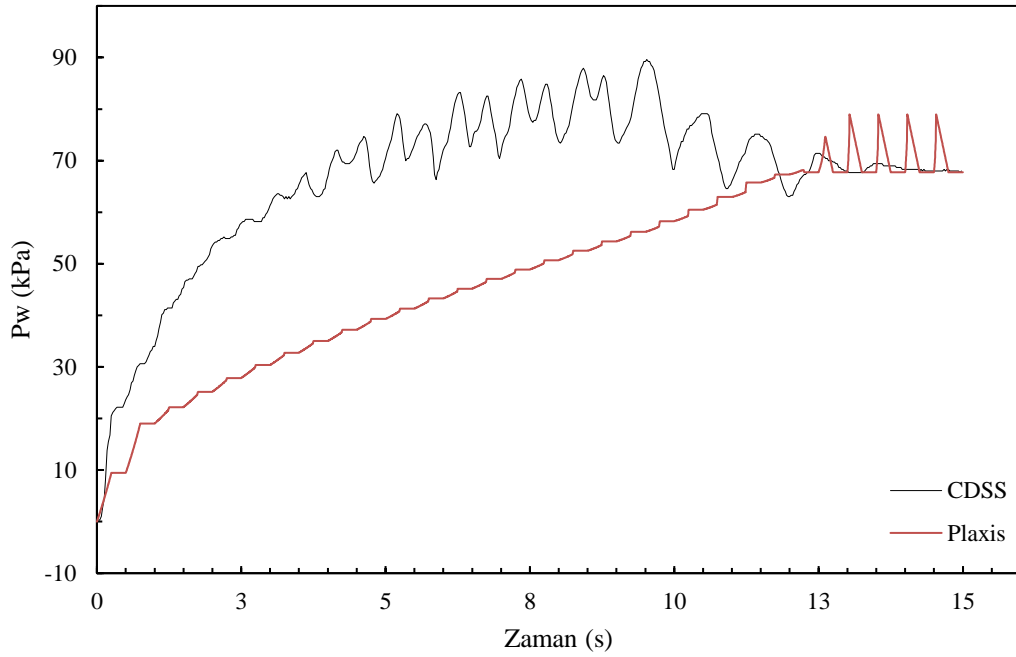
Efektif gerilmenin 80 kPa olduğu ve çevrimsel kayma gerilmesinin 7.4 kPa olarak sabit uygulandığı CDSS deneyinin Plaxis2D zemin modeli ile kıyası şekillerde gösterilmektedir.



Şekil 3.3 : CSR=0.093, gerilme-deformasyon eğrisi.

UBC-Sand zemin modelinde sıvılaştırma sonrası davranışının modellenmiyor olmasından kaynaklı olarak gerilme-deformasyon eğrileri sıvılaştırmanın başladığı ana

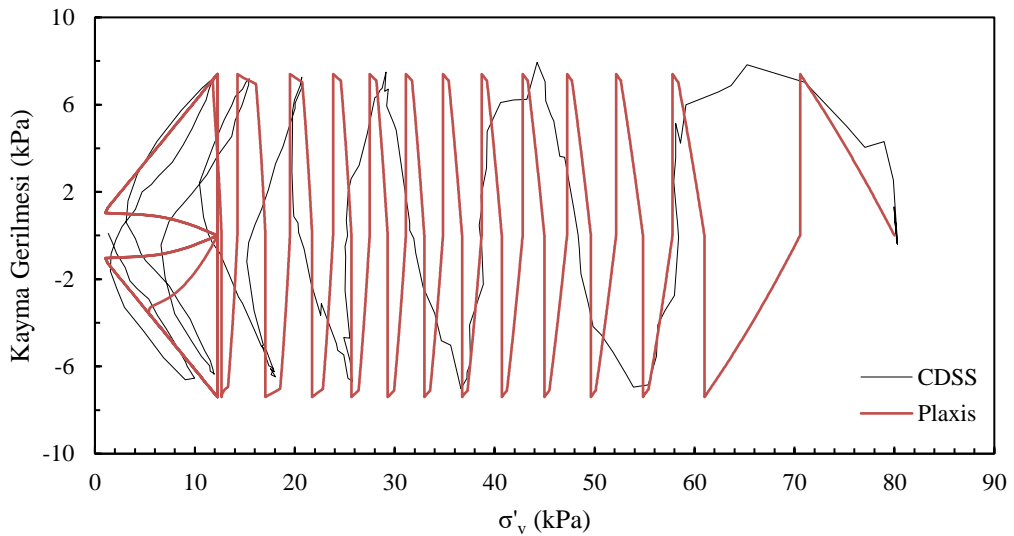
kadar çizdirilmiştir. Bu mukayeseden anlaşıldığı üzere sıvılaşma esnasında kayma deformasyonları oldukça yakın bir davranış sergilemiştir.



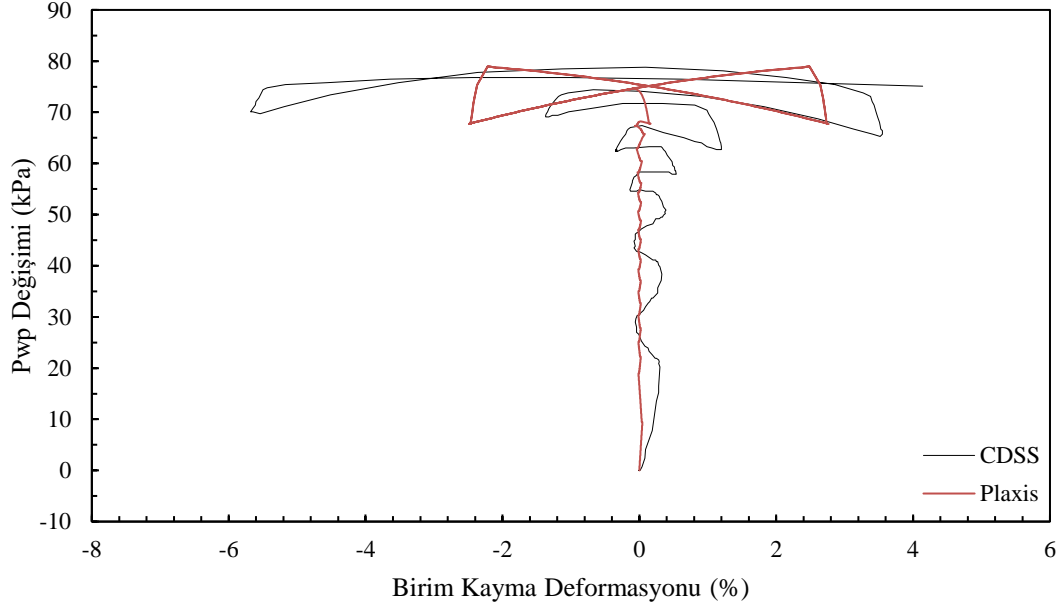
Şekil 3.4 : CSR=0.093 Boşluk suyu basıncı-zaman eğrisi.

Bu deney setindeki kayma gerilmesinin oldukça düşük olmasından kaynaklı olarak boşluk suyu basıncının artışı davranışı deney setindekinden uzak bir şekilde seyir etmiştir fakat Şekil 3.4'de de görüldüğü üzere yine de zemin sıvılaşmıştır.

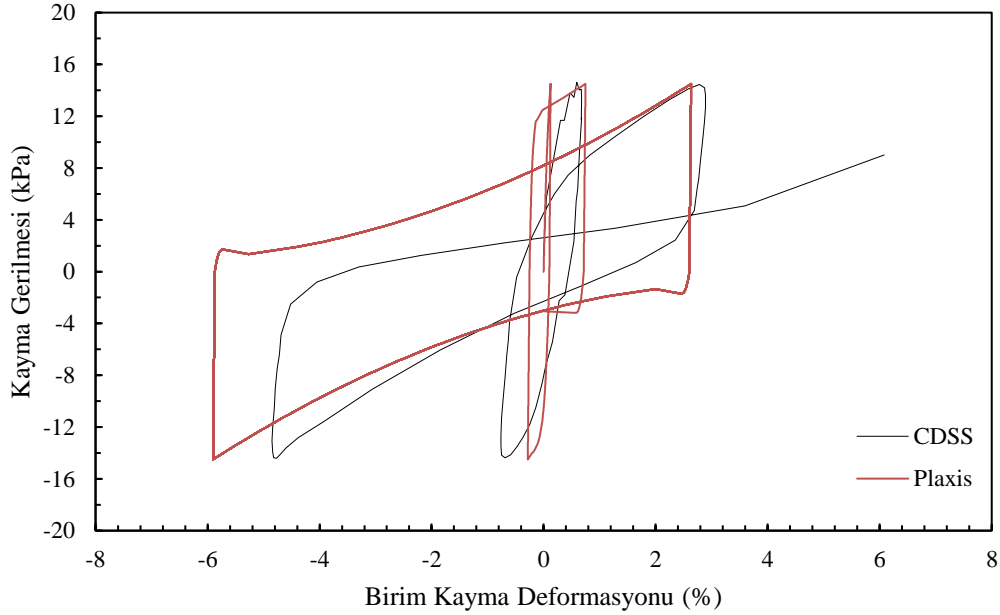
Boşluk suyu basıncındaki artışın modelde daha yavaş gerçekleşmesinden kaynaklı olarak zemin üzerindeki efektif gerilme azalışı daha uzun sürmüştür.



Şekil 3.5 : CSR=0.093 Kayma gerilmesi-efektif gerilme eğrisi.



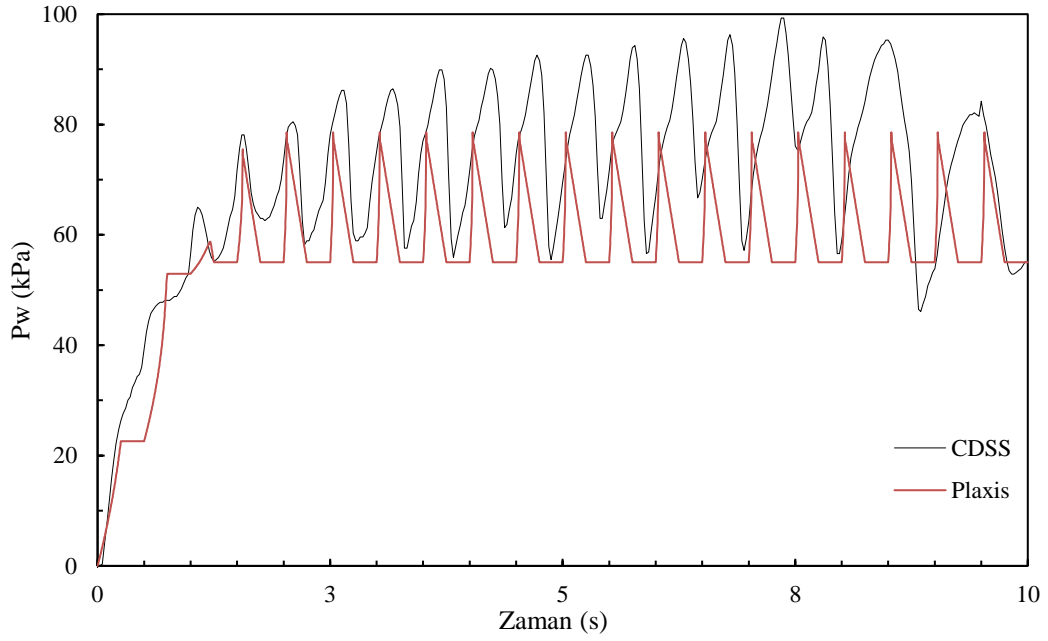
Şekil 3.6 : CSR=0.093 Boşluk suyu basıncı değişimi-kayma deformasyonu eğrisi
Etketif gerilmenin 80 kPa olduğu ve çevrimsel kayma gerilmesinin 14.5 kPa olarak sabit olarak uygulandığı deneyin Plaxis2D zemin modeli ile kıyası aşağıdaki şekillerde sırayla gösterilmektedir.



Şekil 3.7 : CSR=0.181, gerilme-deformasyon eğrisi.

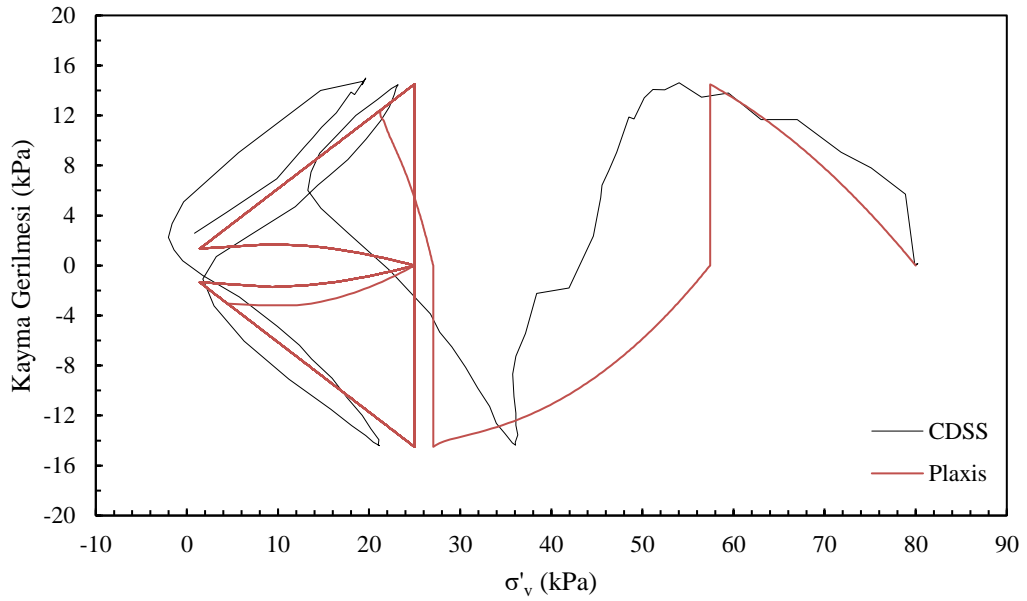
UBC-Sand modeli CSR=0.181 değeri için CDSS deneyi ile oldukça yakın neticeler üretmiştir. Kayma gerilmesi-kayma deformasyonu eğrisindeki bu yakınlık da Şekil 3.7 de gösterilmektedir.

Yapılan analiz sonucunda Şekil 3.8’de de görüldüğü gibi çevrimsel gerilmeler altındaki boşluk suyu basıncı artışı CDSS deneyi ile oldukça yakınlık içermektedir.

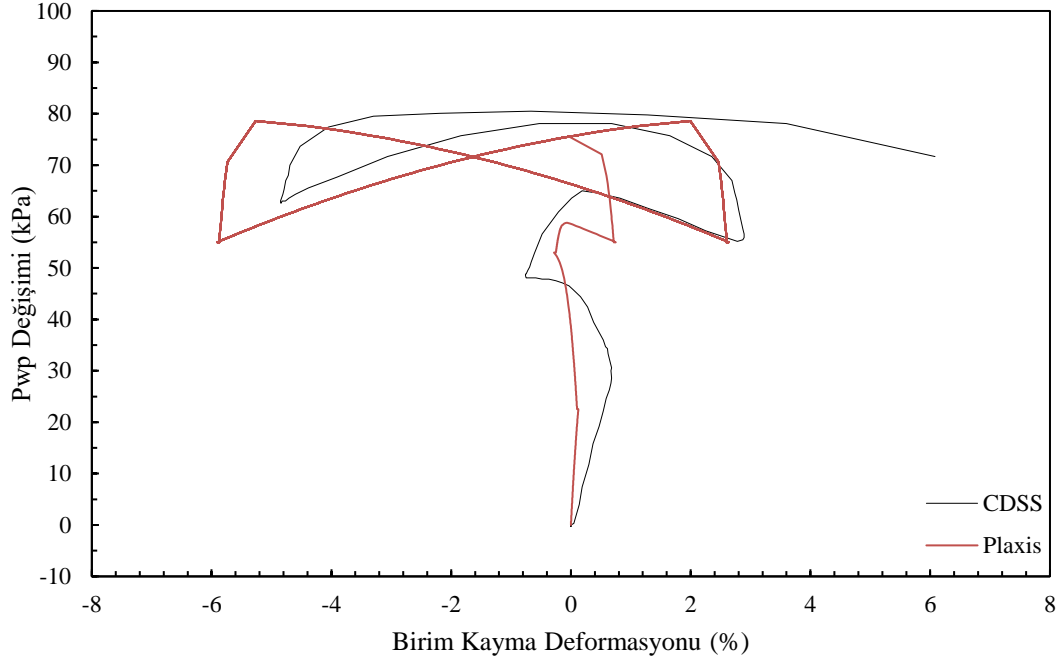


Şekil 3.8 : CSR=0.181 Boşluk suyu basıncı-zaman eğrisi.

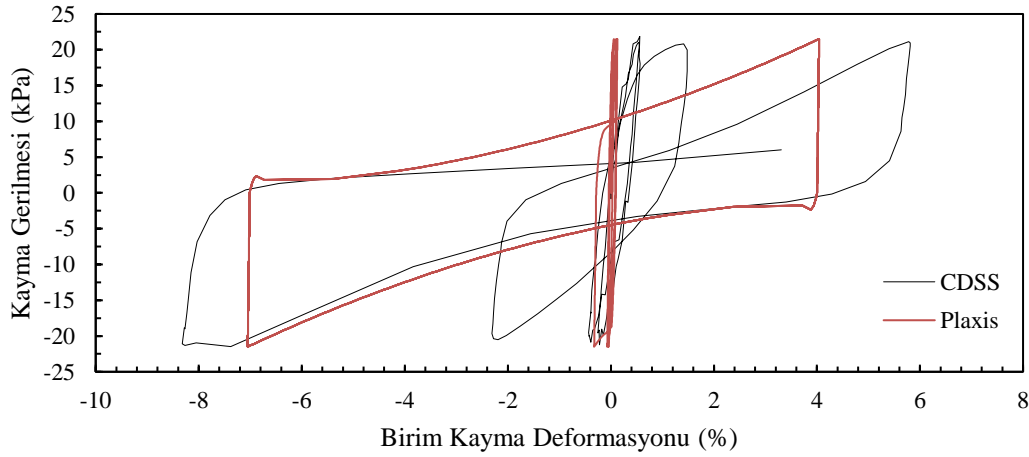
Zemin modeli bu kayma deformasyonu altında CDSS deneyi ile aynı çevrim sayısında sıvılaşmıştır ve bu da UBC-Sand zemin modelinin davranışının bu CSR değerlerinde oldukça yakın olduğunu göstermektedir.



Şekil 3.9 : CSR=0.181 Kayma gerilmesi-efektif gerilme eğrisi.



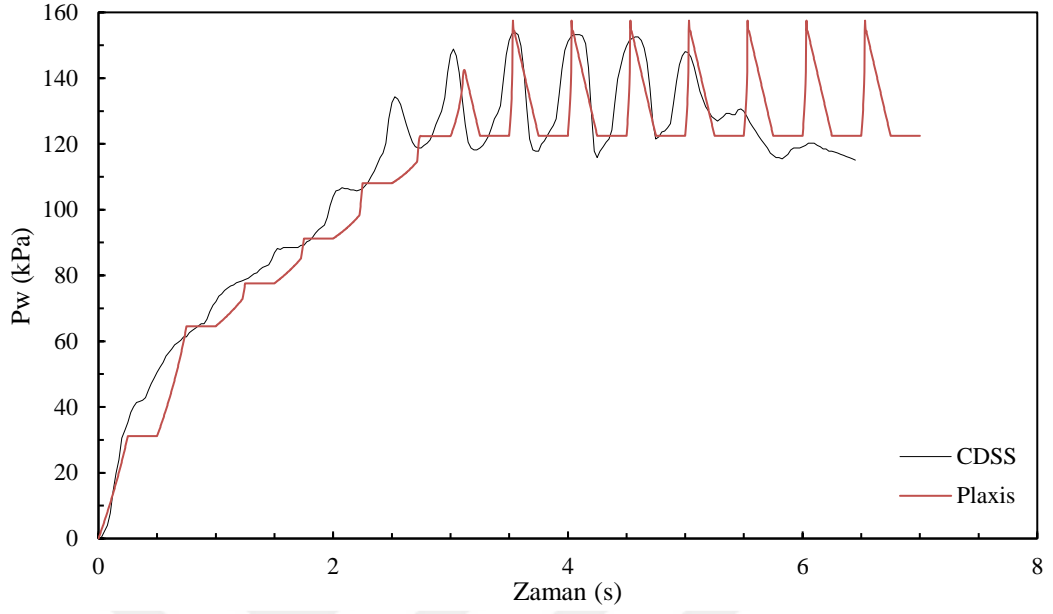
Şekil 3.10 : CSR=0.181 Boşluk suyu basıncı değişimi-kayma deformasyonu eğrisi
Efektif gerilmenin 160 kPa olduğu ve çevrimsel kayma gerilmesinin 21.5 kPa sabit olarak uygulandığı deneyin Plaxis2D zemin modeli ile kıyası aşağıdaki şekillerde gösterilmektedir.



Şekil 3.11 : CSR=0.134, gerilme-deformasyon eğrisi.

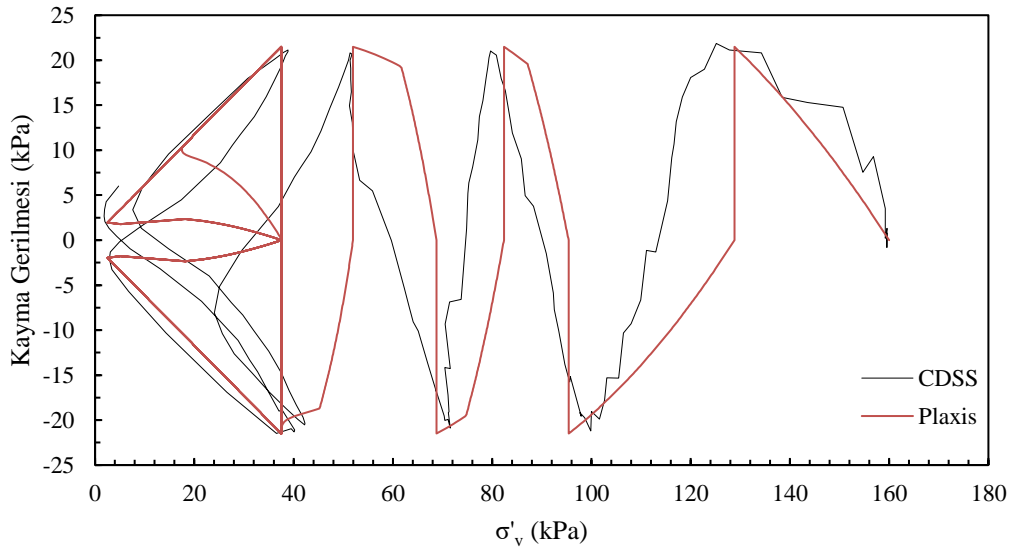
Model ile deneyin sıvılaşmaya kadar olan süreçte kayma gerilmesi-kayma deformasyonu verilerinin oldukça tutarlı olduğu Şekil 3.11’de gösterilmektedir. Bununla birlikte bu çevrimsel kayma gerilmesi değerinin boşluk suyu basıncı artışının da deney sonuçları ile oldukça uyumlu olduğu Şekil 3.12’de görülmektedir. Boşluk suyu

basıncının maksimum değere ulaştığı çevrim sayısının aynı olması da modelin deney sonuçları ile uyumluluğunu göstermektedir.

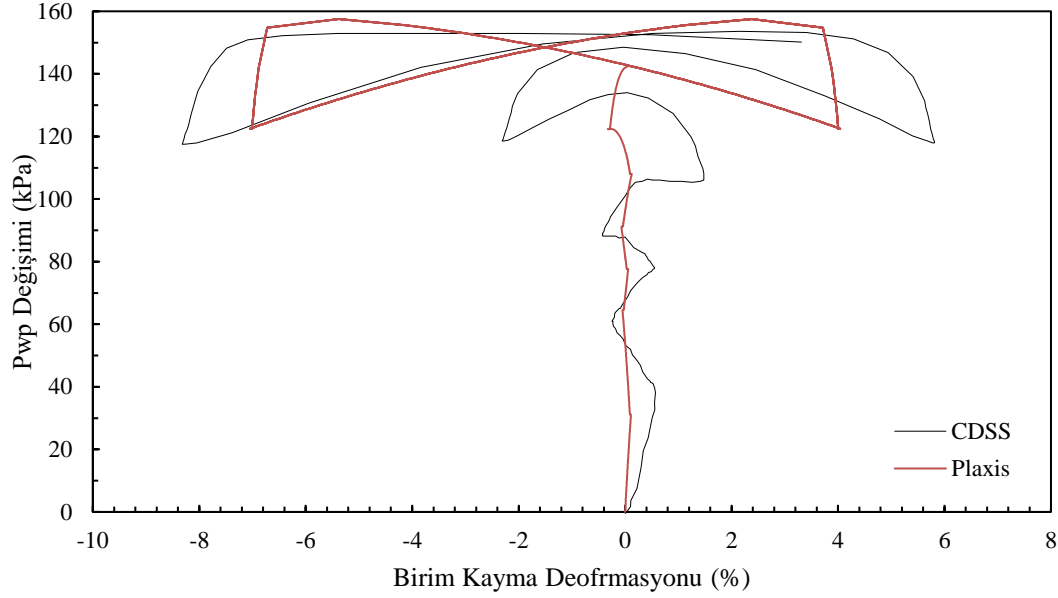


Şekil 3.12 : CSR=0.134 Boşluk suyu basıncı-zaman eğrisi.

Şekil 3.13'de de görüldüğü üzere nümerik model ile CDSS deneyindeki efektif gerilme azalması birbirine oldukça yakın olarak ilerlemektedir ve bunun sebebi de nümerik model ile CDSS deneyinin neredeyse aynı çevrim sayılarında aynı azalışı göstermiş olmasıdır.



Şekil 3.13 : CSR=0.134 Kayma gerilmesi-efektif gerilme eğrisi.



Şekil 3.14 : CSR=0.134 Boşluk suyu basıncı değişimi-kayma deformasyonu eğrisi.

Yapılan kalibrasyon ve doğrulamanın neticesi olarak sıvılaştırılabilir zemin tabakasının sıkılaştırma ve sıvılaştırma sonrası davranışını tayin eden parametreler belirlenmiştir. Bununla birlikte relatif sıkılığı %80 olan kum tabakasında bu faktörlerin tayini için bir analiz gerçekleştirilmemiştir. Çünkü bu tabaka 20 m derinlikte başlamaktadır ve bu tabakanın sıvılaştırılması gerçekleşmeyecektir.

Yapılan analizler ve hesaplamalar neticesinde UBC-Sand zemin modeline göre tabakaların parametreleri Çizelge 3.1’de gösterildiği gibi belirlenmiştir.

Çizelge 3.1 : UBC-Sand zemin modeline göre tabakaların girdi parametreleri.

Model Parametreleri	Orta Sıkı ($D_r=45\%$) Kum	Sıkı ($D_r=80\%$) Kum
$(N_1)_{60}$	9	29
γ_d (kN/m ²)	19.29	19.74
γ_k (kN/m ²)	15.25	15.90
$\phi_{cv}(o)$	33	33
$\phi_p(o)$	33.93	38.83
k_g^e	912.5	1339.9
k_g^e	638.7	938.0
k_g^p	337.5	3584.0
R_f	0.758	0.662
fac_{hard}	0.7	1
fac_{post}	0.2	1

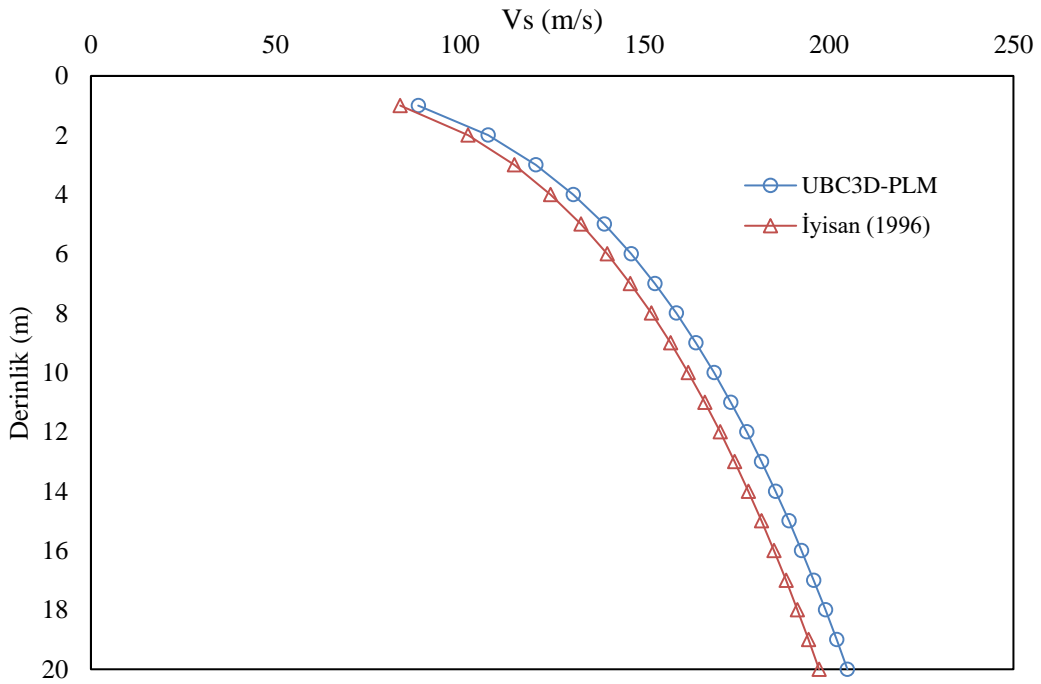
3.2.2 HS-Small zemin modeli parametrelerinin belirlenmesi

Statik analizlerin tümünde ve dinamik analizlerde kullanılan HS-Small zemin modeli parametrelerinin elde edilmesi, kayma dalgası hızının belirlenmesinden yola çıkılarak yapılmıştır. Öncelikle zeminin kayma dalgası hızı tayini İyisan (1996) tarafından önerilen denklem ile yapılmıştır. Bu yaklaşım düzeltilmiş SPT penetrasyon darbe sayısının geri işleme hesabının yapılmasıyla kullanılmıştır çünkü İyisan tarafından önerilen korelasyonlar efektif gerilme düzeltmesi yapılmamış penetrasyon darbe sayıları için önerilmiştir. İyisan (1996) tarafından belirlenen bu denklemin kullanılmasının en önemli sebebi, UBC-Sand modeli ile geri işleme elde edilen kayma dalgası hızı ile oldukça yakın sonuçların elde edilebilmiş olumasıdır. Bu yaklaşımın asıl amacı aynı tabakaları farklı zemin modelleri ile modelleyebilmektir.

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_R C_B C_S \quad (3.8)$$

$$V_s = 51.5 N^{0.52} \quad (3.9)$$

$$V_s = 48.6 N_{60}^{0.52} \quad (3.10)$$



Şekil 3.15 : Sıvılaştırılabilir kum tabakasının farklı yöntemlere göre kayma dalgası hızları.

Hesaplanan kayma dalgası hızlarının hesaplanmasının ardından maksimum kayma gerilmesi model için gerekli olan elastisite modelleri aşağıda verilen denklemlerle hesaplanmıştır.

$$V_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \quad (3.11)$$

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cdot \cos \phi - P_{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.12)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.13)$$

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + 2 \cos 2\phi') - \sigma'_1(1 + K_0) \sin 2\phi'] \quad (3.14)$$

Sönümlenme parametrelerinin ifade edildiği bir sonraki başlıkta daha detaylı ele alınacak olan parametrelerin belirlenmesi ile ilgili izahat yapmak gerekirse, sönümlenme eğrilerinin, Seed ve Idriss (1970) tarafından temiz kum malzemelerin davranışlarını ifade eden eğrilere yakın bir davranışın sergilenmesi için G_0/G_{ur} oranı “3” olarak alınmıştır. Bu hesaplardan yola çıkılarak geri işlemle E_{ur} değeri hesaplanmıştır. Daha sonrasında ise E_{oed} ve E_{ur} değerleri E_{ur} değerinin kılavuzda yapılan yaklaşım üzerine $1/3$ 'ü oranında hesaplanmıştır. Böylece kayma gerilmesi-kayma deformasyonu ilişkisi, Seed ve Idriss (1970) tarafından önerilen ilişki ile yaklaşık olarak aynı davranışı yakalamaktır. Modelde kullanılan parametreler aşağıda ifade edildiği gibidir.

Çizelge 3.2 : HS-Small zemin modeline göre tabakaların girdi parametreleri.

Model Parametreleri	Orta Sıkı (Dr=%45) Kum	Sıkı (Dr=%80) Kum
γ_{sat} (kN/m ²)	19.29	19.74
γ_{unsat} (kN/m ²)	15.25	15.90
E_{50}^{ref} (kPa)	24143	38706
E_{oed}^{ref} (kPa)	24143	38706
E_{ur}^{ref} (kPa)	72430	116119
c	0	0
ϕ	33°	38°
G_0^{ref} (kPa)	83573	133983
$\gamma_{0.7}$	0.00014	0.00014
v_{ur}	0.3	0.3
P_{ref} (kPa)	100	100

3.2.3 HS-Small zemin modeli sönümlenme parametrelerinin belirlenmesi

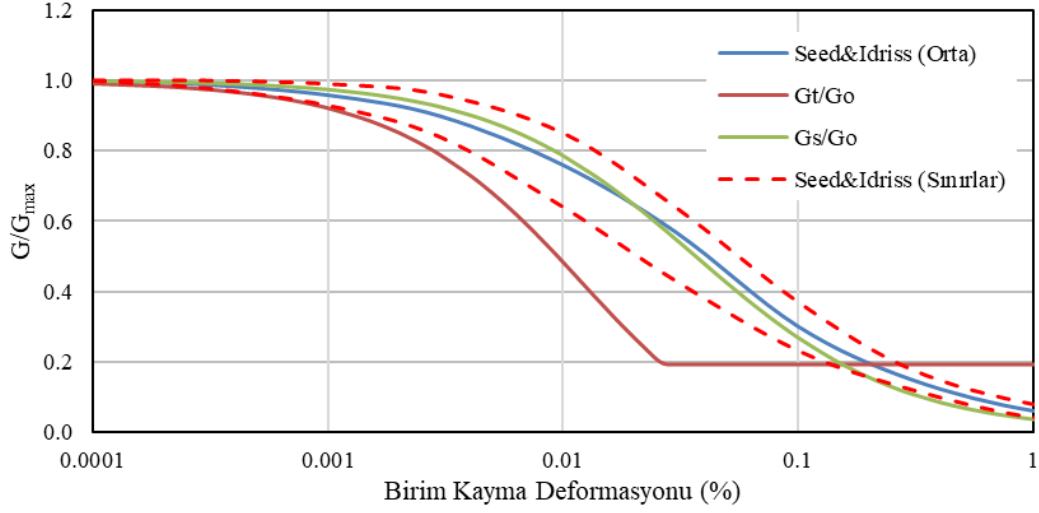
HS-Small materyal modelinde “hysteretic” sönümlenimin tanımlanması için G_0^{ref} ve $\gamma_{0.7}$ parametrelerinin elde edilmesi gerekmektedir çünkü kayma modülü sönümlenme oranı bu girdi parametrelere bağlı olarak aşağıdaki formüller ile belirlenmektedir. Sönüm oranlarının hesaplanması esnasında $\gamma_{0.7}$ değeri Seed ve Idriss (1970) tarafından önerilen ortalama eğriden hesaplanmıştır. Bu şekilde model sönüm oranı değişiminin, Seed&Idriss tarafından kum numuneler için önerilen aralıkta kalması sağlanmıştır.

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (3.15)$$

$$\frac{G_T}{G_0} = \frac{1}{\left(1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \quad (3.16)$$

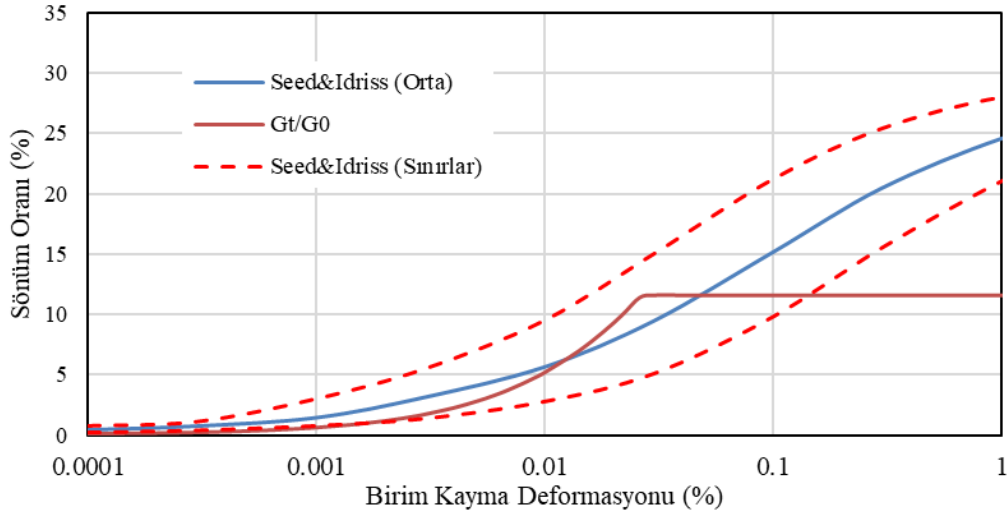
$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0.385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0.7} \quad (3.17)$$

HS-Small zemin modelinin kayma modülü-kayma deformasyonu eğrilerinin, Seed&Idriss tarafından kumlar için elde edilmiş olan eğrilerle olan mukayesesi Şekil 3.16’da belirtilmektedir. Görüldüğü üzere modelin bu eğri Seed ve Idriss (1970) tarafından belirlenen sınır içerisinde kalmaktadır ve ortalama değere oldukça yakın bir şekilde seyretmektedir.



Şekil 3.16 : Kayma gerilmesi oranı kayma deformasyonu eğrisi.

HS-Small zemin modelinde kayma deformasyonun yüksek olduğu deformasyonlardan itibaren sabit bir sönüm oranı uygulanmaktadır. Bu sönüm noktasına kadarki deformasyonlarda modelin davranışı ile Seed&Idriss tarafından önerilen davranış arasındaki yakınlık oldukça yüksektir (Şekil 3.17).



Şekil 3.17 : Sönümlenme eğrileri mukayesesi.

Rayleigh sönümlenme parametrelerinin belirlenmesi için öncelikle zemin profilinin ortalama kayma gerilmesi hızının hesaplanması ve zeminin ortalama hâkim periyodunun belirlenmesi gerekmektedir. Sonrasında ise deprem hâkim periyodunun zemin hâkim periyoduna oranının hesaplanması gerekmektedir. Rayleigh sönümlenmesinin parametreleri bu değerler aracılığı ile hesaplanmaktadır.

Ortalama kayma gerilmesi ve zemin hâkim periyodu hesabı:

$$V_{S,ort} = \frac{hi}{\sum \frac{hi}{V_i}} = 173 \text{ m/s} \quad (3.18)$$

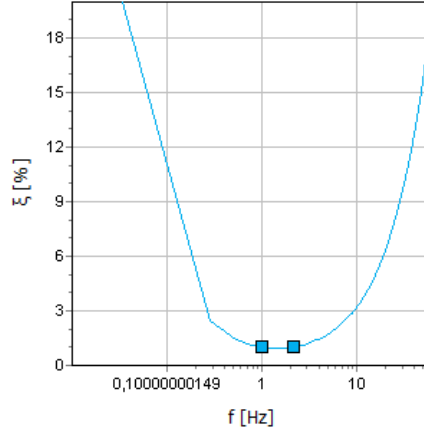
$$f_1 = \frac{V_{S,ort}}{4H} = 1.44 \text{ Hz} \quad (3.19)$$

Deprem hâkim periyodunun zemin hâkim periyoduna oranı:

$$\frac{f_2}{f_1} = 2.94 \quad (3.20)$$

Zeminin bu orana en yakın bir sonraki büyütme oranı hesaplanır (Denklem 3.21) ve sonrasında Rayleigh sönüm oranı için 2 hedef değer elde edilmiş olunur. Bu iki hedef için sönüm oranları %2 alınarak Rayleigh sönüm parametreleri belirlenmiştir (Şekil 3.18).

$$f_n = \frac{V_S}{4H} (2n+1) \quad (3.21)$$



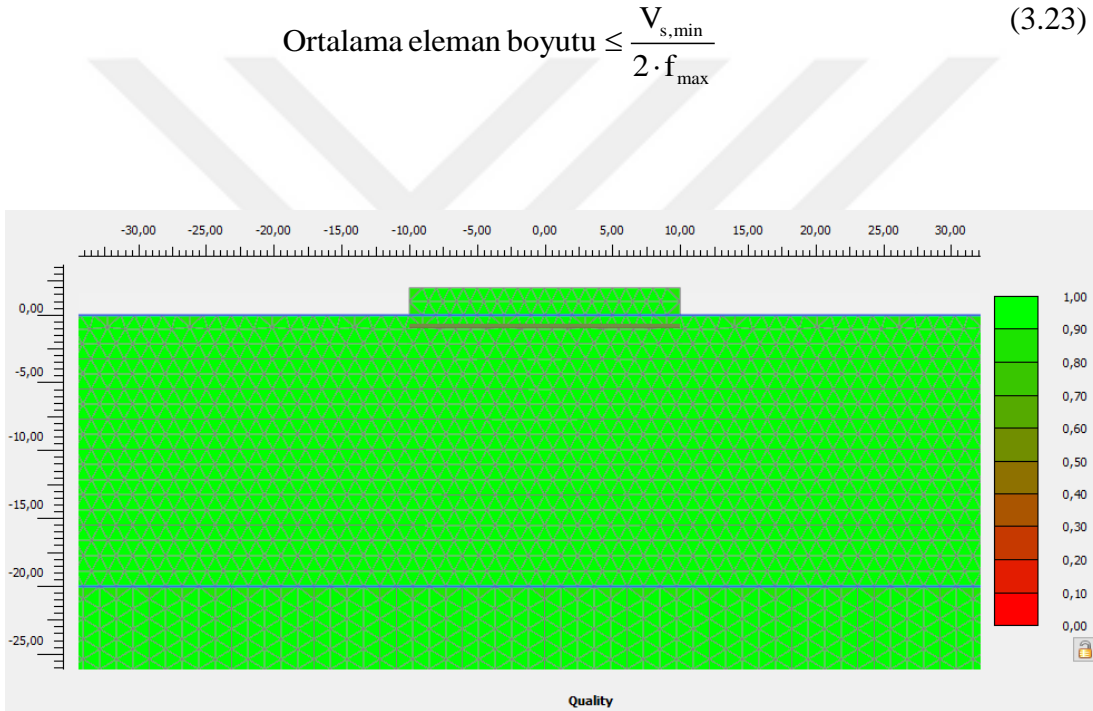
Şekil 3.18 : Rayleigh sönümlenme hedef noktaları.

3.2.4 Eleman boyutlarının belirlenmesi

Sonlu elemanlar yönteminde eleman boyutunun belirlenmesi ile ilgili açıklama bölümde yapılmıştır. Değınilen bu yaklaşımdaki formülün kullanılması durumunda ortalama eleman boyutu 0.42m olarak hesaplanmaktadır.

$$\text{Ortalama eleman boyutu} \leq \frac{V_{s,\min}}{8 \cdot f_{\max}} \quad (3.22)$$

Fakat bu denklem yerine, her dalga boyunun içinde, dalgayı doğru olarak tanımlamak için minimum 8 düğüm noktasının olması durumunda farklı bir denklemin kullanılabileceği Greif (2015) tarafından ifade edilmiştir (Denklem 3.23). Bu yaklaşımın kullanılması durumunda ortalama eleman boyutu 2.05m olarak belirlenmiştir. Bununla birlikte Plaxis programında yer alan eleman kalitesi değerleri ile de eleman kaliteleri kontrol edilmiştir (Şekil 3.19).

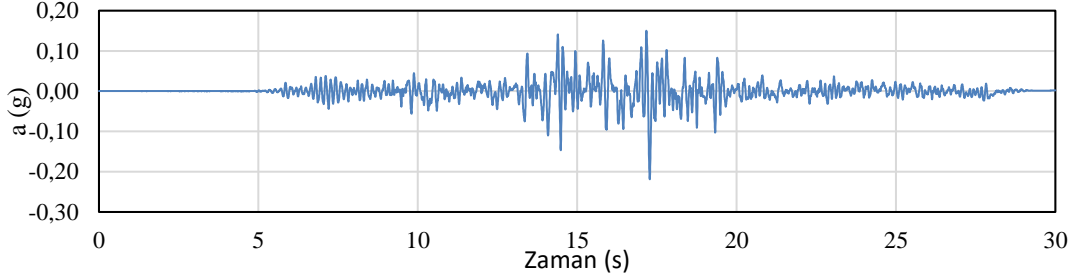


Şekil 3.19 : Sonlu elemanlar yönteminde eleman kalitesi gösterimi.

3.2.5 Yükleme ve sınır şartları

Deprem girdisi olarak DeepSoil v6.1 isimli yazılımın veri tabanındaki Kocaeli depremi verileri kullanılmıştır (Şekil 3.19). Bu deprem kaydının alındığı kaya sınıfı USGS'e göre "B" olarak nitelendirildiği için kayıt, mostra veren kaya hareketi olarak değerlendirilmiştir. Modelde kullanılan girdi hareketi, modelin tabanından dinamik yer değiştirme olarak uygulanmıştır. Bu hareketin sadece x ekseninde büyüklüğü bulunmaktadır. Bunun da program da tanımlanabilmesi için x yönündeki yer değiştirme "prescribed displacement" olarak seçilmiştir fakat y eksenini sabitlemiştir. Deprem süresi 30 saniye ve 6000 ana adımdan oluşmuştur. Yüzeyde alınan deprem

kayıtları uygulanırken, sadece yukarı yönlü ilerleyen deprem dalgalarının dikkate alınması için “prescribed displacement” verisinin katsayısı 1 yerine 0.5 alınmıştır (PLAXIS2D Reference Manual, 2018). Alt adımlar ile ilgili ayarlama “automatic” olarak seçilmiştir ve bu sayede analiz esnasında gerekli olduğu takdirde gerekli görüldüğü kadar alt adım kullanılmasına imkân sağlanmıştır.



Şekil 3.20 : Kocaeli depremi ivme girdisi.

Çizelge 3.3 : Kocaeli depremi Arçelik istasyonu verileri özeti.

Parametreler	Değer
Pik ivme	0.218 (g)
Periyod	1.63 s
Frekans	6.13 Hz

Daha öncesinde de belirtildiği üzere modelin, sınır koşullardan etkilenmemesi için model oldukça geniş tutulmaya çalışılmıştır. Düşey sınırların model derinliğinin 3 katı kadar uzak olmasının, sınır koşullarının model üzerindeki etkisini minimize edeceği tecrübe edilmiştir (Thapa Magar, 20016). Bu çalışmada da model derinliği 32 m ve modelin toplam genişliği ise 200 m olarak belirlenmiştir. Dinamik analizlerde daha gerçekçi sonuçların alınabilmesi için de düşey sınır koşulları *free-field* ve alt sınır koşulu ise *compliant base* sınır koşulu olarak belirlenmiştir. Bu sınır koşullarının çalışabilmesi için sınır boyunca drenajlı tabaka bulunması ve aktif edilmemiş olan *interface* tanımlanmış olmalıdır (PLAXIS 2D Reference Manual, 2018).

Serbest alan elemanlarında sıvılaşma nedeniyle göçmeyi ve dengesizliği önlemek için, model sınırlarında aynı zemin özelliklerine sahip olan fakat drenajlı zemin tabakalarının tanımlanması gerekmektedir (Galavi ve Tehrani, 2017). Bu sebeple modelin düşey sınırlarına aynı mukavemet özelliklerine sahip fakat drenajlı tabaka tanımlanmıştır.



4. SERBEST SAHADA VE TEMEL ALTINDA KUMLARDA SIVILAŞMA ANALİZLERİ

Sıvılaştırılabilir kumların deprem esnasındaki davranışlarının, serbest saha koşullarında ve bina altında incelendiği bu başlık altında öncelikle serbest saha koşullarında 1-B ve 2-B yer tepki analizleri gerçekleştirilmiştir ve zeminin deprem esnasındaki davranışları mukayese edilmiştir.

Çalışmanın devamında deprem esnasındaki zeminin maruz kaldığı çevrimsel kayma gerilmeleri 1-B, 2-B ve basitleştirilmiş prosedür ile hesaplanarak mukayese edilmiştir. Bu analizler neticesinde bina varlığının çevrimsel kayma gerilmelerine olan etkisi incelenmiştir.

Novoliq isimli programın kullanılmasıyla elde edilen çevrimsel direnç oranlarının hesaplanması ve çevrimsel gerilme oranlanması ile zeminin sıvılaştırılabilirliği basitleştirilmiş prosedürlerle hesaplanmıştır. Bu sonuçlar 2-B sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilen sonuçlarla mukayese edilmiş ve yorumlanmıştır.

Temel taban basıncı etkisinin de incelendiği bu çalışmada özellikle farklı temel taban basınçları altındaki zeminlerde oluşan boşluk suyu basıncı artışları 2-B analizlerle belirlenmiş ve yorumlanmıştır.

4.1 Yer Tepki Analizleri

Zemin koşullarının, sarsıntı üzerindeki etkilerini değerlendirmek amacıyla yapılan yer tepki analizleri, yüzey hareketlerinin, tasarım spektrumlarının belirlenmesine ve sıvılaştırma tehlikelerinin tahmin edilmesine olanak sağlamaktadır. Yer tepki analizleri, anakaya olarak belirlenen formasyondan yüzeye doğru hareket kayma dalgaları yayılımlarının analizleri ile mümkün olmaktadır.

Çalışma kapsamında 1-B yer tepki analizleri DEEPSOIL v6.1 programı ile gerçekleştirilmiştir. 1-B yer tepki analizleri eşdeğer lineer ve lineer olmayan metodlar ile gerçekleştirilmiştir. Bununla birlikte 2-B yer tepki analizleri PLAXIS2D isimli sonlu elemanlar programıyla gerçekleştirilmiştir ve bu program analizler, HS-Small ve

UBC-Sand zemin modelleri için ayrı ayrı gerçekleştirilmiştir. 2-B yer tepki analizler hep serbest saha koşulları için hem de temel varlığında gerçekleştirilmiştir.

4.1.1 Serbest sahada yer tepki analizleri

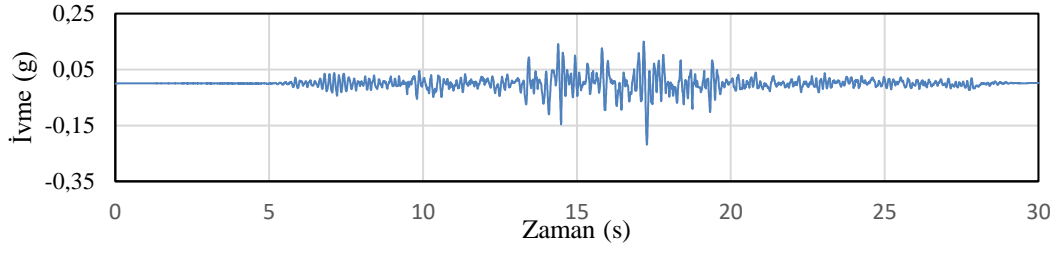
Bir boyutlu dinamik davranış analizleri daha önceki bölümde belirlenmiş olan zemin tabakaları için gerçekleştirilmiştir. Eşdeğer lineer ve lineer olmayan analiz için zemin profili 15 farklı tabakaya bölünmüştür ve kayma dalgası hızları Çizelge 4.1 de belirtildiği gibi belirlenmiştir. Bununla birlikte her iki analizde de su seviyesi yüzeyde bulunmaktadır.

Çizelge 4.1 : Tek boyutlu yer tepki analizi girdi değerleri

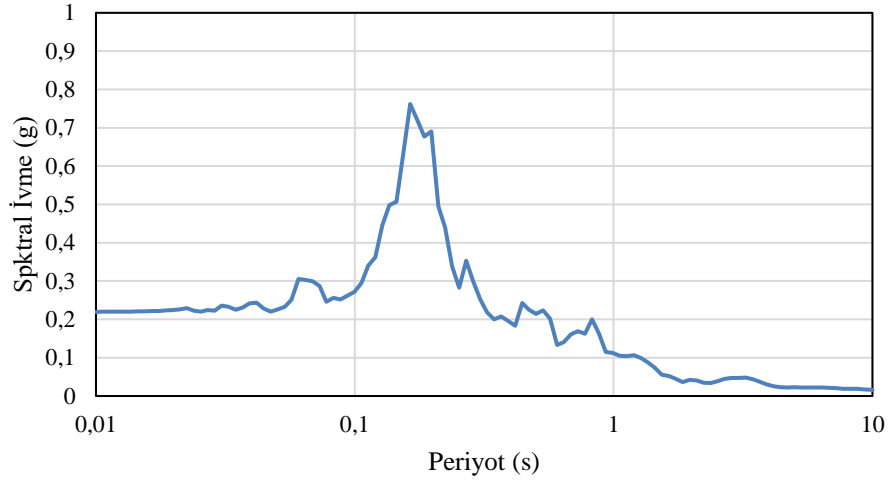
Derinlik (m)	γ (kN/m ²)	Vs (m/sn)
0-2	19.29	93.01
2-4	19.29	119.66
4-6	19.29	136.33
6-8	19.29	149.08
8-10	19.29	159.47
10-12	19.29	168.83
12-14	19.29	176.33
14-16	19.29	183.44
16-18	19.29	189.92
18-20	19.29	195.89
20-22	19.74	242.78
22-24	19.74	247.90
24-26	19.74	252.67
26-28	19.74	257.16
28-30	19.74	261.39

Eşdeğer lineer ve lineer olmayan analizlerde, G/Gmax ve sönüm değişim eğrileri Seed ve Idriss (1970) olarak tanımlanmıştır. Buna ek olarak lineer olmayan analizde, “Nonlinear Backbone Formulation” opsiyonu “MKZ” olarak ve “Hysteretic Reloading/Unloading Formation” opsiyonu “Non-Masing” olarak seçilmiştir.

Analizlerde girdi hareketi olarak DEEPSOIL veri tabanından alınan Kocaeli kaydı kullanılmıştır. DEEPSOIL programının kılavuzunda bu deprem kaydının alındığı kaya sınıfı USGS’e göre “B” olarak nitelendirildiği için kayıt, “outcrop motion” olarak değerlendirilmiştir. Bununla birlikte programda anakaya “Elastic Half-Space” olarak tanımlanmıştır ve kayma dalgası hızı 760 m/sn olarak belirlenmiştir.

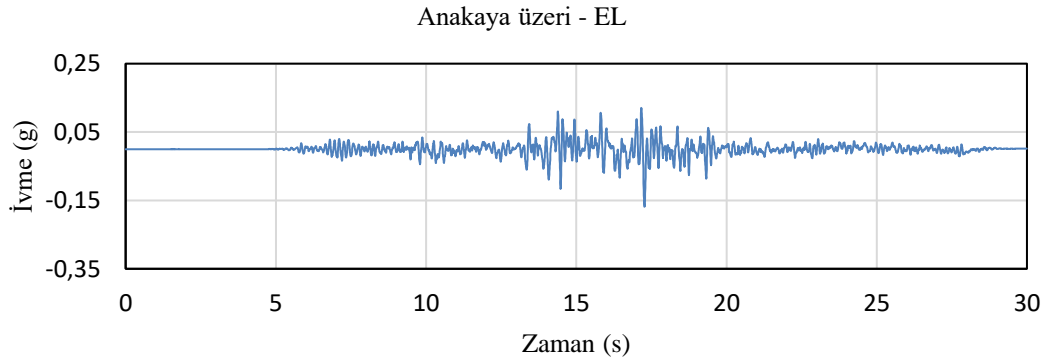


Şekil 4.1 : Kocaeli Depremi ivme kaydı.

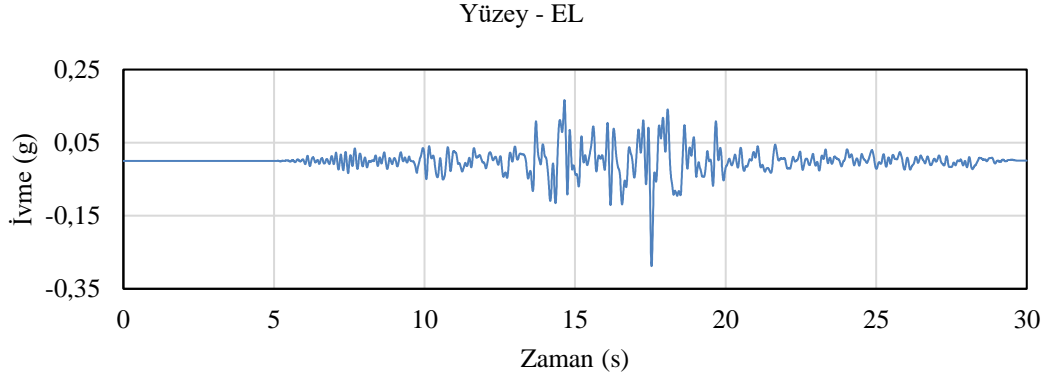


Şekil 4.2 : Kocaeli depremi spektral ivme diyagramı.

Yapılan eşdeğer lineer analiz neticesinde yüzeyde ve anakaya üzerinde zamana bağlı ivme kayıtları ve tepki spektrumları elde edilmiştir.

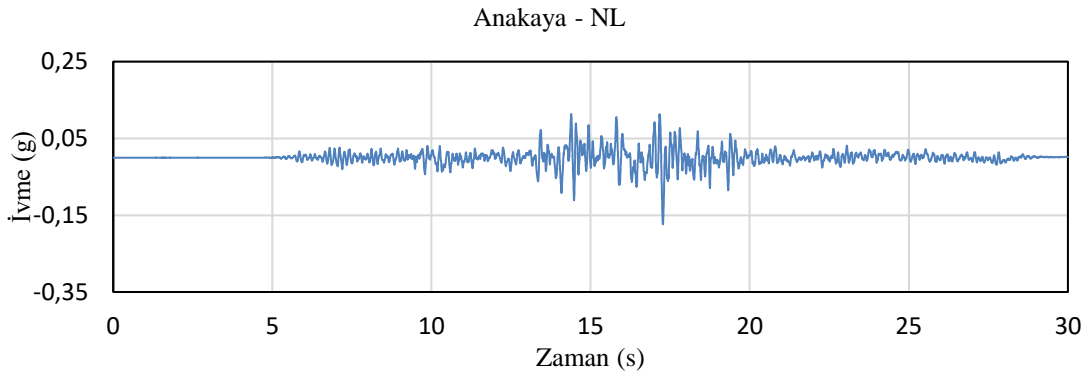


Şekil 4.3 : Eşdeğer lineer analize göre anakaya üzerindeki ivme kayıtları.



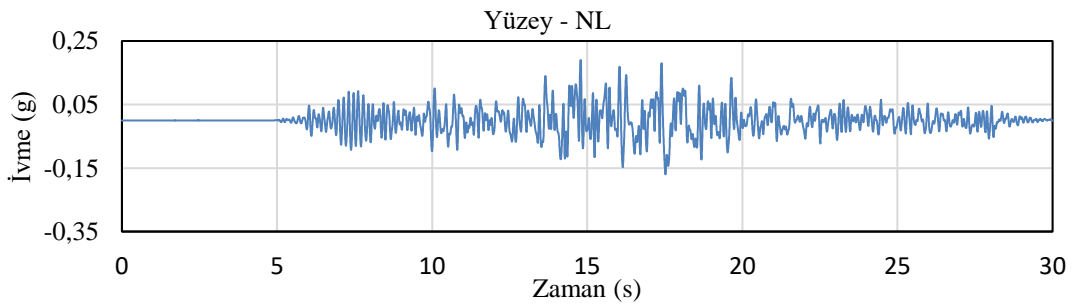
Şekil 4.4 : Eşdeğer lineer analize göre anakaya üzerindeki ivme kayıtları.

Yapılan lineer olmayan analiz neticesinde yüzeyde ve anakaya üzerinde zamana bağlı ivme kayıtları ve tepki spektrumları elde edilmiştir.



Şekil 4.5 : Lineer olmayan analize göre anakaya üzerinde ivme kayıtları.

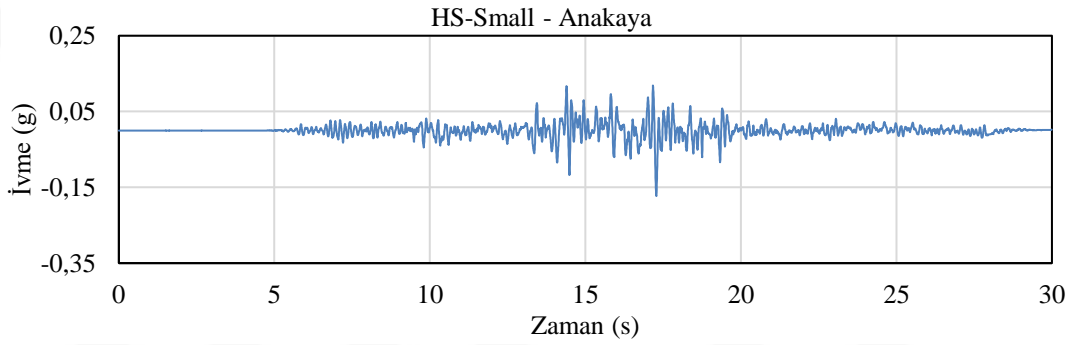
Tek boyutlu analizlerin sonucu olarak NL ve EL analizlerin pik ivme değerlerinin farklı olduğu anlaşılmıştır. Bununla birlikte EL analiz neticesi olarak zemin büyütmesinin gerçekleştiği gözlenirken NL analiz de tam aksi bir sonuç ortaya çıktığı gözlenmektedir.



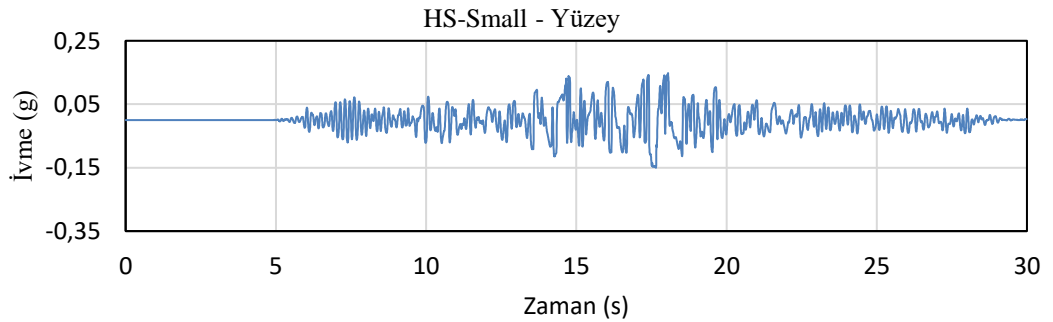
Şekil 4.6 : Lineer olmayan analize göre yüzeydeki ivme kayıtları.

İki boyutlu tepki analizleri PLAXIS2D sonlu elemanlar programıyla gerçekleştirilmiştir. Bu analizler esnasında hem HS-Small zemin modeli hem de UBC-Sand zemin modeli kullanılmıştır.

Analizler esnasında girdi hareketi olarak belirlenen Kocaeli kaydının mostra kaydı olması ve belirlenmiş olan kaya sınıfının USGS'e göre "B" olarak nitelendirilmesinden kaynaklı olarak analizlerin tümünde 1 m kalınlığında bir kaya tabakası tanımlanmıştır ve bu tabakanın kayma dalgası hızı V_s 760 m/sn olarak belirlenmiştir. Yüzeyde alınan deprem kayıtları uygulanırken, sadece yukarı yönlü ilerleyen deprem dalgalarının dikkate alınması için "prescribed displacement" verisinin katsayısı 1 yerine 0.5 alınmıştır.

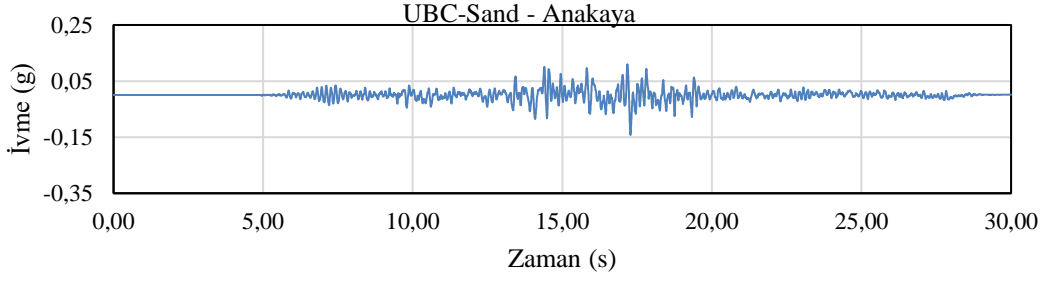


Şekil 4.7 : HS-Small modelinde anakaya üzerindeki ivme kayıtları.



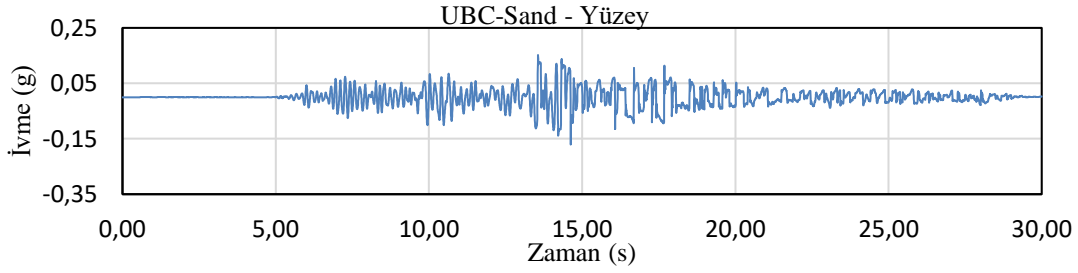
Şekil 4.8 : HS-Small modelinde yüzeydeki ivme kayıtları.

HS-Small zemin modeline göre yapılan analizlerde yüzeyde ve anakaya üzerindeki kayıtlarda maksimum ivme değerlerinin aynı zaman diliminde gerçekleştiği fakat yüzeyde daha düşük bir ivme değerinin olduğu görülmektedir. Zeminin sönümleme etkisinin gösterdiği anlaşılmaktadır.

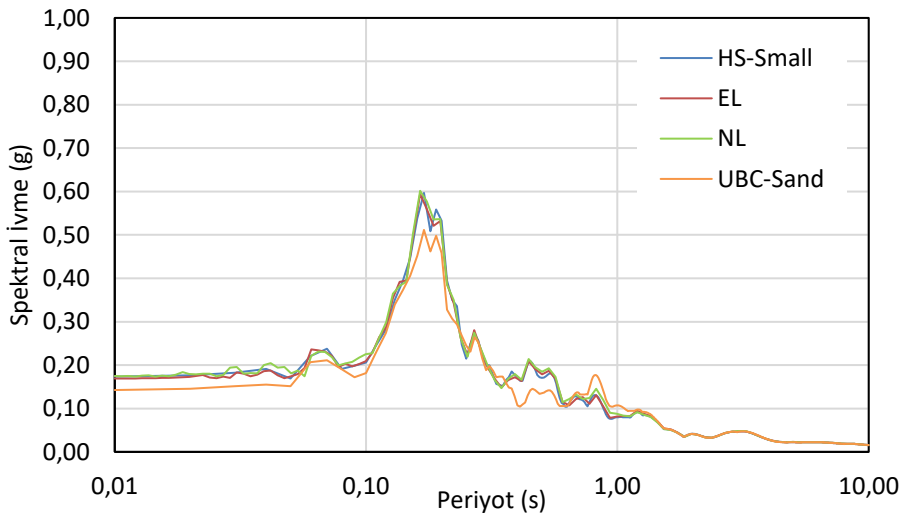


Şekil 4.9 : UBC-Sand modelinde anakaya ivme kayıtları.

UBC-Sand zemin modelinin, ana kayadaki ve yüzeydeki ivme-zaman grafikleri incelendiğinde pik noktaların farklı zamanlarda olduğu anlaşılmaktadır. Yüzeydeki pik noktanın daha önceki bir nokta olması sıvılaşma kaynaklıdır. Sıvılaşan zeminin daha sonraki ivme değerlerini sönmülediği anlaşılmaktadır. Yüzeydeki pik ivme değerinin, ana kayadaki ivme değerinden daha yüksek olması zeminin yumuşamasından kaynaklı olduğu anlaşılmaktadır.



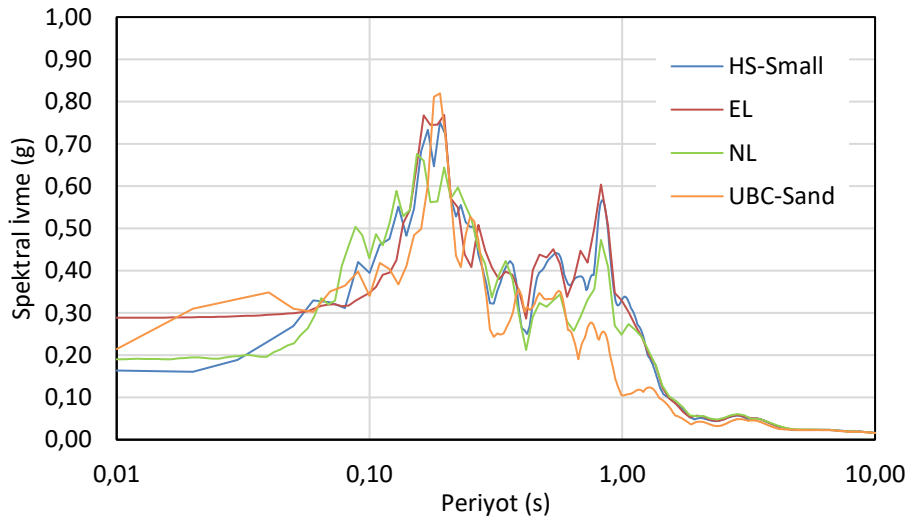
Şekil 4.10 : UBC-Sand modelinde yüzey ivme kayıtları.



Şekil 4.11 : Anakaya üzerindeki spektral ivme diyagramı.

Anakaya üzerindeki ivme-zaman grafikleri incelendiğinde tüm modellerde zemine aktarılan kaydın yaklaşık olarak aynı olduğu anlaşılmaktadır. Ana kayadaki spektral ivme diyagramları incelendiğinde yaklaşık olarak aynı kaydın verildiği izah edilebilmektedir.

Yüzeydeki spektral ivmelerin bir arada olduğu şekil incelendiğinde (Şekil 4.12) NL analiz, HS-Small analiz ve UBC- Sand analizin yüzeyde birbirine yakın pik ivmelere sahip olduğu anlaşılmaktadır. Bununla birlikte analizlerin hepsinde depremin 1. hâkim periyodunun aynı olduğu görülmekte iken 2. hâkim periyodun UBC-Sand modelinde sönümlendiği anlaşılmaktadır.



Şekil 4.12 : Yüzeydeki spektral ivme diyagramı.

4.1.2 Temel varlığında yer tepki analizleri

Yapılan nümerik analizler neticesinde, serbest sahada ve temel altında tepki analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu analizler hem HS-Small hem de UBC-Sand Zemin modeli kullanılarak yapılmış ve sivilaşmanın varlığının, zeminin davranışına olan etkisi anlaşılmaya çalışılmıştır.

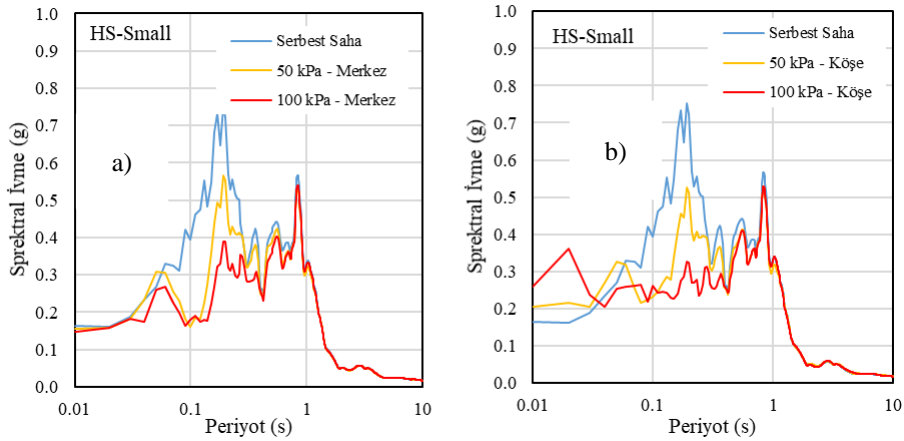
Yapılan analizler neticesinde 100 kPa temel altında, merkez hattında maksimum yer ivmesi değerlerinin, her iki zemin modelinde de serbest saha şartlarına nazaran azaldığı görülmektedir. Bununla birlikte yine 100 kPa temel altında köşe noktalarda elde edilen maksimum yer ivmesi değerlerinde önemli bir artış olduğu anlaşılmaktadır. Bu da 100 kPa temel altında, köşe hattında daha yüksek değerlere sahip olan çevrimsel

kayma gerilmesi oranlarının meydana gelmesine önemli bir gerekçe olarak kabul edilebilir.

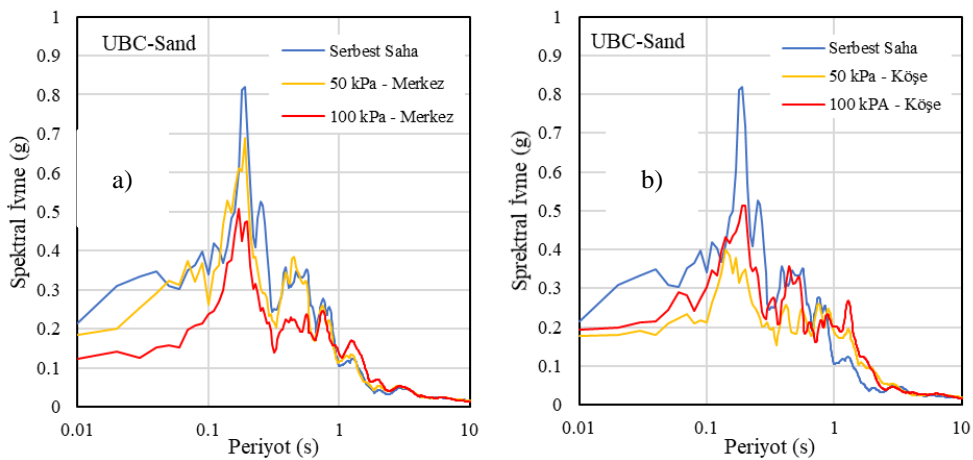
Çizelge 4.2 : Farklı gerilme şartları altında maksimum yer ivmeleri

		Serbest Saha	50 kPa		100 kPa	
			Merkez	Köşe	Merkez	Köşe
Maksimum	HS-Small	0.150	0.154	0.177	0.145	0.208
İvme (g)	UBC-Sand	0.171	0.180	0.176	0.123	0.193

50 kPa temel altında, köşe hattında da 100 kPa temel altında olduğu gibi maksimum yer ivmesi değerlerinde artış meydana gelmiştir ve bu durum önceki durumda olduğu gibi temelin köşe hattını daha tehlikeli kılmaktadır. Fakat merkez hattında maksimum yer ivmeleri yaklaşık olarak serbest saha koşullarında elde edilen maksimum yer ivmesine yakın değerler almıştır.



Şekil 4.13 : HS-Small zemin modeline göre (a) merkezde, (b) köşede spektral ivme diyagramları



Şekil 4.14 : UBC-Sand zemin modeline göre (a) merkezde, (b) köşede spektral ivme diyagramları

Temel varlığında her iki zemin modelinde de birinci hâkim periyodun spektral ivme değerinin sönümlendiği bununla birlikte olarak UBC-Sand zemin modelinde ikinci hâkim periyodum serbest sahada da sönümlendiği anlaşılmaktadır.

4.2 CSR Esaslı Basitleştirilmiş Yöntem ile Sıvılaşma Analizleri

Çevrimsel gerilme oranının Seed & Idriss (1971) analitik yöntemi, tek boyutlu analizler ve 2 boyutlu sonlu elemanlar modellemeleri ile elde edildiği ve bu değerlerin çevrimsel gerilme oranı ile oranlanarak sıvılaşma güvenlik sayısının hesaplandığı bu başlık altında, elde edilen sonuçlarda bina varlığının anlaşılması için karşılaştırmalar gerçekleştirilmiştir. Bu karşılaştırmaların asıl amaçlarından birisi de bina varlığının etkisinin, basitleştirilmiş yöntemi ile ifade edilebilirliğinin araştırılmasıdır.

4.2.1 Serbest Sahada basitleştirilmiş yaklaşım ile analizler

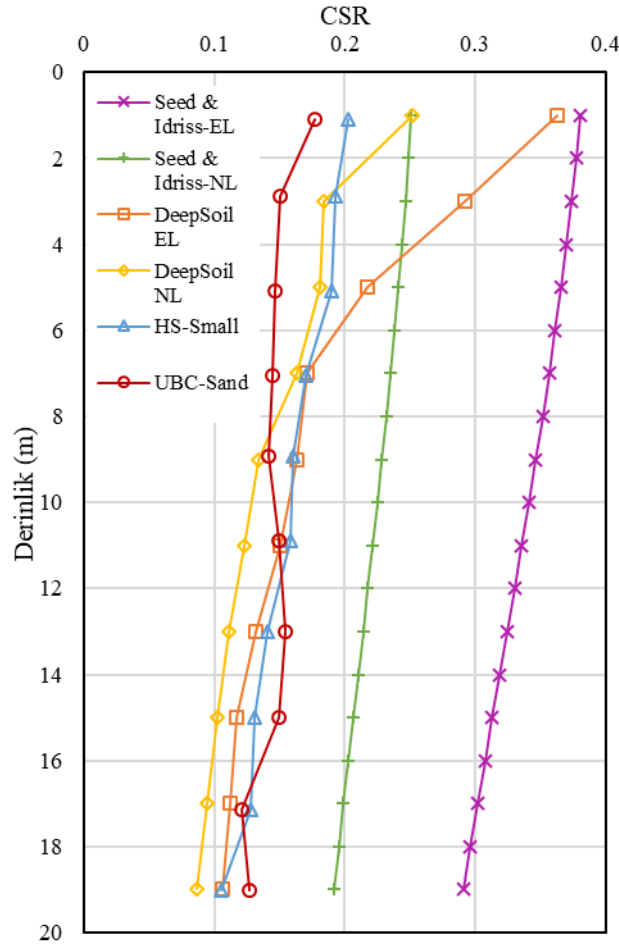
Serbest sahada basitleştirilmiş prosedüre göre sıvılaşma güvenlik sayısının hesaplanabilmesi için sırası ile çevrimsel gerilme oranı (CSR), çevrimsel direnç oranı (CRR) ve sıvılaşma güvenlik sayısı tayini yapılmıştır. Bu hesaplamalar yapılırken birbirinden farklı analizler yapılmıştır alt başlıklarda detaylandırılmıştır.

4.2.1.1 Serbest sahada CSR hesaplamaları

Serbest saha durumunda CSR tayinlerinin gerçekleştirilmesi için tek boyutlu analizler, 2 boyutlu analizler ve basitleştirilmiş yöntem analizleri gerçekleştirilmiştir. Seed & Idriss (1971) tarafından önerilen yöntem de kullanılan maksimum yer ivmesi tek boyutlu analizlerden elde edilmiştir. Buradaki amaç basitleştirilmiş modelin 2 boyutlu sonlu elemanlar modeline dayalı bir modelleme yapmadan kullanılabilirliğinin çok daha yüksek olmasıdır.

Tek boyutlu analizler eşdeğer lineer ve lineer olmayan analizlerdir. İki boyutlu analizlerde ise iki farklı zemin modeli kullanılmıştır, bunlar HS-Small ve UBC-Sand zemin modelleridir.

Seed & Idriss (1971) tarafından önerilen yöntemde ise maksimum yer ivmesi olarak eşdeğer lineer (EL) ve lineer olmadan (NL) analizlerden gelen veriler kullanılmıştır.



Şekil 4.15 : Serbest sahada elde edilmiş çevrimsel gerilme oranları derinlik ilişkisi.

Yapılan analizler neticesinde, NL tek boyutlu modelin, HS-Small modelin ve UBC-Sand modelin yaklaşık benzer davranış gösterdiği belirlenirken EL analize göre CSR değeri özellikle yüze yakın yerlerde oldukça yüksek hesaplanmaktadır. Seed & Idriss (1971) yönteminin kullanılması sonucunda ise çevrimsel gerilme oranlarının oldukça yüksek değerlere ulaştığı görülmektedir.

4.2.1.2 Serbest sahada CRR hesaplamaları

Çevrimsel direnç oranının hesaplanması esnasında NOVOLIQ isimli program kullanılmıştır. Daha önce belirlenen düzeltilmiş penetrasyon darbe sayısına göre CRR hesabı birçok metoda göre gerçekleştirilmiştir.

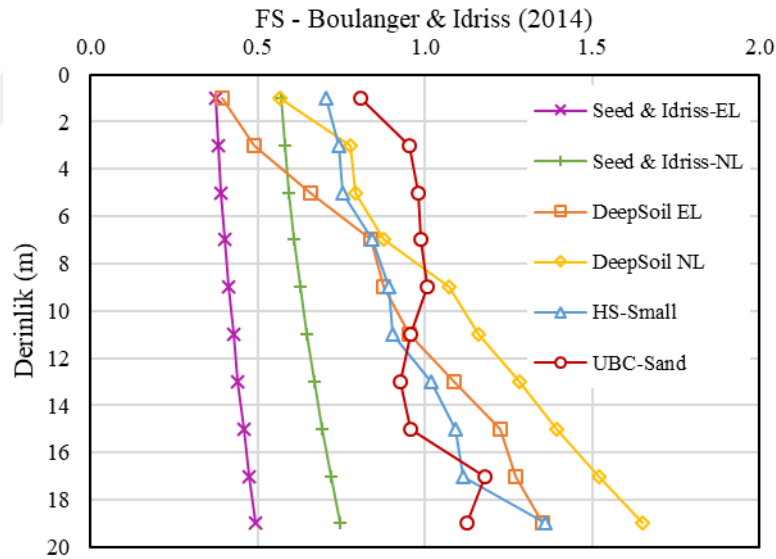
Efektif gerilme düzeltmesi (K_{σ}) literatürde anlatıldığı gibi gerçekleştirilmiştir ve sonrasında düzeltilmiş CRR Çizelge 4.3’de gösterildiği üzere hesaplanmıştır.

Çizelge 4.3 : Derinliği bağlı düzeltilmiş CRR değerleri.

Derinlik (m)	NCEER Workshop (1997)	Boulanger & Idriss (2014)	Vancouver Task Force (2007)	Chinese Code	Seed et al. (1983)	Japanese Highway Bridge Code	Tokimatsu & Yoshimi (1983)	Shibata (1981)	Kokusho et al. (1983)
1	0.12	0.14	0.12	0.13	0.20	0.26	0.19	0.24	0.20
3	0.12	0.14	0.12	0.13	0.20	0.23	0.19	0.24	0.20
5	0.12	0.13	0.12	0.13	0.19	0.19	0.18	0.24	0.19
7	0.11	0.12	0.11	0.12	0.19	0.18	0.18	0.23	0.19
9	0.11	0.12	0.11	0.12	0.18	0.15	0.17	0.22	0.18
11	0.11	0.12	0.11	0.12	0.18	0.14	0.17	0.22	0.18
13	0.10	0.12	0.11	0.12	0.18	0.13	0.17	0.22	0.18
15	0.10	0.12	0.11	0.12	0.17	0.12	0.16	0.21	0.17
17	0.10	0.11	0.11	0.11	0.17	0.11	0.16	0.21	0.17
19	0.09	0.10	0.10	0.11	0.17	0.10	0.16	0.21	0.17

4.2.1.3 Serbest sahada güvenlik sayısı hesaplamaları

CSR ve CRR değerlerinin elde edilmesinden sonra sıvılaşma güvenlik sayısı hesabı gerçekleştirilmiştir. Sıvılaşma güvenlik oranı düzeltilmiş çevrimsel direnç oranının, çevrimsel gerilme oranına oranla hesaplanmaktadır. Sıvılaşma güvenlik sayısı sadece Boulanger & Idriss (2014)'e gerçekleştirilmiştir.



Çizelge 4.4 : Serbest sahada sıvılaşma güvenlik oranı.

Yapılan analizlerde yaklaşık olarak 12 m'den sonra zeminin sıvılaşmaya karşı direnç olduğu anlaşılmaktadır. Bununla birlikte ilerleyen kısımlarda da işleneceği üzere aşırı boşluk suyuna dayalı sıvılaşma analizinde yaklaşık 10 metreden sonra sıvılaşmaya dirençli kısım başlamaktadır.

Seed & Idriss (1971) analiz yöntemi kullanılarak yapılan hesaplama zeminin tamamını sıvılaşmaya karşı duyarlı olduğunu göstermektedir fakat yine de eğer bu yöneteme göre analiz yapılacak olursa, güvenli tarafta kalınacağı anlaşılmıştır.

4.2.2 Temel altında basitleştirilmiş yaklaşım ile analizler

Temel varlığından kaynaklı olarak statik durumda, efektif gerilmesi ve kayma gerilmesi varlığının sıvılaşmaya olan etkisinin araştırıldığı bu başlık altında 50 kPa ve 100 kPa taban basıncına sahip temeller 2 boyutlu sonlu elemanlar yöntemine dayalı olarak modellenmiştir ve çevrimsel kayma gerilmeleri hesaplanmıştır. Bununla beraber temel varlığından kaynaklı olarak meydana gelen gerilme değişiklikleri Boussinesq yöntemi kullanılarak hesaplanmıştır. Böylelikle çevrimsel kayma gerilmeleri analitik yöntemler kullanılarak da hesaplanmıştır.

Daha sonrasında ise çevrimsel direnç oranı hesaplanmış ve bu değer, bina varlığından kaynaklı olarak oluşan statik kayma gerilmesi ve efektif gerilme artışı Boussinesq yöntemleri dikkate alınarak düzeltilmiştir.

4.2.2.1 Temel altında CSR hesaplamaları

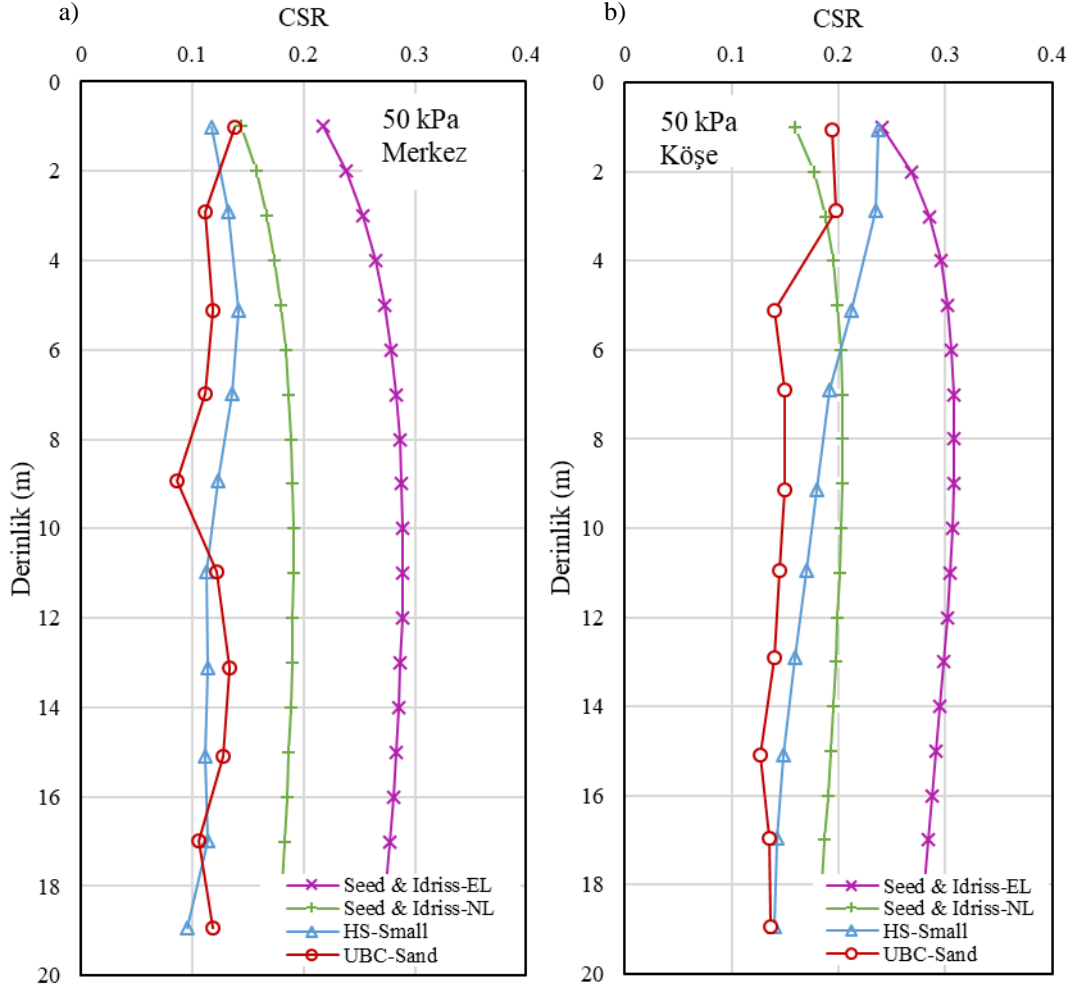
Temel altında CSR hesaplamaları iki şekilde gerçekleşmiştir. Bunları ilki 2 boyutlu nümerik modellerden elde edilen CSR değeri iken diğerleri ise Seed & Idriss (1971) tarafından önerilen denklem içerisinde bina varlığından kaynaklı efektif gerilme artışının da ilave edildiği CSR değerleridir.

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \left(\frac{\sigma_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma} \right) r_d \quad (4.1)$$

$$\sigma_z = \frac{2Q}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} \quad (4.2)$$

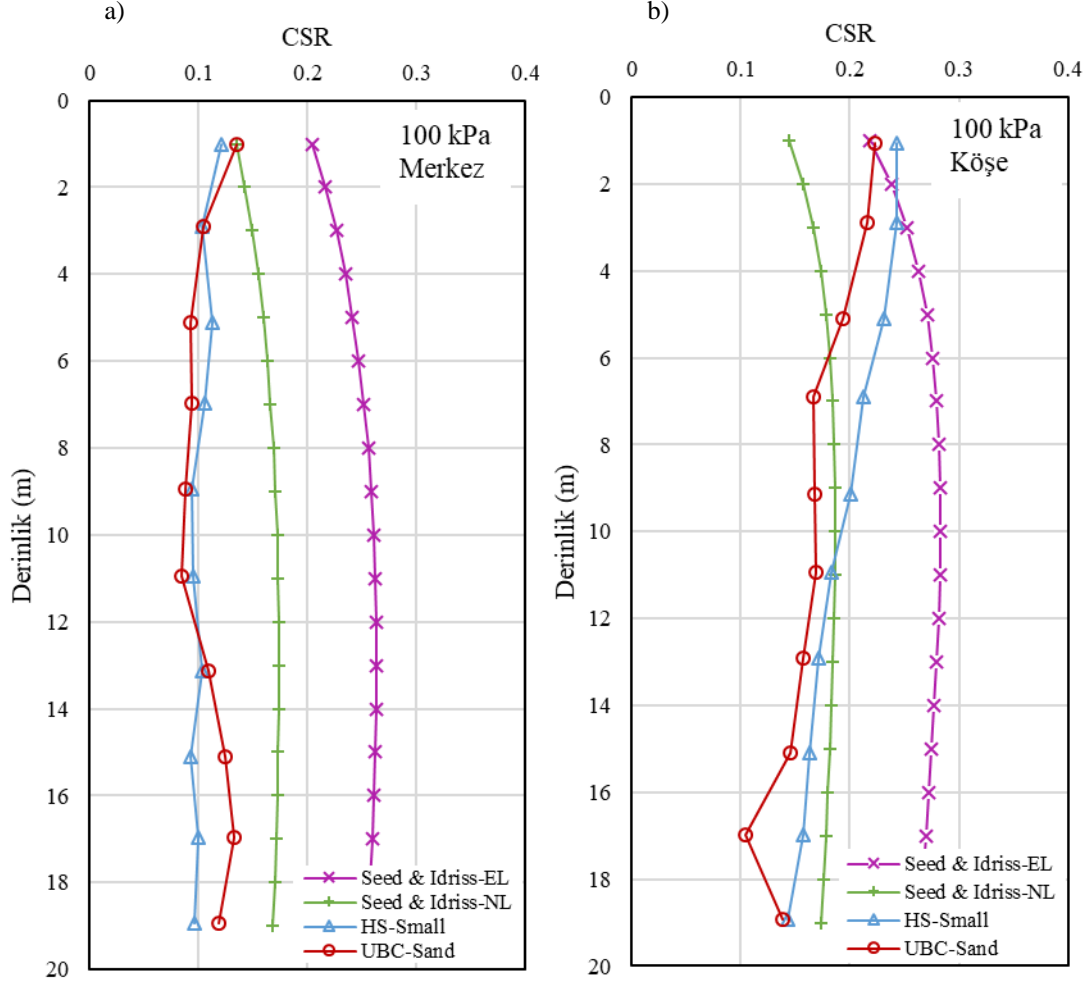
Bina varlığından kaynaklı olarak meydana gelen efektif gerilme artışının hesabında ise Boussinesq yöntemi kullanılmıştır. Hesaplamanın gerçekleşmesi için temel geometrisi 100 eşit çizgisel yüke çevrilmiştir ve her çizgisel yükün temel geometrisi altında herhangi bir noktadaki efektif artışına olan etkisi hesaplanmıştır.

Hesaplanan bu artış değerleri Seed & Idriss (1971) tarafından önerilen denklem içerisinde ilave yük olarak etkilmiştir. Bu işlemler temel altındaki tüm durumlarda uygulanmıştır bununla birlikte bu yöntemin kullanılması esnasında maksimum yer ivmesi olarak hem “EL” hem de “NL” analizlerden gelen değerler kullanılmıştır sonrasında farklı CSR değerleri elde edilmiştir.



Şekil 4.16 : 50 kPa temel altında (a) merkezde, (b) köşede CSR değerleri.

50 kPa temel altında, zeminin merkez hattındaki ve kenar hattındaki davranışının farklı olduğu Şekil 4.16’da görülmektedir. Temelin köşe hattında oluşan çevrimsel gerilme oranları temelin orta hattına göre çok daha yüksek değerlere ulaşmıştır. Bununla birlikte UBC-Sand modelinin CSR değerleri temelin köşe hattında HS-Small modeline göre yumuşamadan kaynaklı olarak nispeten daha düşük değerlerde seyretmiştir.



Şekil 4.17 : 100 kPa temel altında (a) merkezde, (b) köşede CSR değerleri.

100 kPa temel altında köşe hattında, merkez hattına göre CSR değerleri oldukça yüksek değerlere ulaşmıştır. Bu da temelin köşe noktalarının sıvılaşmaya daha yatkın olduğunu göstermektedir.

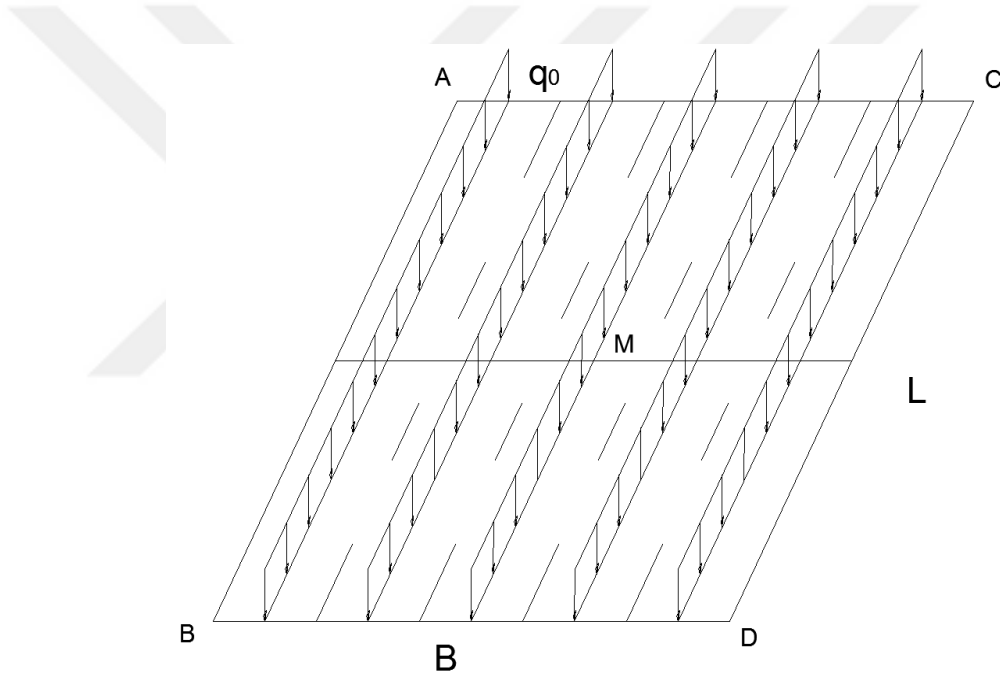
4.2.2.2 Temel altında α değerinin belirlenmesi

Çevrimsel kayma direnci oranının düzeltme faktörlerinden birisi de kayma gerilmesi düzeltilmesidir. Bu düzeltmenin yapılabilmesi için öncelikle kayma gerilmesi, efektif gerilme oranının tayin edilmesi gerekmektedir. Serbest saha koşullarında, sıvılaşma analizi esnasında ihmal edilen bu değer, temelin köşe hattı boyunca ihmal edilmemesi adına bu çalışmada, statik durum altında temel köşe noktasında kayma gerilmesi oranı ve sonrasında da kayma gerilmesi düzeltme faktörü hesaplanmıştır.

$$\alpha \leq 0.35, \alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{vc} + \Delta\sigma} \quad (4.3)$$

$$-0.6 \leq \xi_R \leq 0.1, \xi_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1+2K_o)(\sigma'_{vc} + \Delta\sigma)}{3P_a}\right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad (4.4)$$

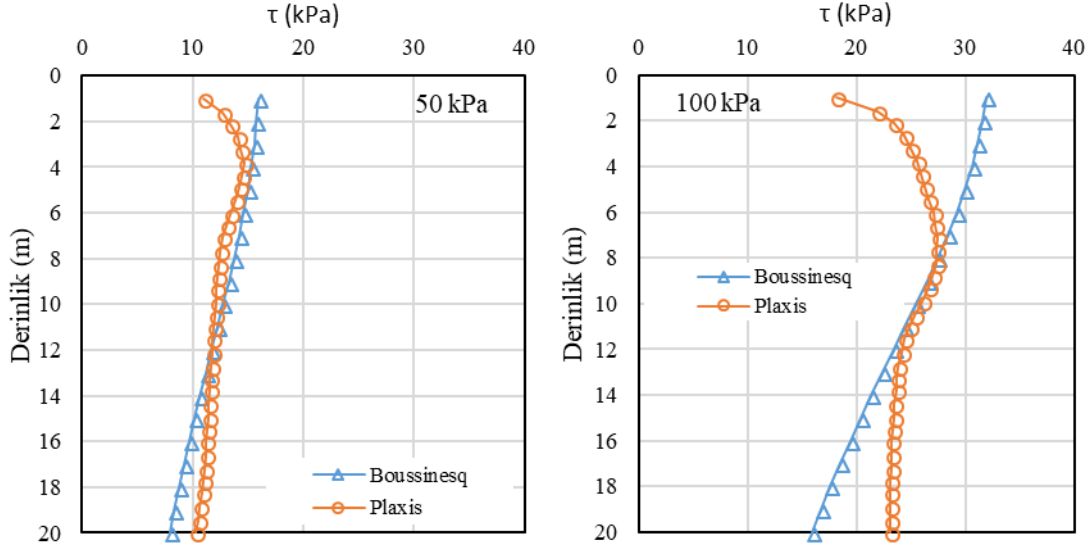
Statik durumdaki kayma gerilmesi değerleri, temel geometrisi boyunca temel yükünün 100 eş çizgisel yüke çevrilmesi sonrasında Boussinesq formülü hesaplanmıştır (Şekil 4.18).



Şekil 4.18 : Temel yükünün çizgisel yüke çevrilmesinin temsili görüntüsü.

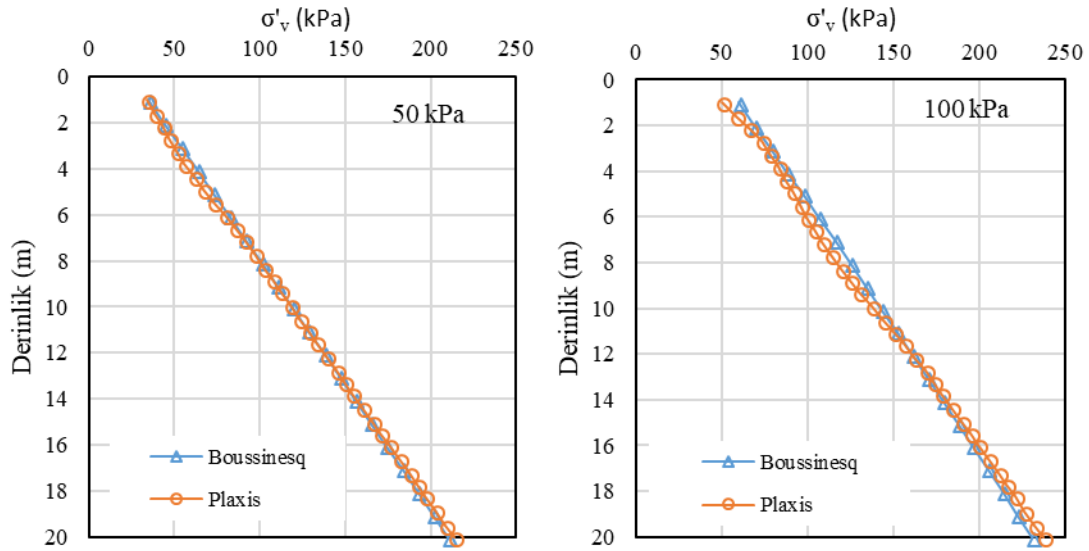
Temel basıncının çizgisel yüklere çevrilmesinin ardından Denklem (4.5) kullanılarak köşe geometrisi boyunca statik durumdaki kayma gerilmeleri hesaplanmıştır.

$$\tau_{xz} = \frac{2Q}{\pi} \frac{x \cdot z^2}{(x^2 + z^2)^2} \quad (4.5)$$



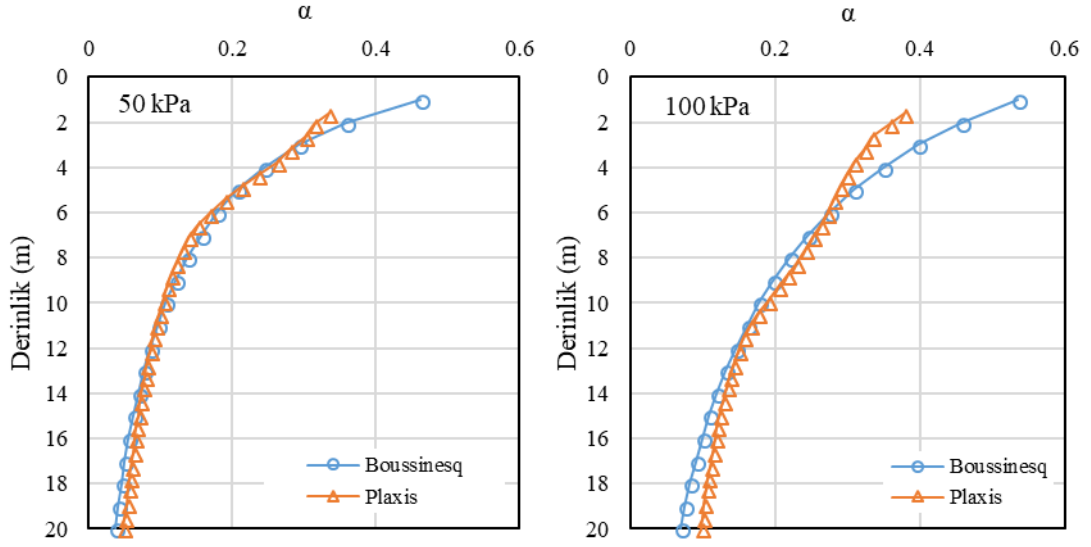
Şekil 4.19 : Farklı temel taban basınçları altındaki kayma gerilmesi değerlerinin mukayesesi.

Yapılan işlemler sonucunda sonlu elemanlar programından elde edilen kayma gerilmesi değerleri ve Boussinesq yöntemi ile hesaplanan değerler Şekil (4.19)'de gösterilmektedir. Kayma gerilmesi değerleri arasındaki fark temel basıncı yükseldikçe artmaktadır.



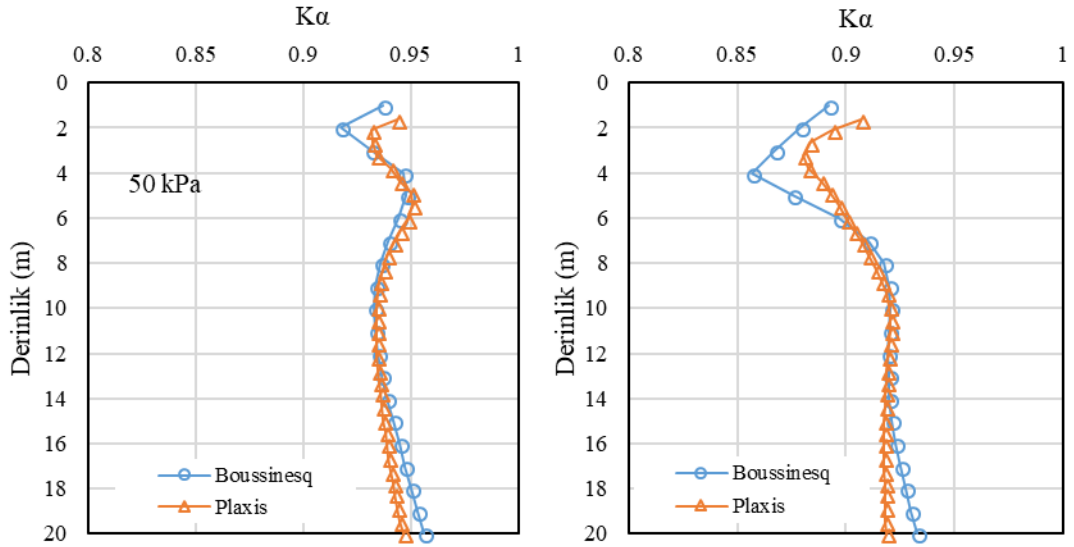
Şekil 4.20 : Farklı temel taban basınçları altındaki efektif gerilme değerlerinin mukayesesi.

Bina varlığında köşe noktada her iki yöntem ile hesaplanan efektif gerilme değerlerinin oldukça yakın olduğu saptanmıştır.



Şekil 4.21 : Farklı temel taban basınçları altında hesaplanan kayma gerilmesi oranı değerleri.

Temel altında, köşe hatta derinlikle birlikte hesaplanan kayma gerilmesi oranları oldukça yakın değerler almıştır. Bunun temel sebebi kayma gerilmesinin yaklaşık olarak aynı efektif gerilmeler ile oranlanmış olmasıdır.



Şekil 4.22 : Farklı temel taban basınçları altında kayma gerilmesi düzeltmesi değerleri.

İki farklı yöntemle elde edilen kayma gerilmesi düzeltmeleri değerlerinin 50 kPa temel altında oldukça yakın ilen 100 kPa altında kısmen daha farklı olduğu gözlenmiştir. Bununla birlikte Boussinesq yaklaşımının kullanabilecek derecede güvenilir olduğu anlaşılmıştır.

4.2.2.3 Temel altında CRR hesaplamaları

Çevrimsel direnç oranının kayma gerilmesi dışında efektif gerilme düzeltmesi de bulunmaktadır. Bu düzeltme faktörü de temel altında artış gösteren efektif gerilmelerle tekrar hesaplanmıştır (Denklem 4.6).

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left(\frac{\sigma'_{vc} + \Delta\sigma}{P_a} \right) \leq 1.1 \quad (4.6)$$

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0.3 \quad (4.7)$$

50 kPa temel altında merkez ve köşe noktaları için hesaplanan düzeltme faktörleri Çizelge 4.5’de gösterilmektedir.

Çizelge 4.5 : 50 kPa temel altında CRR düzeltme faktörleri.

Derinlik (m)	K _σ	K _σ	K _α	K _α
	Merkez	Köşe	Merkez	Köşe
1	1.05	1.10	1.00	0.94
3	1.02	1.06	1.00	0.90
5	1.01	1.03	1.00	0.94
7	0.99	1.01	1.00	0.94
9	0.98	0.99	1.00	0.93
11	0.97	0.98	1.00	0.93
13	0.96	0.97	1.00	0.93
15	0.95	0.96	1.00	0.94
17	0.94	0.95	1.00	0.95
19	0.94	0.94	1.00	0.95

50 kPa altında temel altında kayma gerilmesi düzeltmeleri ile temelin köşe noktalarındaki çevrimsel direnç oranları, merkez hattına göre düşük değerler almaktadır. Bu durum 100 kPa temel altında çok daha etkili bir şekilde çevrimsel direnç oranına etkimektedir.

Efektif gerilmesi düzeltmesi ise serbest sahaya nazaran bina altındaki noktaların çevrimsel direnç oranının azalmasına sebep olmaktadır. Fakat bu durum binanın köşe noktasını nispeten daha az etkilemektedir.

Çizelge 4.6 : 50 kPa temel altında merkezde farklı yöntemlere göre düzeltilmiş CRR değerleri.

Derinlik (m)	CRR-Merkez (50 kPa)								
	NCEER Workshop (1997)	Boulanger & Idriss (2014)	Vancouver Task Force (2007)	Chinese Code	Seed et al. (1983)	Japanese Highway Bridge Code	Tokimatsu & Yoshimi (1983)	Shibata (1981)	Kokusho et al. (1983)
1	0.12	0.14	0.12	0.13	0.19	0.25	0.18	0.23	0.19
3	0.11	0.13	0.11	0.12	0.18	0.21	0.17	0.23	0.18
5	0.11	0.12	0.11	0.12	0.18	0.18	0.17	0.22	0.18
7	0.11	0.12	0.11	0.12	0.18	0.17	0.17	0.22	0.18
9	0.11	0.12	0.11	0.12	0.18	0.15	0.17	0.22	0.18
11	0.11	0.12	0.11	0.12	0.17	0.14	0.16	0.21	0.17
13	0.10	0.12	0.11	0.12	0.17	0.12	0.16	0.21	0.17
15	0.10	0.11	0.10	0.11	0.17	0.11	0.16	0.21	0.17
17	0.09	0.11	0.10	0.11	0.17	0.11	0.16	0.21	0.17
19	0.09	0.10	0.10	0.11	0.17	0.10	0.16	0.21	0.17

Çizelge 4.7 : 50 kPa temel altında köşede farklı yöntemlere göre düzeltilmiş CRR değerleri.

Derinlik (m)	CRR-Köşe (50 kPa)								
	NCEER Workshop (1997)	Boulanger & Idriss (2014)	Vancouver Task Force (2007)	Chinese Code	Seed et al. (1983)	Japanese Highway Bridge Code	Tokimatsu & Yoshimi (1983)	Shibata (1981)	Kokusho et al. (1983)
1	0.11	0.13	0.11	0.12	0.19	0.25	0.17	0.23	0.19
3	0.10	0.12	0.10	0.11	0.17	0.20	0.16	0.21	0.17
5	0.11	0.12	0.11	0.12	0.17	0.17	0.16	0.21	0.17
7	0.10	0.11	0.10	0.11	0.17	0.16	0.16	0.21	0.17
9	0.10	0.11	0.10	0.11	0.17	0.14	0.16	0.20	0.17
11	0.10	0.11	0.10	0.11	0.16	0.13	0.16	0.20	0.16
13	0.09	0.11	0.10	0.11	0.16	0.12	0.15	0.20	0.16
15	0.09	0.11	0.10	0.11	0.16	0.11	0.15	0.20	0.16
17	0.09	0.11	0.10	0.11	0.16	0.11	0.15	0.20	0.16
19	0.09	0.10	0.10	0.11	0.16	0.10	0.15	0.20	0.16

100 kPa temel altında, merkez hattı için ve köşe hattı için düzeltme faktörleri Çizelge 4.8'de belirtildiği şekilde hesaplanmıştır.

Çizelge 4.8 : 100 kPa temel altında CRR düzeltme faktörleri.

Derinlik (m)	K_{σ}	K_{σ}	K_a	K_a
	Merkez	Köşe	Merkez	Köşe
1	0.99	1.05	1.00	0.89
3	0.98	1.02	1.00	0.87
5	0.97	1.00	1.00	0.85
7	0.96	0.99	1.00	0.86
9	0.95	0.98	1.00	0.90
11	0.95	0.96	1.00	0.92
13	0.94	0.95	1.00	0.92
15	0.93	0.94	1.00	0.92
17	0.93	0.94	1.00	0.92
19	0.92	0.93	1.00	0.93

Bu çizelgeden de anlaşıldığı üzere köşe hattındaki kayma gerilmesi düzeltme faktörü kayma gerilmesinin artışından kaynaklı olarak daha da düşük değerler almıştır.

Çizelge 4.9 : 100 kPa temel altında merkezde farklı yöntemlere göre elde edilmiş CRR değerleri.

Derinlik (m)	CRR-Merkez 100 kPa								
	NCEER Workshop (1997)	Boulanger & Idriss (2014)	Vancouver Task Force (2007)	Chinese Code	Seed et al. (1983)	Japanese Highway Bridge Code	Tokimatsu & Yoshimi (1983)	Shibata (1981)	Kokusho et al. (1983)
1	0.11	0.13	0.11	0.12	0.18	0.24	0.17	0.22	0.18
3	0.11	0.13	0.11	0.12	0.18	0.21	0.17	0.22	0.18
5	0.11	0.12	0.11	0.12	0.17	0.17	0.16	0.21	0.17
7	0.11	0.12	0.11	0.12	0.17	0.16	0.16	0.21	0.17
9	0.10	0.11	0.10	0.11	0.17	0.14	0.16	0.21	0.17
11	0.10	0.11	0.10	0.11	0.17	0.13	0.16	0.21	0.17
13	0.09	0.11	0.10	0.11	0.17	0.12	0.16	0.21	0.17
15	0.09	0.11	0.10	0.11	0.17	0.11	0.16	0.21	0.17
17	0.09	0.11	0.10	0.11	0.17	0.11	0.16	0.20	0.17
19	0.09	0.10	0.10	0.11	0.17	0.10	0.16	0.20	0.17

Çizelge 4.10 : 100 kPa temel altında köşede farklı yöntemlere göre elde edilmiş CRR değerleri.

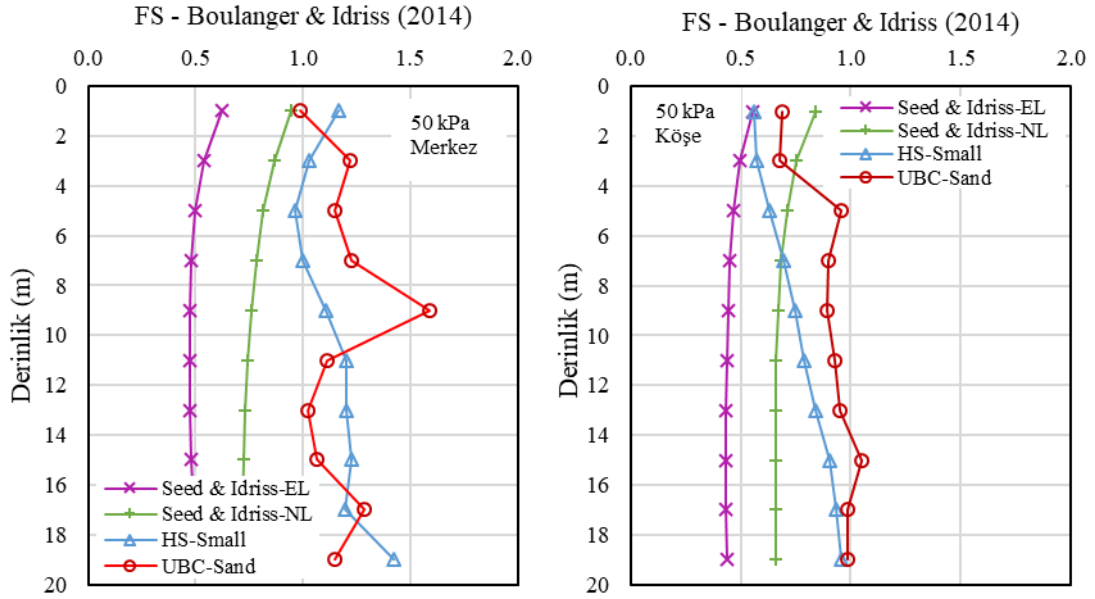
Derinlik (m)	CRR-Köşe 100 kPa								
	NCEER Workshop (1997)	Boulanger & Idriss (2014)	Vancouver Task Force (2007)	Chinese Code	Seed et al. (1983)	Japanese Highway Bridge Code	Tokimatsu & Yoshimi (1983)	Shibata (1981)	Kokusho et al. (1983)
1	0.10	0.12	0.10	0.11	0.17	0.22	0.16	0.21	0.17
3	0.10	0.12	0.10	0.11	0.16	0.19	0.15	0.20	0.16
5	0.09	0.10	0.09	0.10	0.15	0.15	0.14	0.19	0.15
7	0.09	0.10	0.09	0.10	0.15	0.14	0.14	0.19	0.15
9	0.10	0.11	0.10	0.11	0.16	0.13	0.15	0.19	0.16
11	0.10	0.11	0.10	0.11	0.16	0.12	0.15	0.19	0.16
13	0.09	0.10	0.10	0.10	0.16	0.11	0.15	0.19	0.16
15	0.09	0.10	0.10	0.10	0.16	0.10	0.15	0.19	0.16
17	0.09	0.10	0.09	0.10	0.16	0.10	0.15	0.19	0.16
19	0.09	0.09	0.09	0.10	0.15	0.09	0.15	0.19	0.15

Elde edilen verilere göre köşe noktalarda CRR değerlerinin önemli bir düşüş yaşadığı anlaşılmıştır. Dolayısıyla merkez noktalarının CRR değerleri köşelere daha yüksek değerler almaktadır. Bununla birlikte temel altında CRR değerleri serbest sahada elde edilen CRR değerlerine göre daha düşük değerler almaktadır. Bu husus diğer başlıklarda ele alınacaktır.

4.2.2.4 Temel altında güvenlik sayısı hesaplamaları

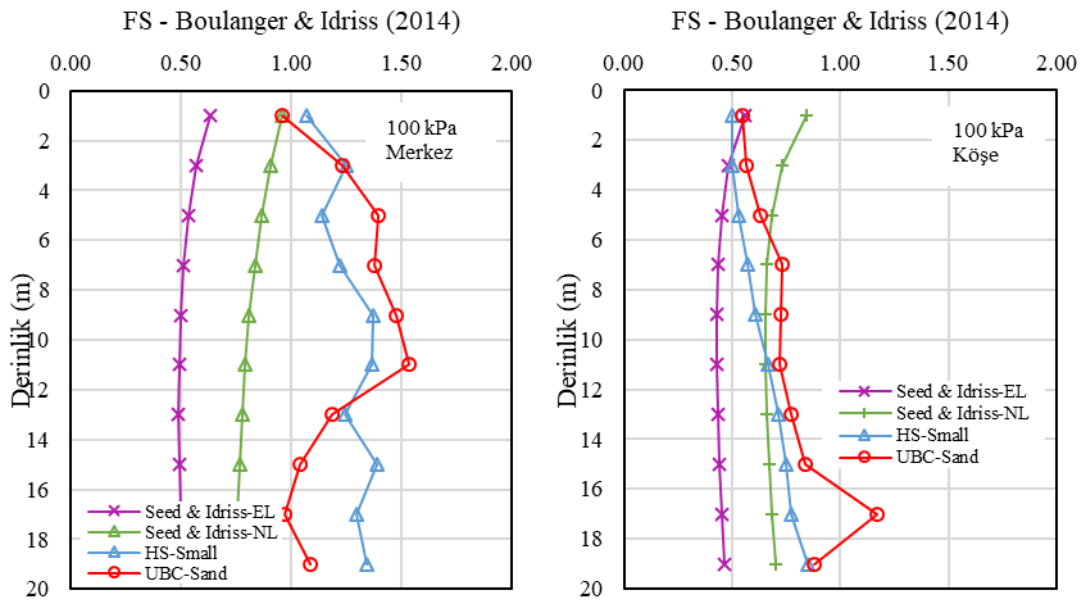
Farklı temel taban basınçları altında elde edilen CSR ve CRR değerleri kıyaslanarak efektif gerilme ve statik kayma gerilmesi artışının sınırlama güvenlik sayısına olan etkisi araştırılmıştır. Basitleştirilmiş prosedüre göre gerçekleştirilen bu analizde

temelin orta noktasındaki sıvılaşmaya karşı olan direncin daha yüksek olduğu anlaşılmıştır.



Şekil 4.23 : 50 kPa temel altında (a) merkezde, (b) köşede elde edilen güvenlik faktörleri.

Yapılan hesaplar neticesinde temelin merkez hattının sıvılaşmadığı fakat köşe noktalarının sıvılaşmaya karşı oldukça duyarlı olduğu anlaşılmıştır. Bu durum gerçekleştirilen nümerik modellemelerle de ilerleyen başlık altında doğrulanmıştır. Temel taban basıncın artışı da merkezi daha güvenli, köşeyi ise daha tehlikeli kılmıştır.

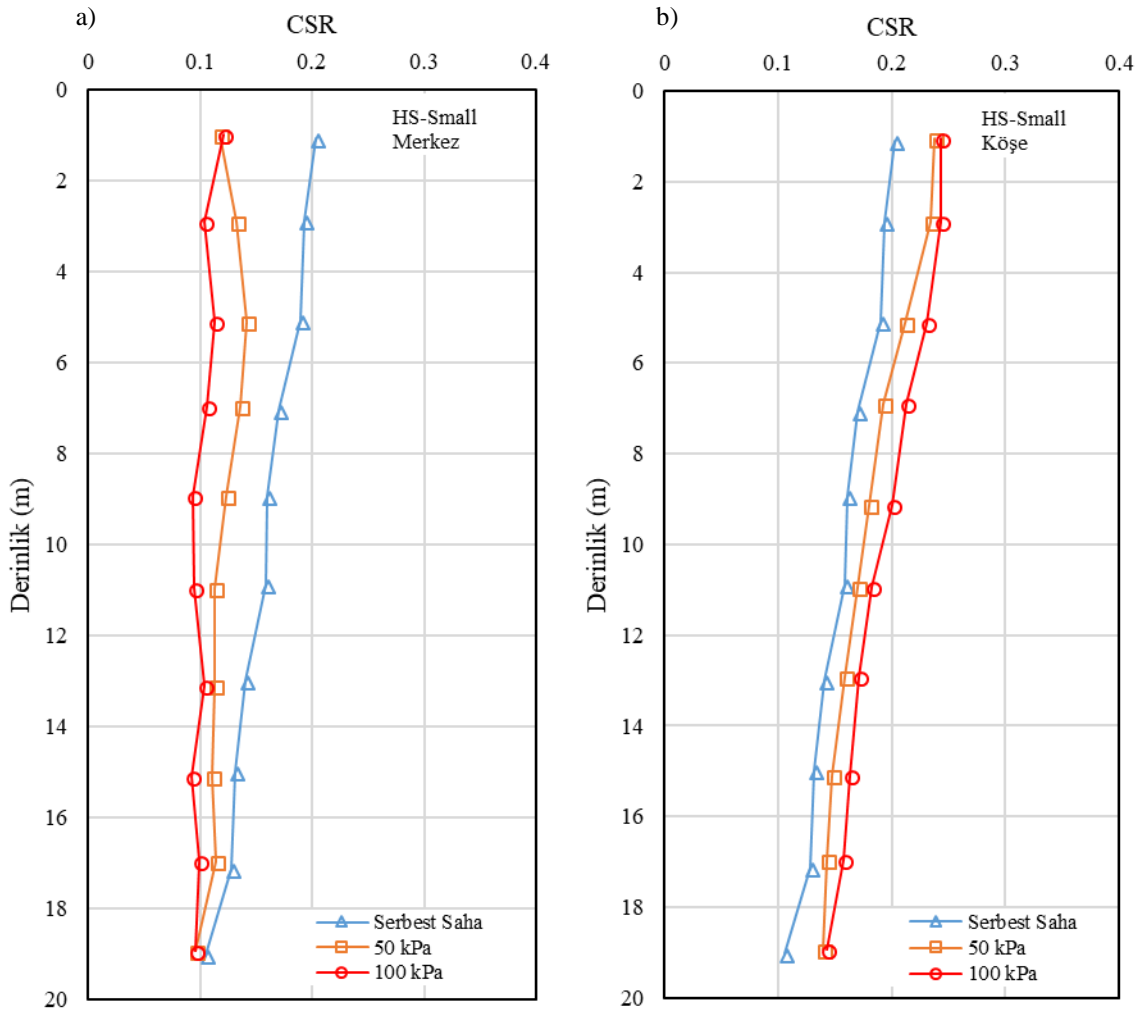


Şekil 4.24 : 100 kPa temel altında (a) merkezde, (b) köşede elde edilen güvenlik faktörleri.

4.2.3 Serbest saha ve temel altı Sıvılaşma analizlerinin Kıyaslaması

Serbest sahada oluşan çevrimsel kayma gerilmelerinin ile temel varlığında oluşan kayma gerilmelerinin hem merkez hattında hem de köşe hattın incelendiği bu başlık altında, temel taban basıncının artışının merkez hattında sıvılaşmaya sebep olan gerilmeleri azalttığı buna karşılık köşe hattında ise attığı anlaşılmıştır.

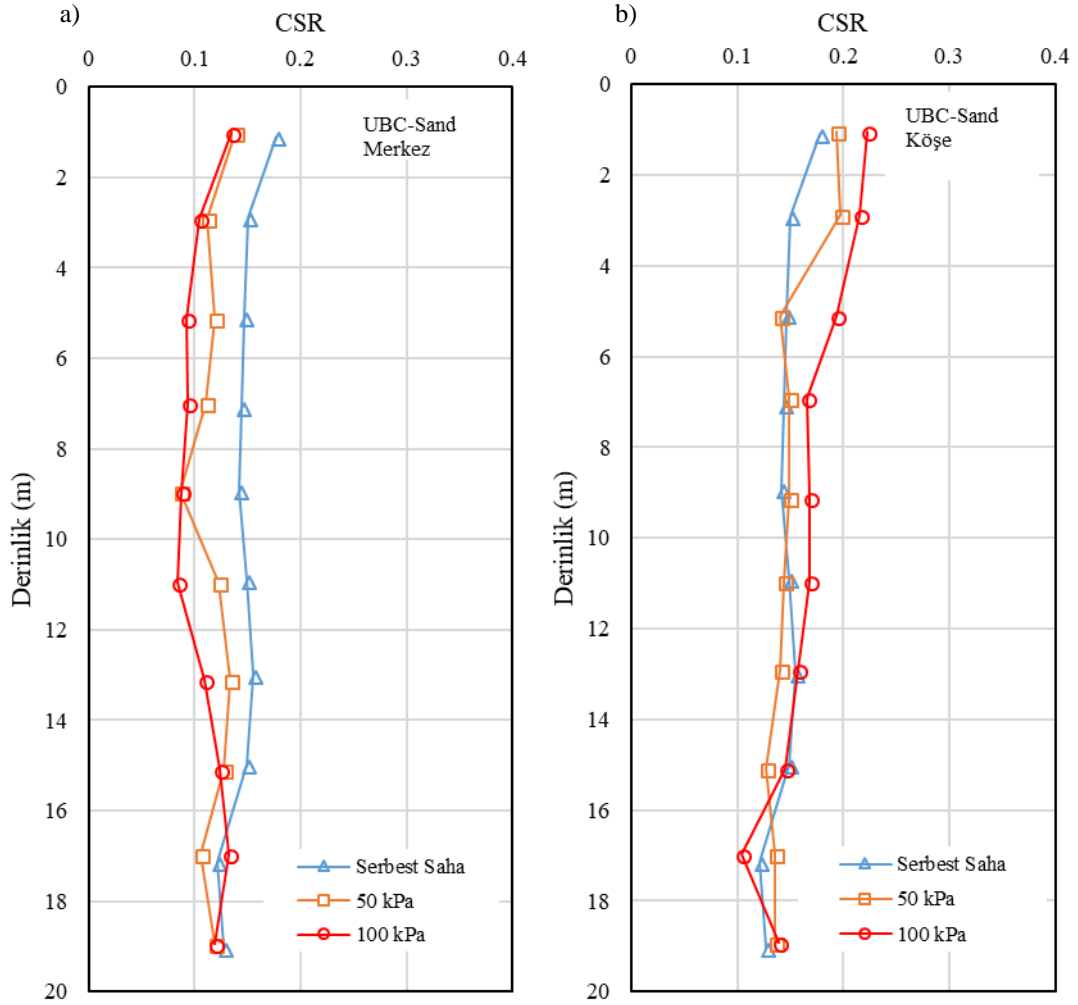
HS-Small zemin modeline göre yapılan 2 boyutlu analizler neticesinde temelin köşe hattındaki kayma gerilmelerinin serbest sahaya nazaran daha yüksek olduğu saptanmıştır. Bununla birlikte temelin merkez hattında ise serbest sahaya nazaran yük arttıkça kayma gerilmeleri değerlerinin azalttığı anlaşılmıştır.



Şekil 4.25 : HS-Small modeline göre farklı gerilmeler altında (a) merkezde, (b) köşede çevrimsel kayma gerilme oranı.

UBC-Sand zemin modeli kullanılarak yapılan dinamik analizlerde temel taban basıncının artışının temelin köşe hattında sıvılaşmaya olan duyarlılığı artırdığı bununla

birlikte temelin merkez hattında ise azalttığı saptanmıştır. Derinlikle birlikte bu etkinin özellikle köşe hattında oldukça azaldığı gözlenmiştir.



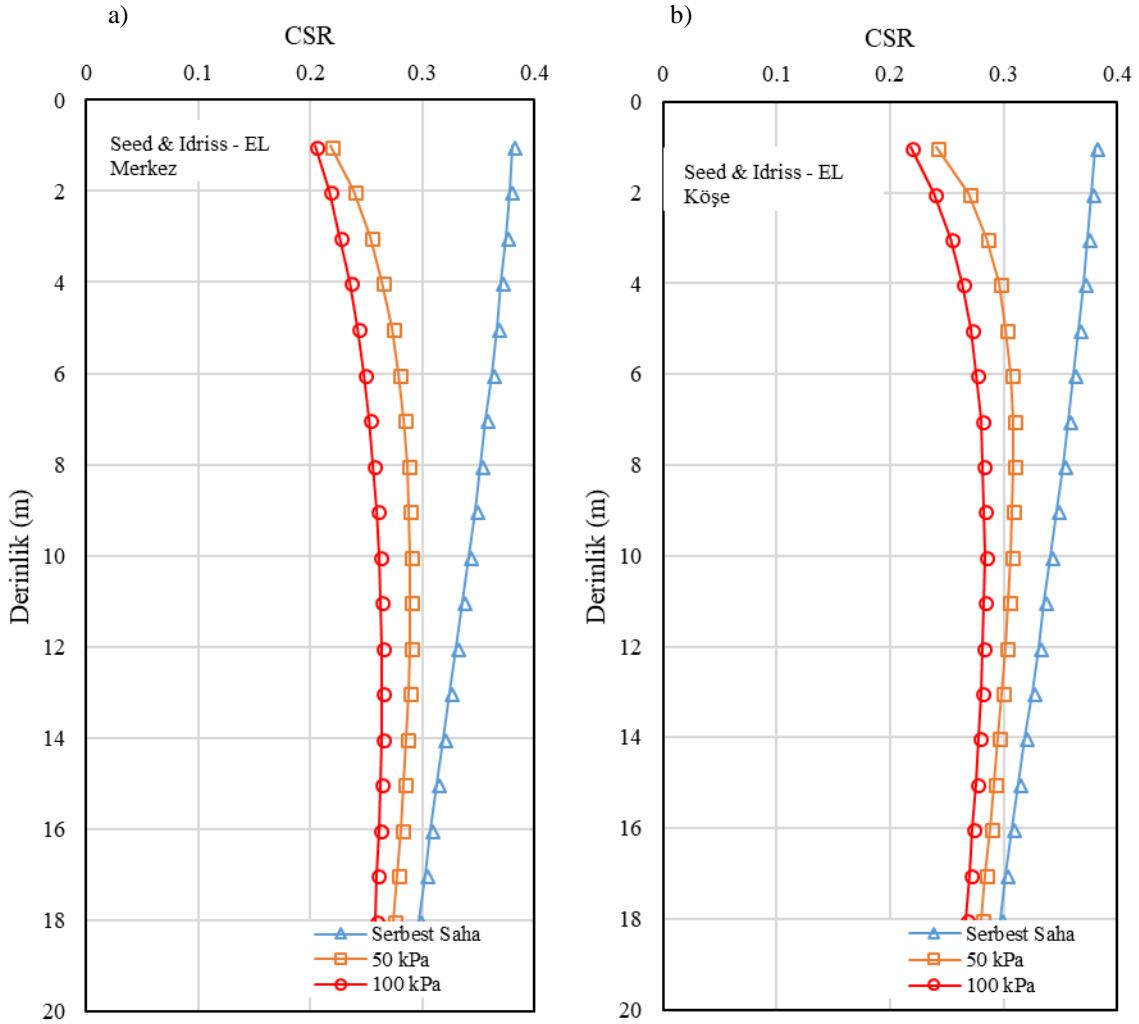
Şekil 4.26 : UBC-Sand modeline göre farklı gerilmeler altında (a) merkezde, (b) köşede çevrimsel kayma gerilme oranı.

Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen CSR yaklaşımı, temel varlığından kaynaklanan ek yüklerle birlikte hesaplanmıştır. Bu hesaplamalar esnasında yüzeydeki maksimum ivme değerleri, tek boyutlu yer teki analizlerinden elde edilmiştir.

Yapılan hesaplamalar neticesinde merkez hattında temel taban basıncının artışından kaynaklı olarak çevrimsel gerilme oranlarının azaldığı hesaplanmıştır. Fakat 2 boyutlu sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan hesaplamalardan farklı olarak köşe hattında, temel taban basıncı arttıkça CSR değerlerinin azaldığı görülmüştür. Bu durumun en önemli sebebi, merkez hattı ve köşe hattı için aynı maksimum yer ivmesinin kullanılmasıdır.

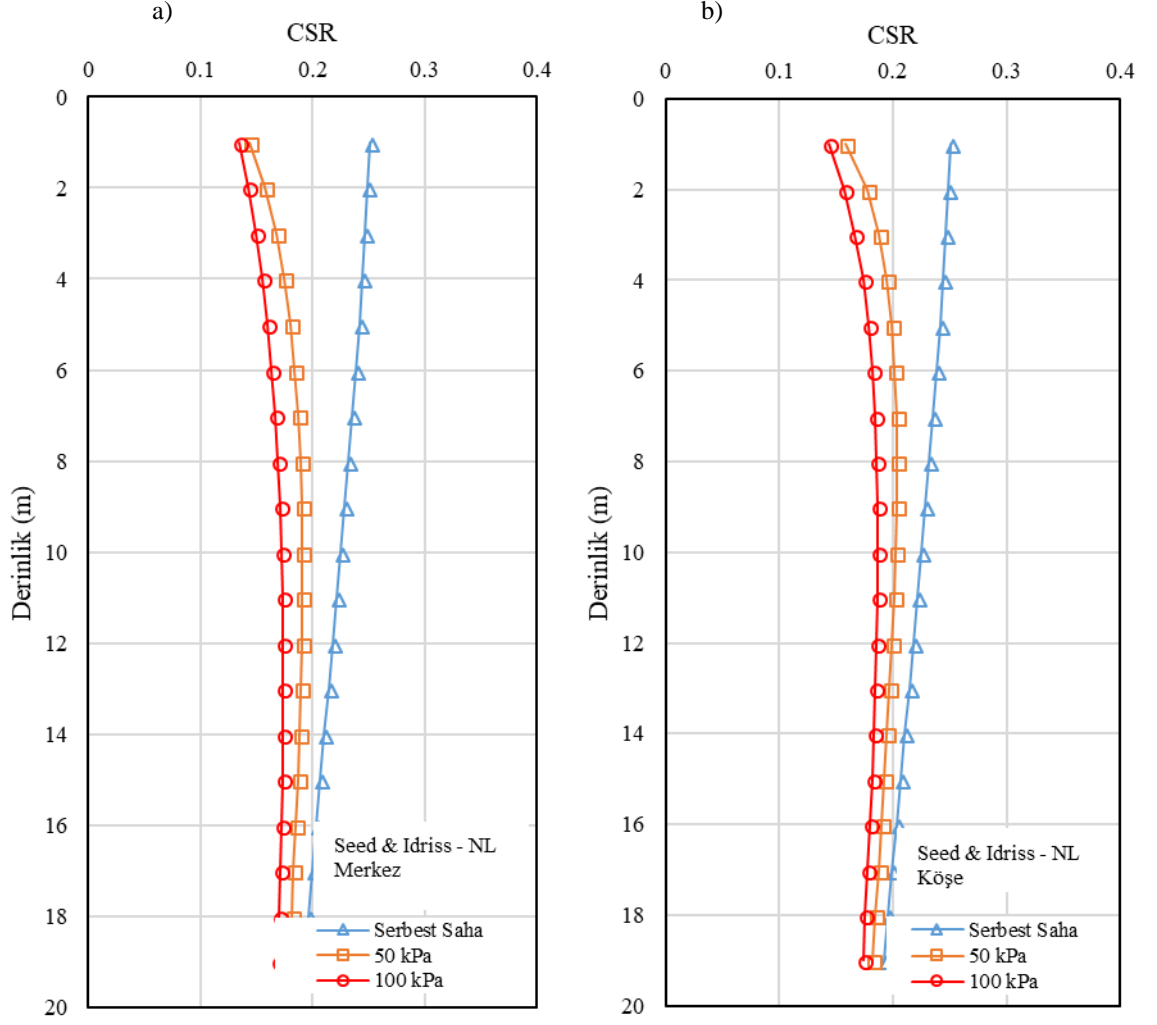
Yapılan 2 boyutlu analizlerde temelin köşe notlarında ve merkez noktalarında farklı maksimum yer ivmelerinin meydana geldiği ve köşe hattında oluşan maksimum

ivmelerin merkez hattına nazaran daha yüksek olduğu anlaşılmıştır. Fakat bu etki Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen yaklaşımla gösterilememiştir. Çünkü kullanılan ivmeler tek boyutlu yer tepki analizlerine aittir.



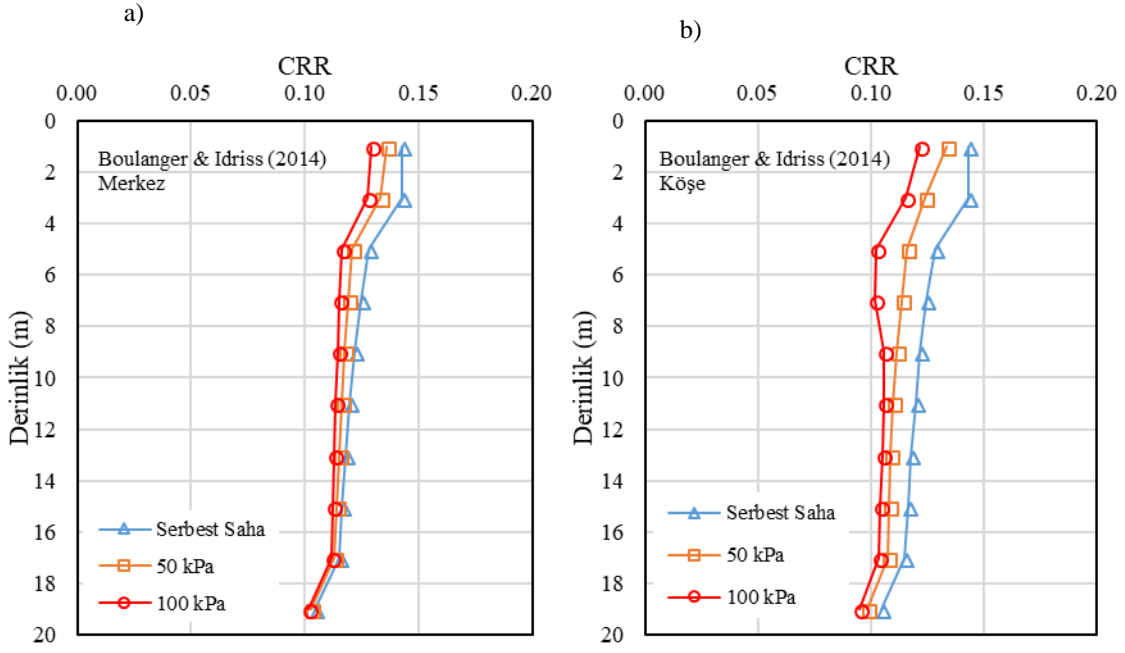
Şekil 4.27 : EL tek boyutlu analizi ivmesi ile Seed & Idriss (1971) yaklaşımına göre farklı gerilmeler altında (a) merkezde, (b) köşede çevrimsel kayma gerilme oranı.

Serbest sahada ve farklı temek taban basınçları altında elde edilen CRR değerleri derinlik ile birlikte verilmiştir (Şekil 4.29). Yapılan çalışmanın neticesinde çevrimsel direnç oranlarının kayma gerilmesi düzeltilmesinden kaynaklı olarak köşe noktalarda daha düşük olduğu belirlenmiştir. Bununla birlikte merkezdeki CRR değerleri serbest alana göre daha düşük olarak hesaplanmıştır. Bunun sebebi daha düşük değerlere ulaşan efektif gerilme düzeltmeleridir.

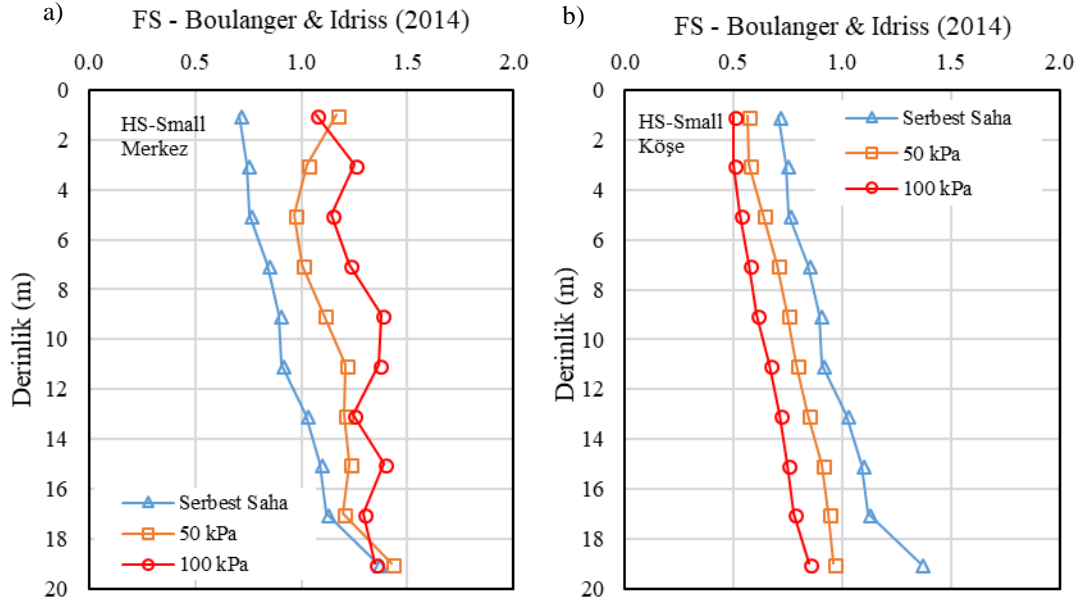


Şekil 4.28 : NL tek boyutlu analizi ivmesi ve Seed & Idriss (1971) yaklaşımına göre farklı gerilmeler altında (a) merkezde, (b) köşede çevrimsel kayma gerilme oranı.

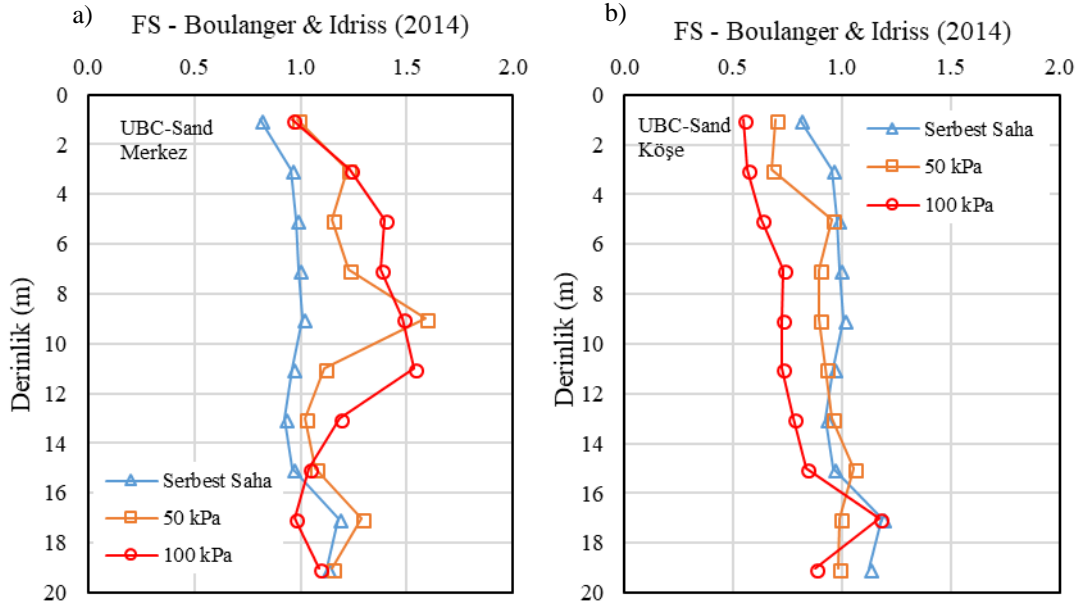
Yapılan analizler neticesinde sıvılaşma güvenlik sayısının merkezde, serbest sahaya göre daha yüksek olduğu saptanmıştır. Bununla birlikte yine bu sayının köşe noktalarda gerilmeler arttıkça azaldığı ve serbest sahadan daha güvensiz bir hal aldığı saptanmıştır. Bu iki eğilim hem HS-Small zemin modeli neticesine göre hem de UBC-Sand zemin modeli neticelerine göre doğrulanmaktadır. Fakat HS-Small zemin modelinde bu etki UBC-Sand modeline kıyasla daha net bir şekilde anlaşılmaktadır. Bunun sebebi de UBC-Sand zemin modelinde deprem esnasında zeminde yumuşamanın meydana gelmesidir.



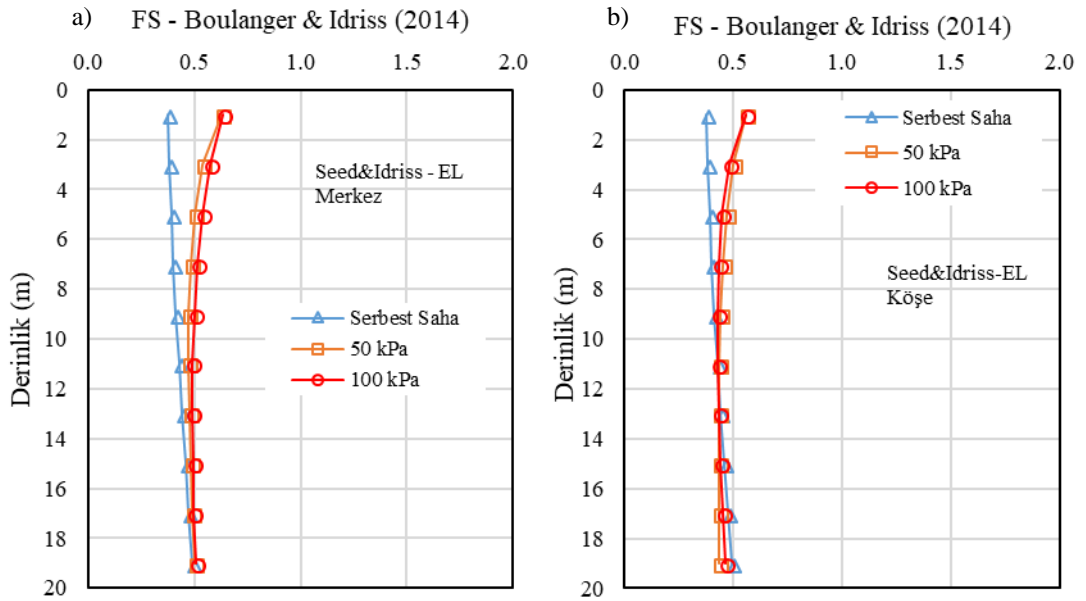
Şekil 4.29 : Farklı gerilmeler altındaki (a) merkezde, (b) köşede CRR değerleri.



Şekil 4.30 : HS-Small modeline göre (a) merkezde, (b) köşede sıvılaşma güvenlik faktörü değerleri.

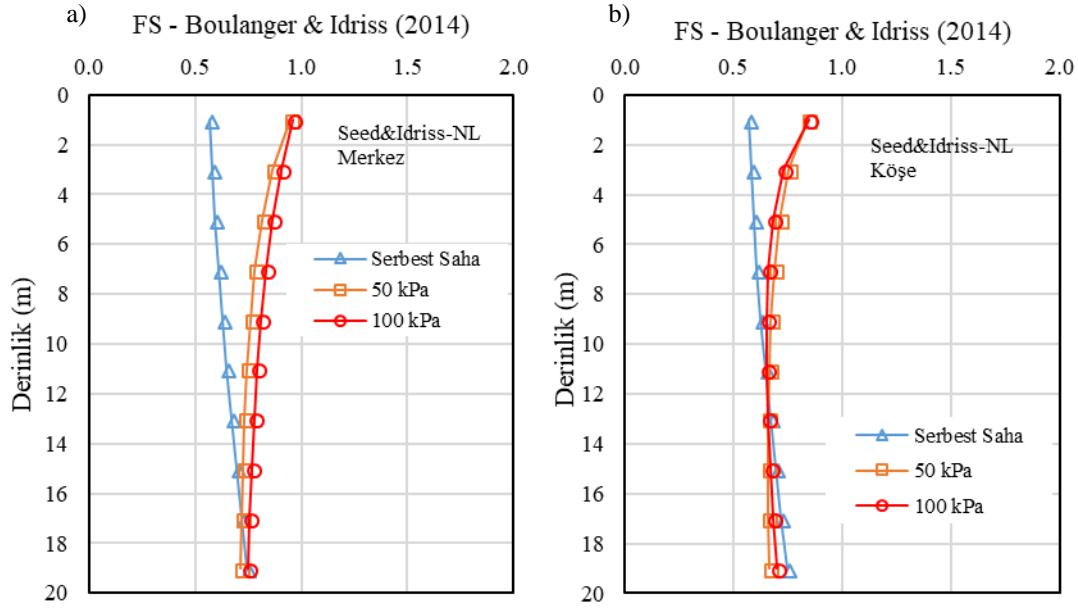


Şekil 4.31 : UBC-Sand modeline göre (a) merkezde, (b) köşede sıvılaşma güvenlik faktörü değerleri.



Şekil 4.32 : Seed&Idriss-EL analizine göre (a) merkezde, (b) köşede sıvılaşma güvenlik faktörü değerleri.

Seed ve Idriss (1971) prosedürlerine göre gerçekleştirilen CSR hesaplamalarına dayalı olarak elde edilen FS değerlerine göre temelin hem merkez hattında hem de köşe hattında sıvılaşmanın meydana geldiği hesap edilmiştir. Bu iki prosedür arasındaki fark kullanılan maksimum yer ivmesi değerlerinin farklı olmasından kaynaklanmaktadır.



Şekil 4.33 : Seed&Idriss-NL analizine göre (a) merkezde, (b) köşede sıvılaşma güvenlik faktörü değerleri.

4.3 UBC-Sand Modeliyle Aşırı Boşluk Suyu Basıncına Bağlı Sıvılaşma Analizi

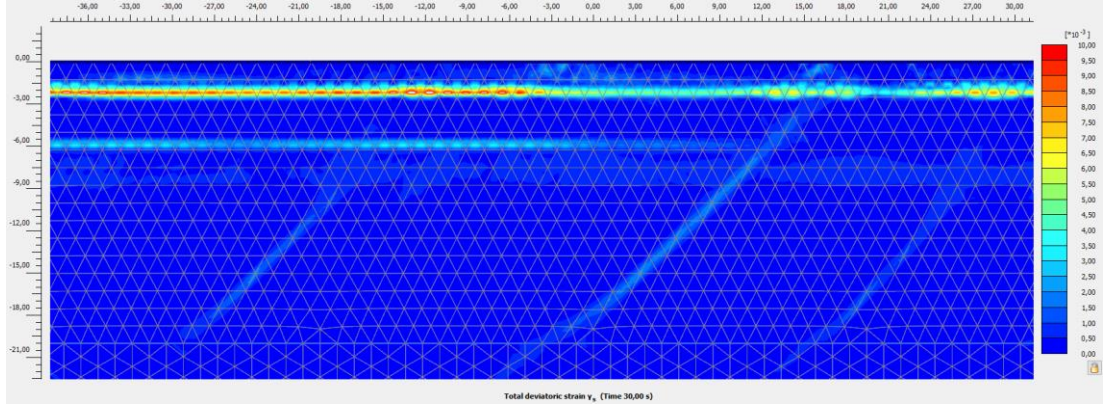
Bu başlık altında UBC-Sand zemin modeli analizi esnasında aşırı boşluk suyu basıncı oluşumuna bağlı olarak zeminde meydana gelen sıvılaşma olayları incelenmiştir. Belli noktalarda meydana gelen kayma deformasyonları ile sıvılaşma esnasındaki davranış aydınlatılmaya çalışılmıştır.

4.3.1 r_u ve Δu dağılımı sonuçları

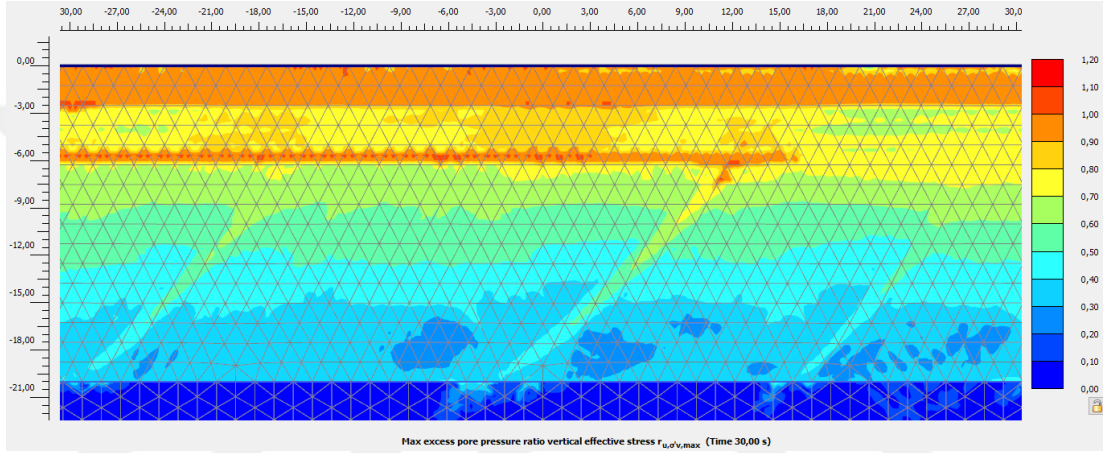
Serbest saha ve temel varlığı altındaki sıvılaşma ve kayma deformasyonları sonuçlarının ele alındığı bu başlık altında, temel varlığının zemindeki sıvılaşma karakterini nasıl etkilediği ele alınmıştır.

Serbest saha şartları altında saha üzerinde genellikle meydana gelen kayma deformasyonları zemin yüzeyine paralel şekilde gerçekleşmiştir (Şekil 4.28). Fakat oluşan bu deformasyonlar temel altında oluşan deformasyonlara nazaran oldukça küçüktür.

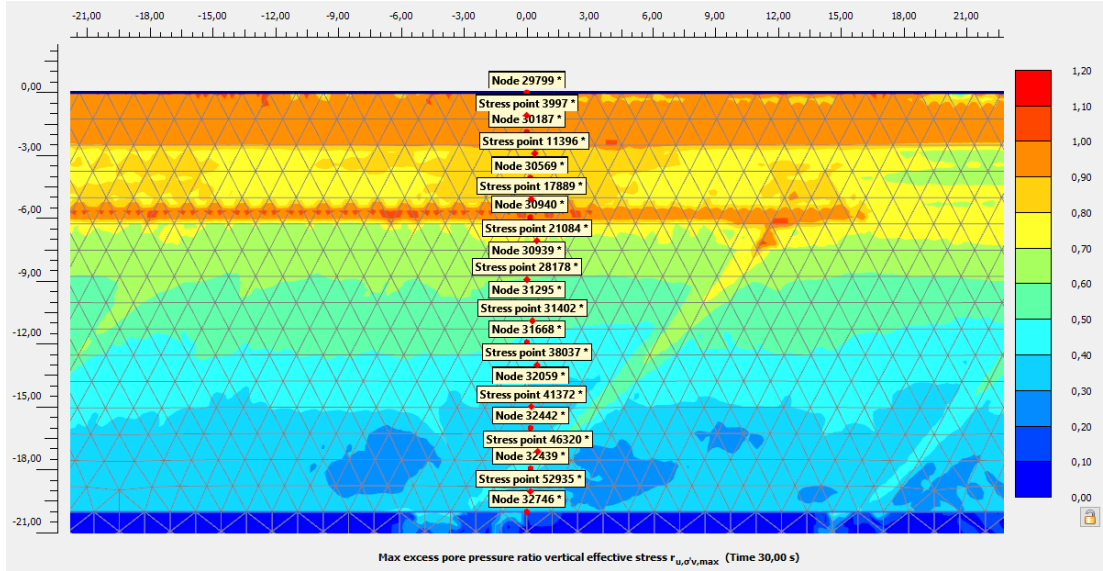
Serbest saha şartlarında yaklaşık olarak 10 m'ye kadar sıvılaşma gerçekleşmiştir (Şekil 4.34). Dinamik hesaplamalarda aşırı boşluk suyu basıncı oranının 0.7'den yüksek olduğu durumlarda sıvılaşmanın gerçekleştiği kabulü yapılabilmektedir (Beaty & Byrene, 2011). Bu sebepten dolayı sıvılaşmanın 10 m derinliğe kadar gerçekleştiği düşünülebilir.



Şekil 4.34 : Serbest saha şartlarında kayma deformasyonları.

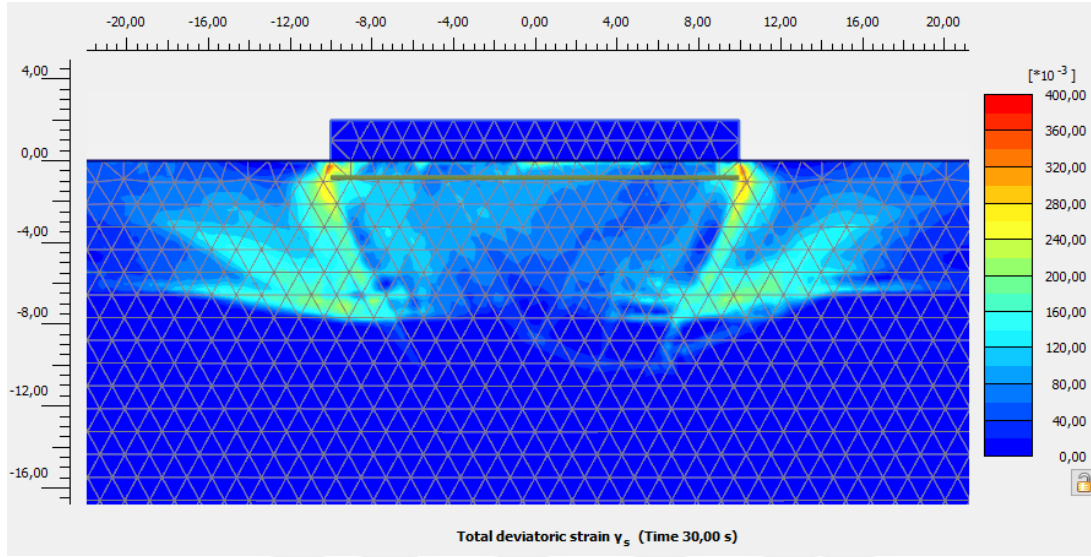


Şekil 4.35 : Serbest saha şartlarında r_u değerleri.

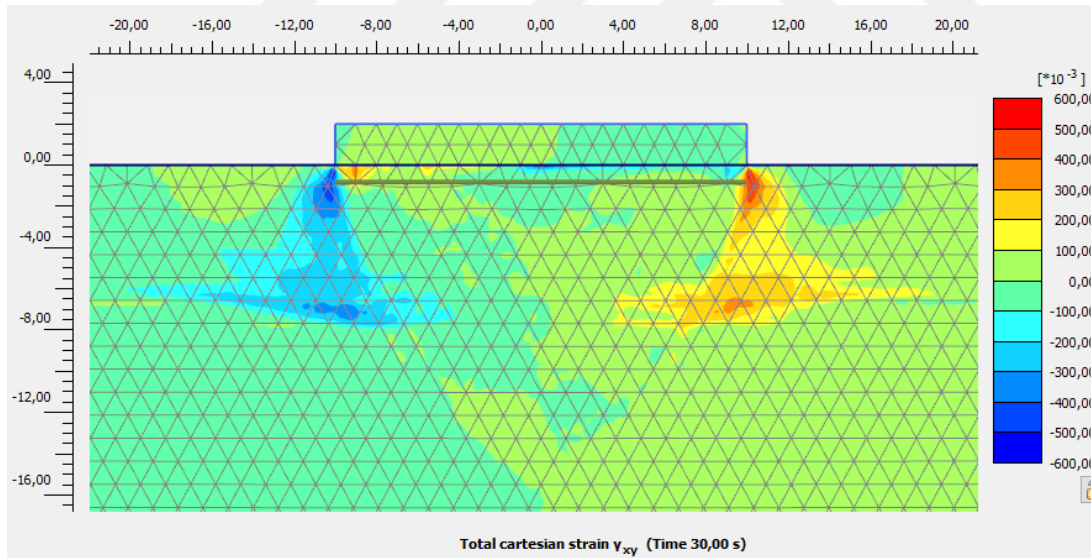


Şekil 4.36 : Serbest saha analizlerinde seçilen düğüm noktalarının ve gerilme noktalarının konumları.

50 kPa temel taban basıncı altında ise kayma gerilmeleri deformasyonları Şekil 4.37'de görüldüğü gibi statik durumda kayma gerilmelerin var olduğu alanlarda oldukça yüksek değerler almaktadır. Dolayısıyla sıvılaşma esnasında ilk olarak tetiklenen alanların da bu alanlar olduğu anlaşılmıştır.

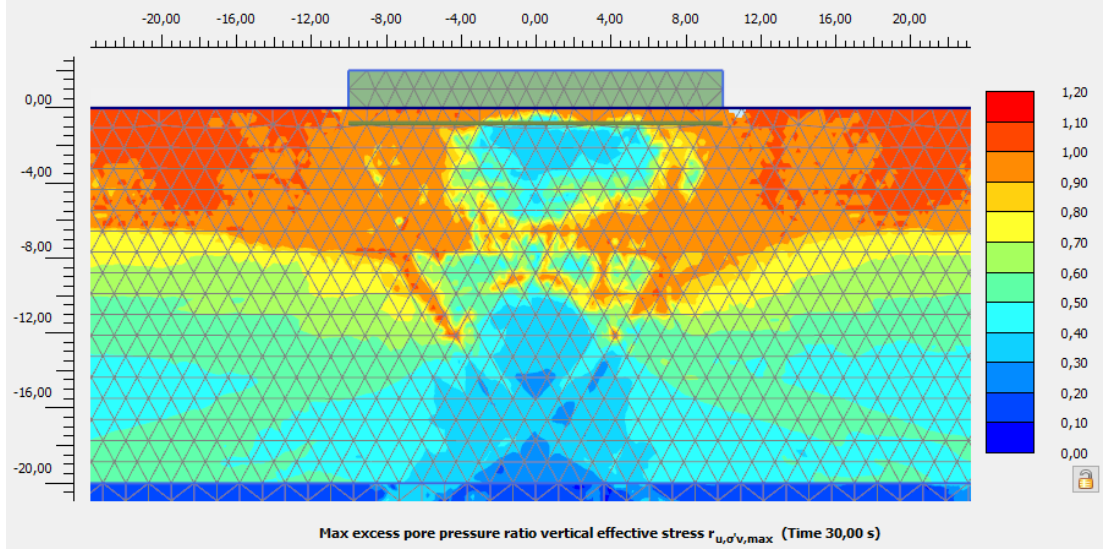


Şekil 4.37 : 50 kPa temel altında deviatorik kayma deformasyonları.



Şekil 4.38 : 50 kPa temel altında kayma deformasyonları.

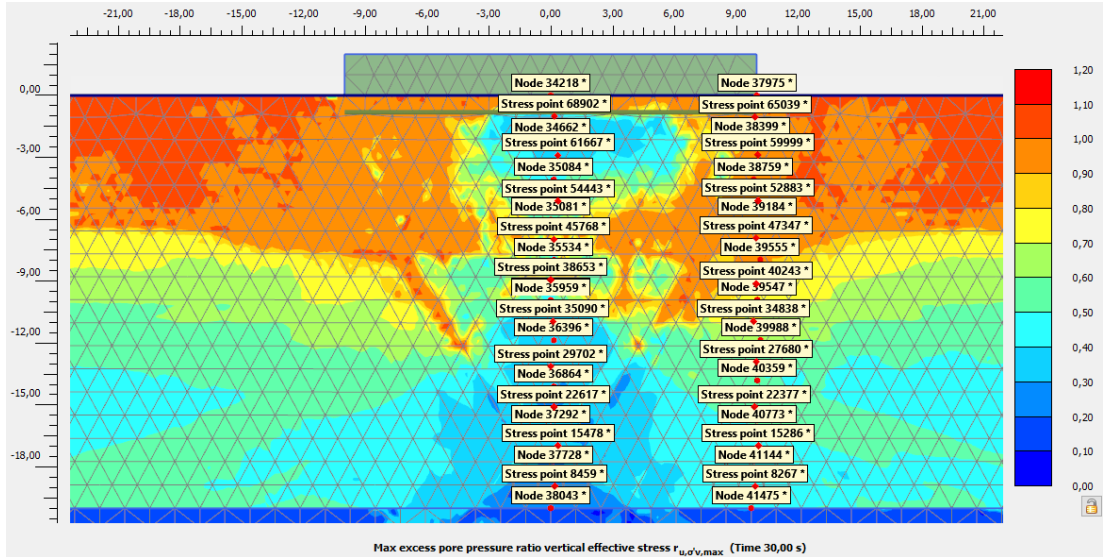
Sıvılaşma karakteri ele alındığında ise 50 kPa temel altında temelin köşe hattının ve merkez hattının farklı davranışlar sergilediği görülmektedir. Statik durumda kayma gerilmelerinin var olduğu alanlar çok hızlı bir şekilde sıvılaşırken, efektif gerilmenin çok daha yüksek olarak hissedildiği merkez hattında sıvılaşma meydana gelmemiştir. Bununla birlikte deprem öncesi statik kayma gerilmelerinin varlığından kayma olarak köşe hattında sıvılaşabilir tabaka kalınlığının da arttığı gözlenmektedir.



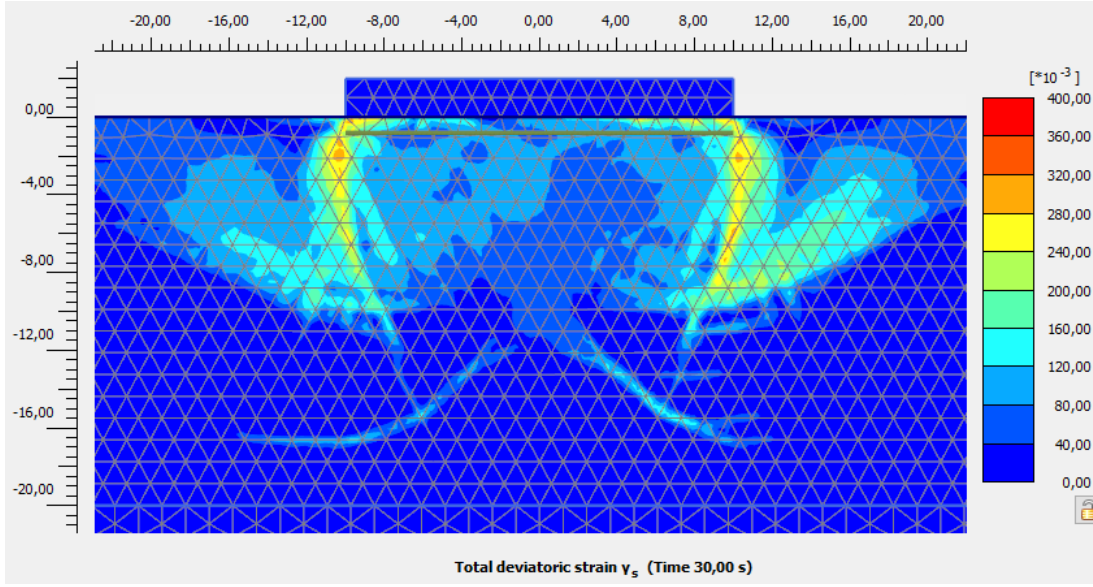
Şekil 4.39 : 50 kPa temel taban basıncı altında r_u değerleri.

Temel taban basıncı 50 kPa olan analizler esnasında seçilen düğüm noktaları ve gerilme noktaları Şekil 4.39'de gösterilmektedir.

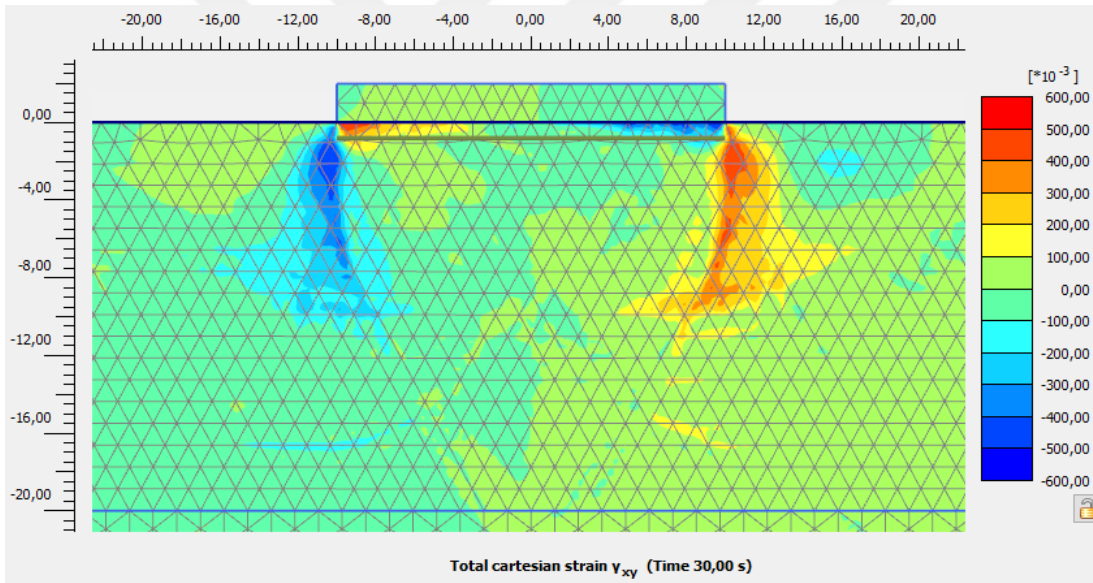
100 kPa temel altında ise 50 kPa temel varlığına nazaran çok daha büyük ve daha derinlere kadar etki eden kayma deformasyonları meydana gelmiştir (Şekil 4.42). Bu kayma deformasyonlarının ana sebebi statik durumda var olan kayma gerilmeleridir ve bu kayma gerilmelerinin değerlerinin 50 kPa temel altındakine nazaran daha yüksek olması sıvılaştıran alan derinliğinin daha fazla olmasına sebebiyet vermiştir.



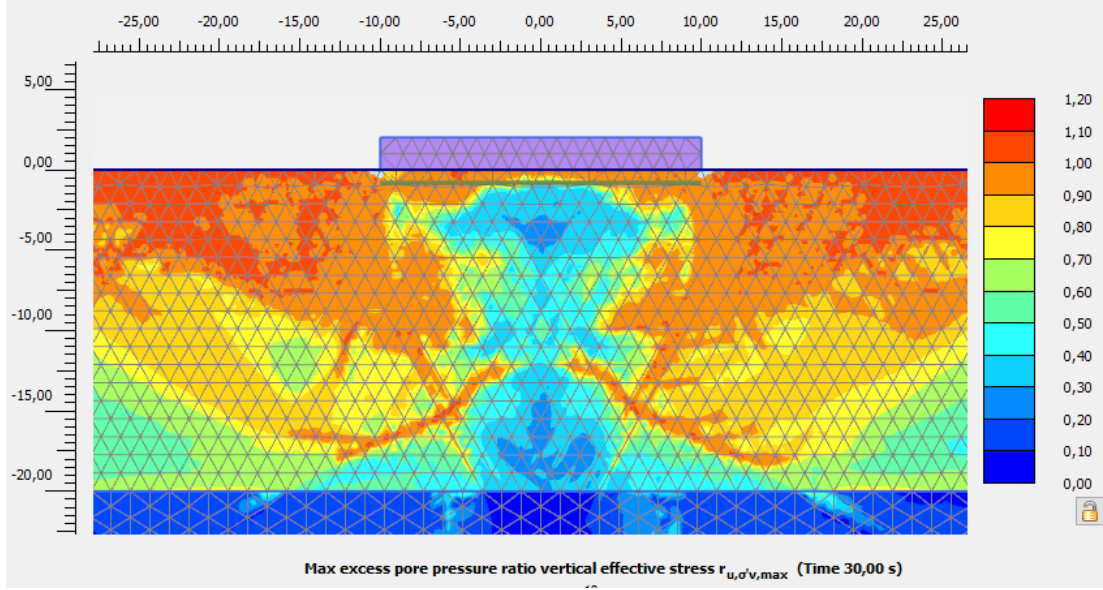
Şekil 4.40 : 50 kPa temel altında seçilen düğüm noktalarının ve gerilme noktalarının konumları.



Şekil 4.41 : 100 kPa temel altında deviatorik kayma deformasyonları.

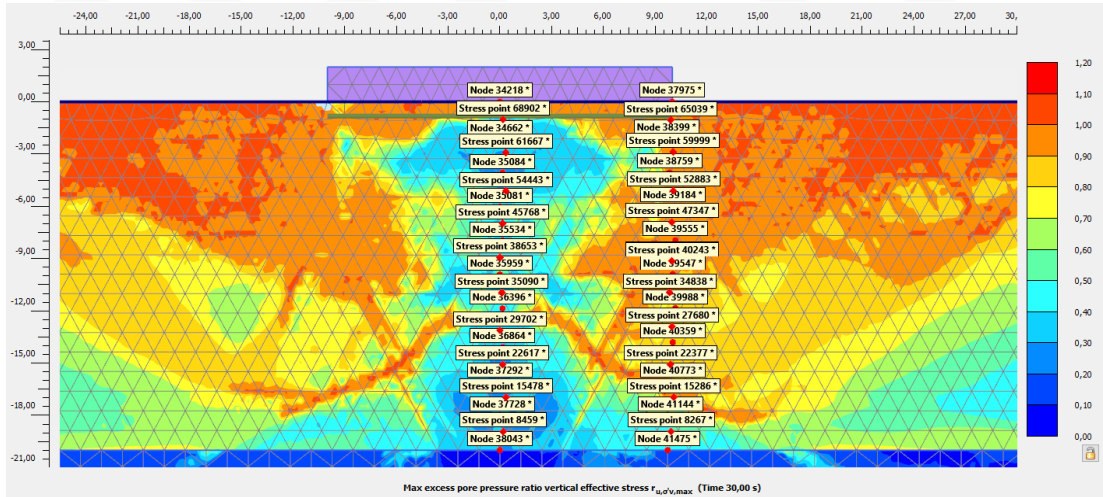


Şekil 4.42 : 100 kPa temel altında kayma deformasyonları.



Şekil 4.43 : 100 kPa temel taban basıncı altında r_u değerleri.

100 kPa temelin altında, merkez hattında sıvılaşmayan alan büyüklüğü, 50 kPa temel altındaki alanın büyüklüğünden daha fazla olduğu yapılan analizler neticesinde belirlenmiştir. Bunun en önemli sebebi ise efektif gerilmelerin çok daha yüksek olmasıdır (Şekil 4.43). Bununla birlikte artan statik kayma gerilmelerinin de sıvılaşan derinliği artırdığı gözlenmiştir.



Şekil 4.44 : 100 kPa temel altında seçilen düğüm noktalarının ve gerilme noktalarının konumları.

4.3.2 Temel varlığının r_u oluşumuna etkisi

Sıvılaşma, aşırı boşluk suyu basıncı artışından kaynaklı olarak efektif gerilmenin oldukça azalması ve böylelikle zeminin taşıma kapasitesini kaybetmesi durumudur.

Bununla birlikte granüler zeminin relatif sıkılığına ve yükleme şartlarına bağlı olarak zeminin davranışı değişmektedir.

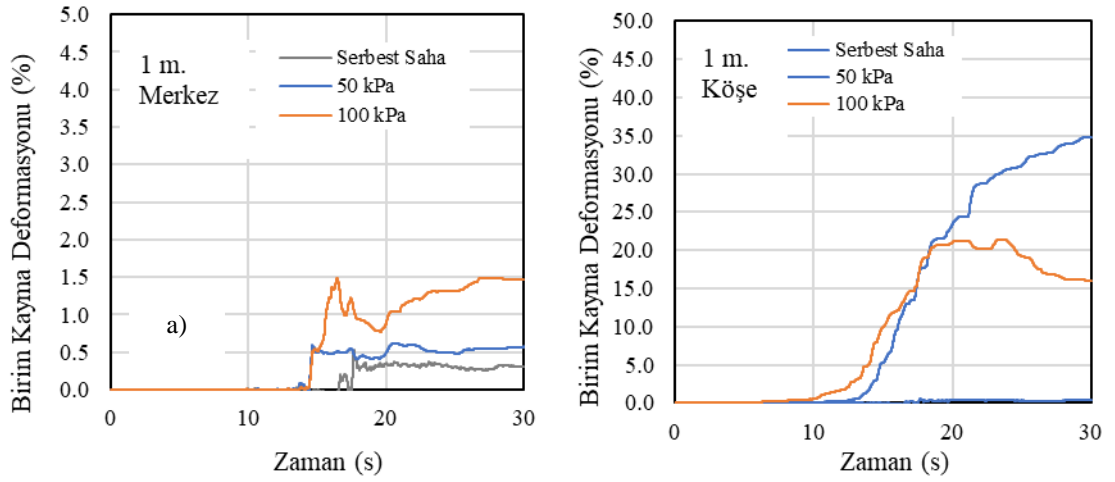
Çalışma kapsamında, serbest sahada ve temel altında sıvılaşabilir kum zeminin davranışları incelenmiş ve mukayese edilmiştir. Böylelikle temel taban basıncının ve statik durumdaki kayma gerilmelerinin, zeminlerin sıvılaşma davranışına olan etkisi incelenmiştir.

Farklı derinlikler altında, temelin merkez hattında ve köşe hattında aşırı boşluk suyu basıncı (r_u) oranlarının davranışı incelenmiş ve buna etki eden sebepler açıklanmıştır.

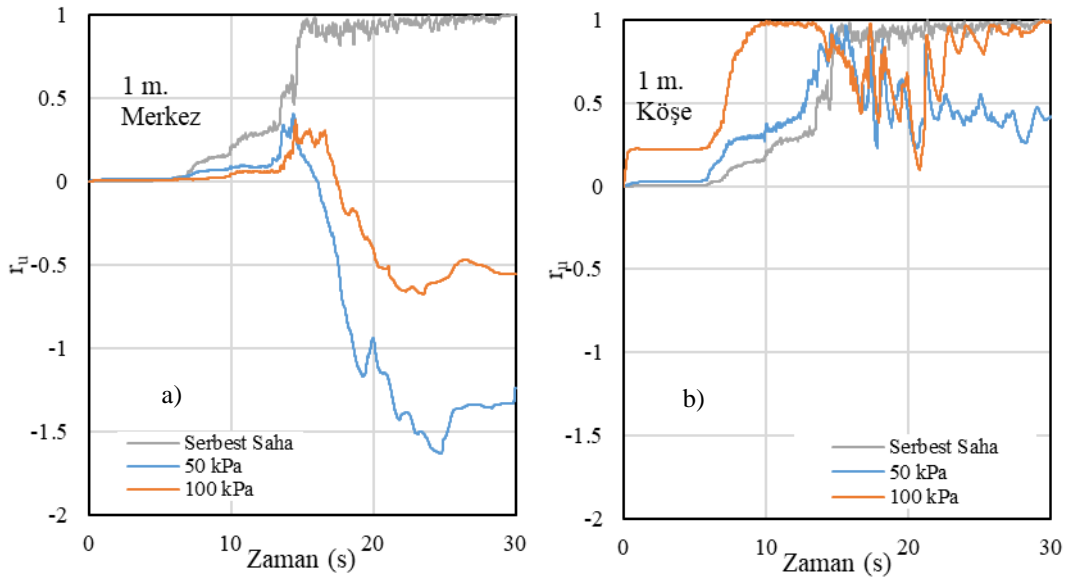
Aşırı boşluk suyu basıncı artışları, analiz sonucunda serbest sahada ve temel altında elde edilen kayma deformasyonları verileri de izah edilmeye çalışılmıştır. Serbest sahada ve temel geometrisi altında, analiz sonuçlarında elde edilen kayma deformasyonları, zeminin sıvılaşma karakterini yorumlamakta oldukça etkili olmuştur. Özellikle temel varlığında, temelin köşe hattında meydana gelen kayma deformasyonlarının, temel geometrisi etrafında bir etki alanı oluşturduğu anlaşılmıştır. Bu etki alanından kaynaklı olarak temele yakın olan alanlar serbest saha davranışından daha farklı bir davranış sergilemiştir. Bununla birlikte temel taban basıncı artışının, birim kayma deformasyonlarının değerlerini ve temel etki alanını artırdığı yapılan analizlerle ifade edilmiştir.

Yüzeye oldukça yakın olan 1 m derinlikte temel köşe noktasındaki sıvılaşma davranışı serbest sahaya benzer bir haldeyken temelin orta noktasında ise efektif gerilme artışına rastlandığı görülmektedir.

Temelin merkez hattında 1 m derinlikte ilk olarak efektif gerilme azalışı gözlenirken sonrasında hacimsel genişlemenin meydana geldiği bu bölgede negatif r_u değerinin olduğu gözlenmiştir (Şekil 4.45). Bu davranış merkezde 100 kPa temel altında 50 kPa temele nazaran daha derinlere kadar devam etmiştir. Fakat yine de temel altında kayma deformasyonları oluşmuştur.

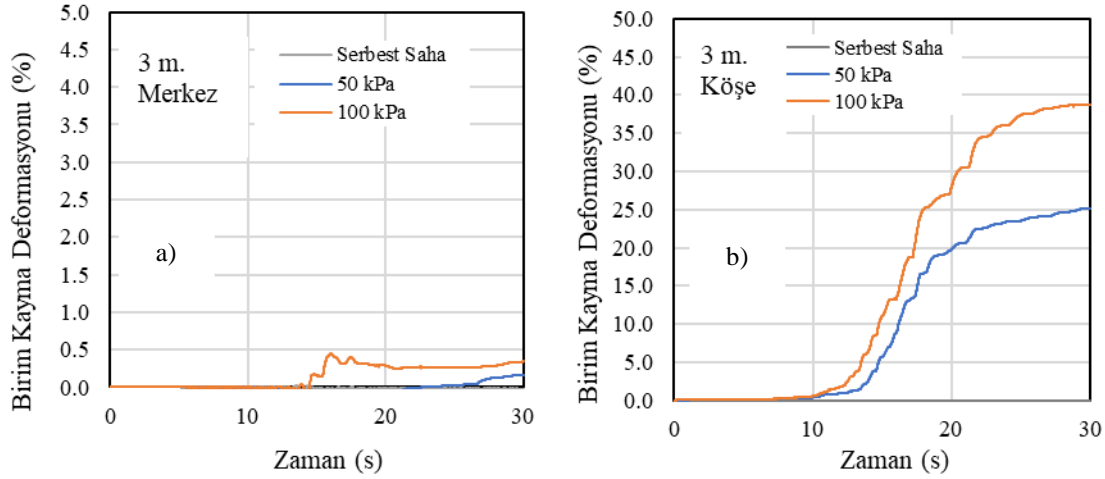


Şekil 4.45 : 1 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi



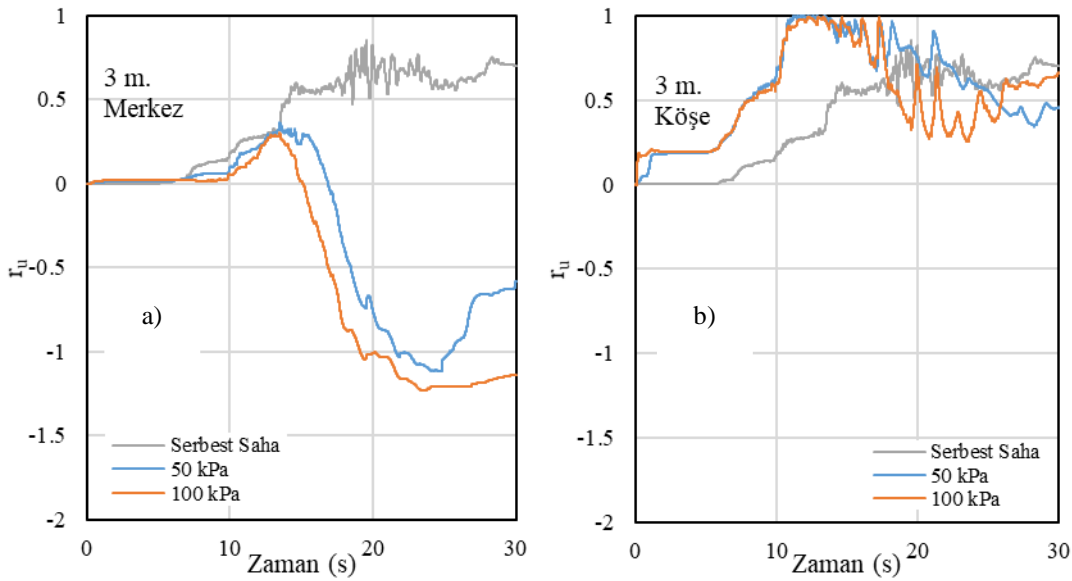
Şekil 4.46 : 1 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.

Temel altında kayma deformasyonlarının temelin köşe noktasında merkeze nazaran çok daha fazla olduğu ve temel taban basıncı ile bu deformasyonların doğru orantılı olduğu anlaşılmıştır (Şekil 4.47).



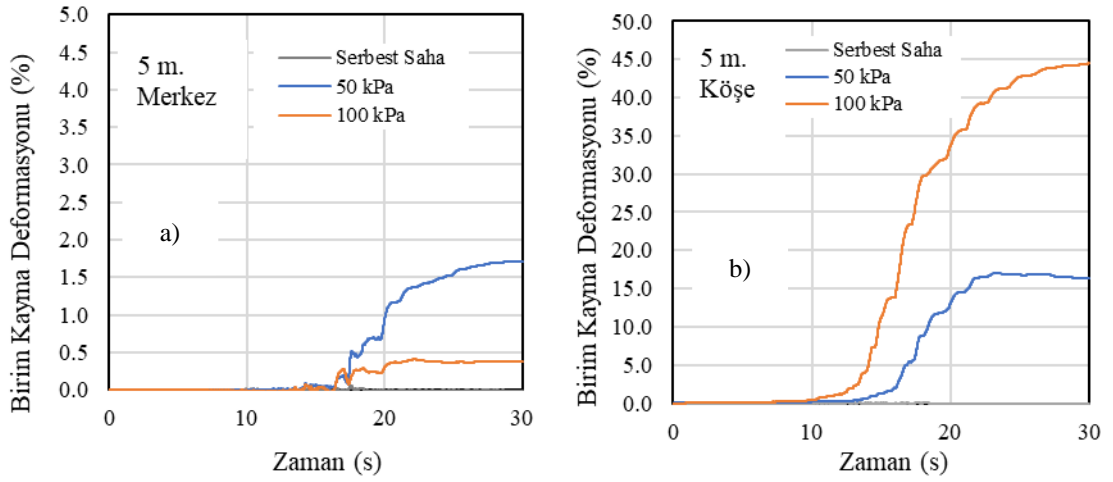
Şekil 4.47 : 3 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.

Temelin köşe noktasında statik durumda var olan kayma gerilmelerinden kaynaklı olarak r_u artışının serbest sahaya nazaran daha hızlı olduğu anlaşılmıştır. Bu durum kayma gerilmelerinin etkili olduğu derinliğe kadar devam etmektedir (Şekil 4.48).



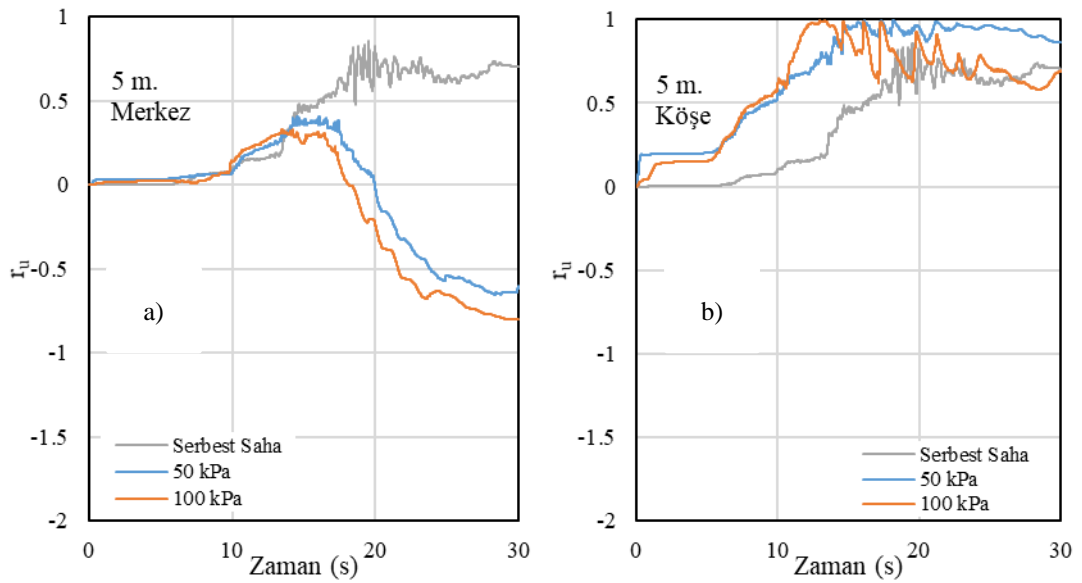
Şekil 4.48 : 3 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi

3 m derinlikteki davranış karakterinin 5 m'de de devam ettiği görülmektedir fakat merkez hattındaki etkinin biraz daha azalttığı görülmektedir.



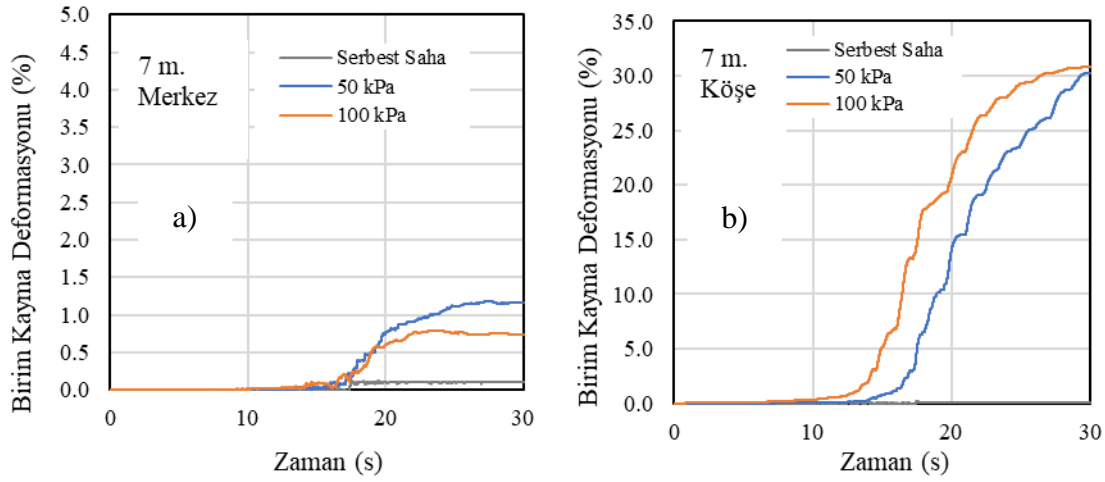
Şekil 4.49 : 5 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.

Yer tepki analizleri neticelerinden kaynaklı olarak 5 m derinlikte olduğu gibi temel altında, merkez hattında oluşan birim kayma deformasyonları, daha düşük taban basıncına sahip olan temelin var olduğu modelde daha yüksek değerlere ulaşmıştır.



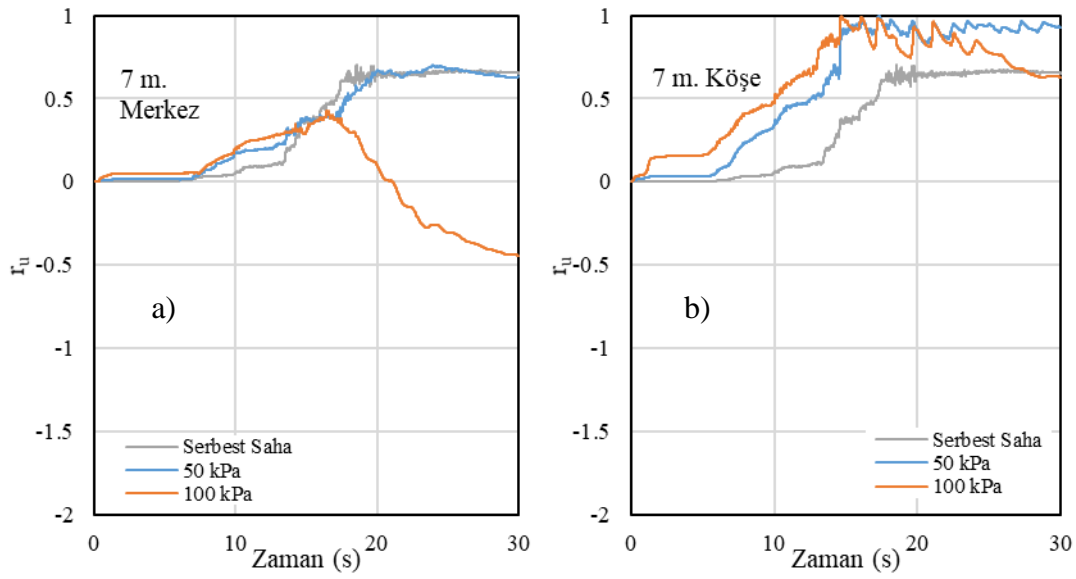
Şekil 4.50 : 5 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.

Artan derinlik ile birlikte merkez hattında meydana gelen kayma deformasyonlarında ciddi bir azalma olduğu saptanmıştır fakat köşe hattında bu deformasyonların 7 m derinlikte dahi yüksek mertebede seyrettiği belirlenmiştir (Şekil 4.51).

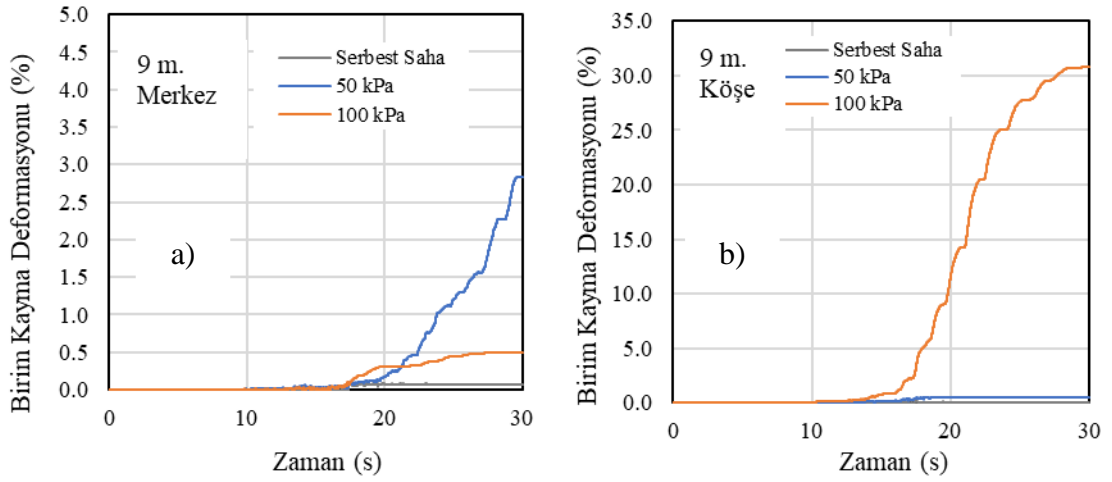


Şekil 4.51 : 7 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.

Deriliğin 7 m olduğu noktada 50 kPa temel altında, merkez hattında davranış değişimi olduğu saptanmıştır ve pozitif r_u değerlerinin oluştuğu belirlenmiştir. Bunun sebebi temel taban basıncından kaynaklanan etkinin bu derinliklerde azalmasıdır (Şekil 4.52).



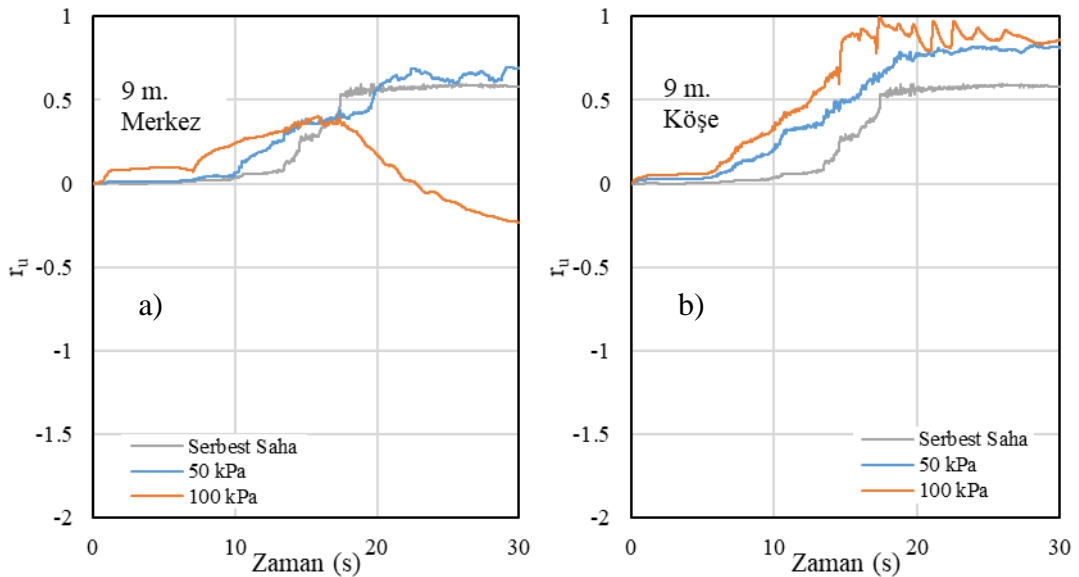
Şekil 4.52 : 7 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.



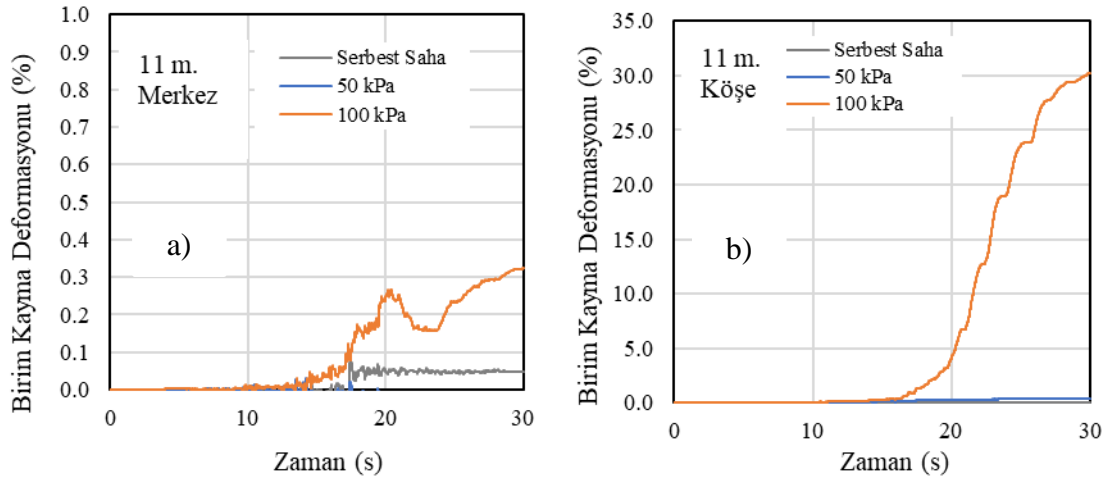
Şekil 4.53 : 9 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.

9. m'deki veriler incelendiğinde 50 kPa temelin köşe hattındaki etkisinin azalmaya başladığı görülmektedir. 100 kPa altında köşe hattında hala çok yüksek kayma deformasyonları oluyorken bu etki 50 kPa temel altında görülmemektedir (Şekil 4.53). Bununla birlikte 50 kPa temel altında köşe hattında r_u değerlerinin azalmaya başladığı da belirlenmiştir (Şekil 4.54).

100 kPa temel altında, merkez hatta 9 m derinlikte hala negatif r_u değerinin oluşması temek taban basıncından kaynaklı etkinin devam ettiğini göstermiştir.



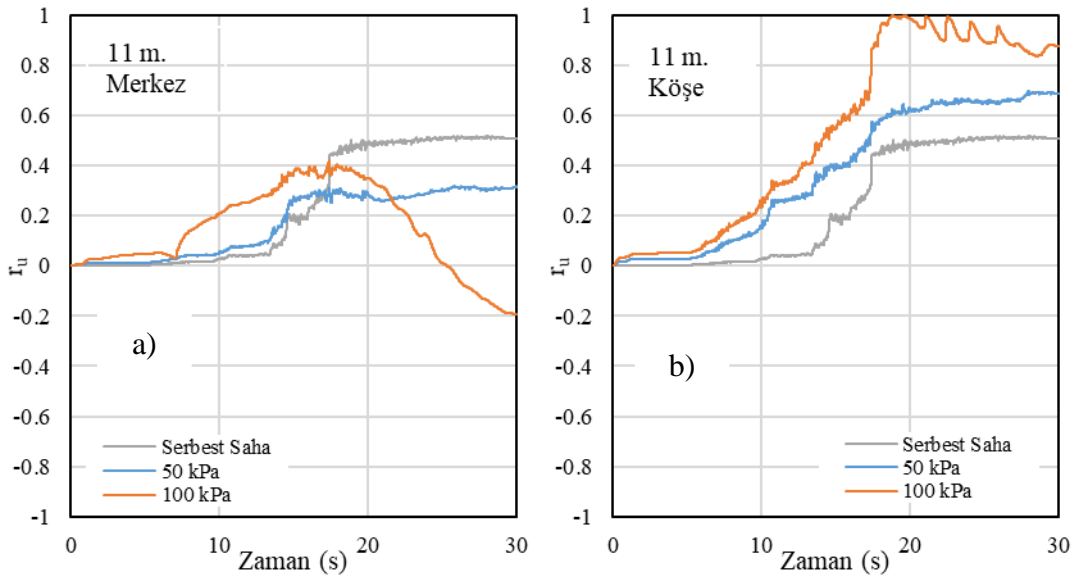
Şekil 4.54 : 9 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.



Şekil 4.55 : 11 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.

100 kPa temel altında merkez hattındaki dilatasyon davranışı 11 m derinlikte de devam etmektedir. Bunun sebebi temel varlığından kaynaklı efektif gerilme artışının bu derinliklerde de etkili bir şekilde hissediliyor olmasıdır.

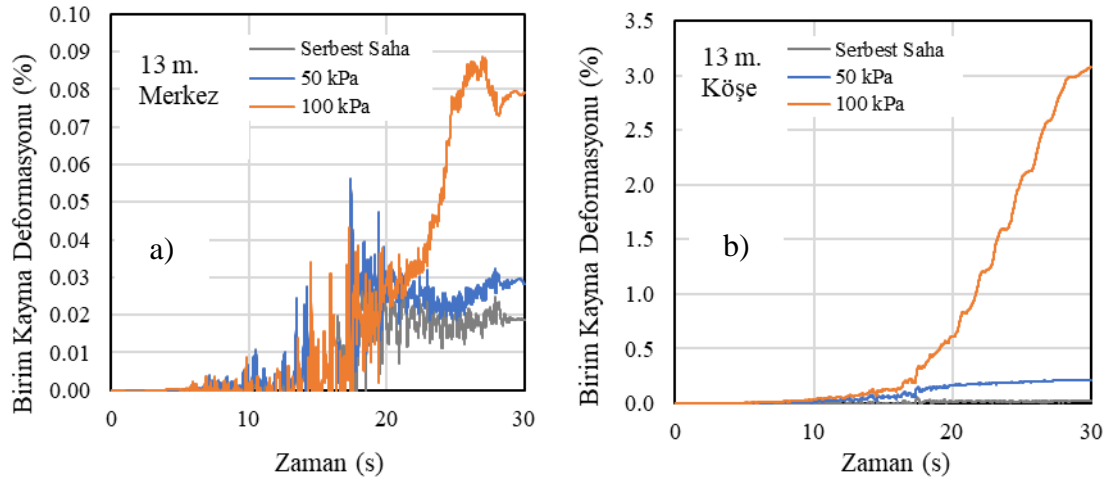
Köşe hattında boşluk suyu basıncı oranı değerleri, temel varlığından kaynaklı olarak temel altında serbest sahaya nazaran daha yüksektir. Bununla birlikte 100 kPa temelin köşe hattındaki etkisinin, bu derinlikte sıvılaşmaya sebep olacak düzeyde yüksek olduğu yapılan analizler neticesinde belirlenmiştir (Şekil 4.56).



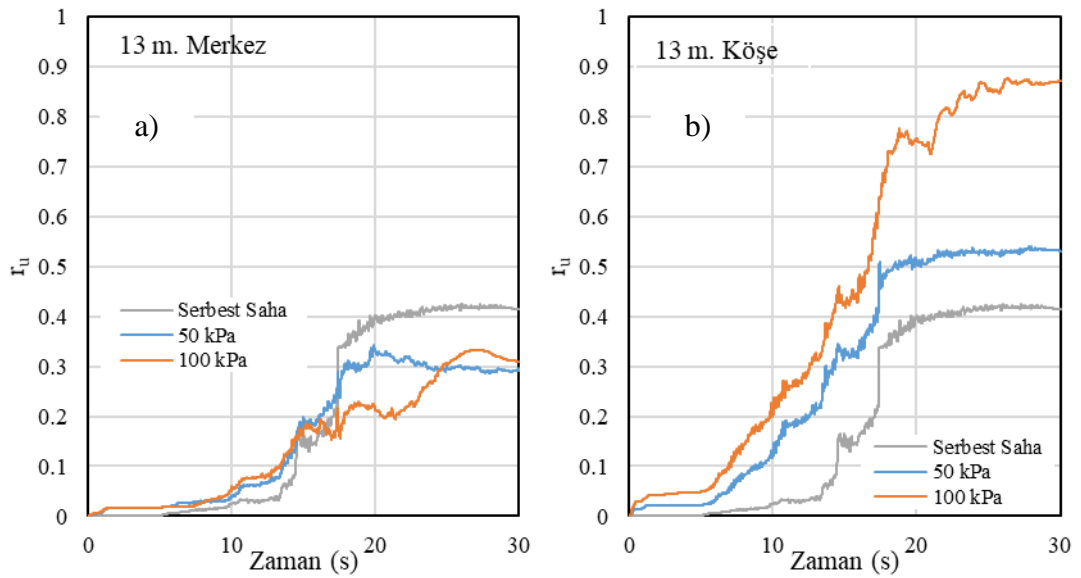
Şekil 4.56 : 11 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.

100 kPa temel varlığının etkisinin azalmaya başladığı 13 m derinliği itibariyle anlaşılmıştır fakat hala serbest saha şartlarında r_u oluşumu temel merkez hattındaki

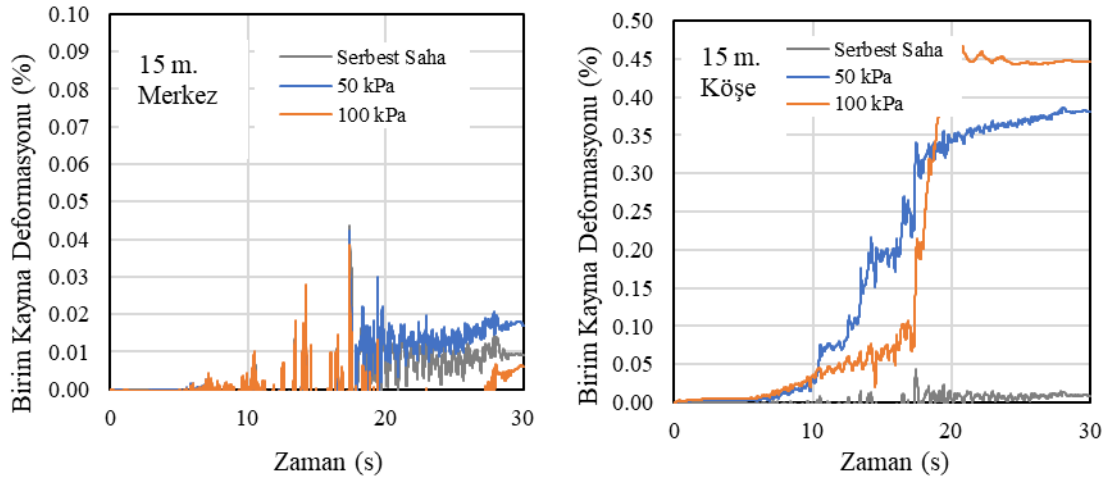
noktalara nazaran daha yüksek değerlere çıkabilmektedir. Bununla birlikte bu derinlikte temel varlığından kaynak olarak köşe hattındaki r_u değerleri serbest sahaya nazaran oldukça yüksek noktalar bulunmaktadır.



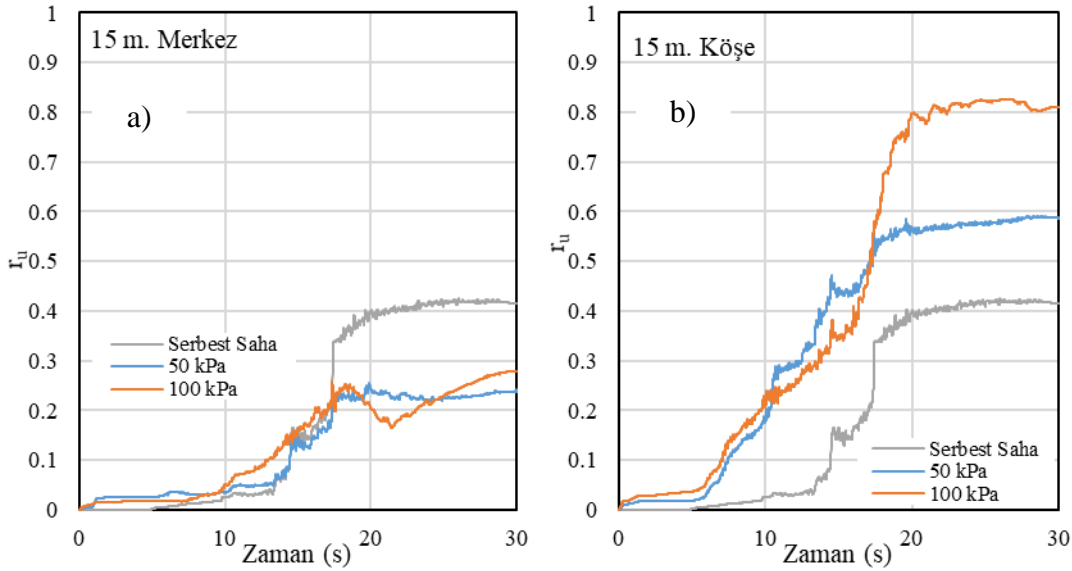
Şekil 4.57 : 13 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.



Şekil 4.58 : 13 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.

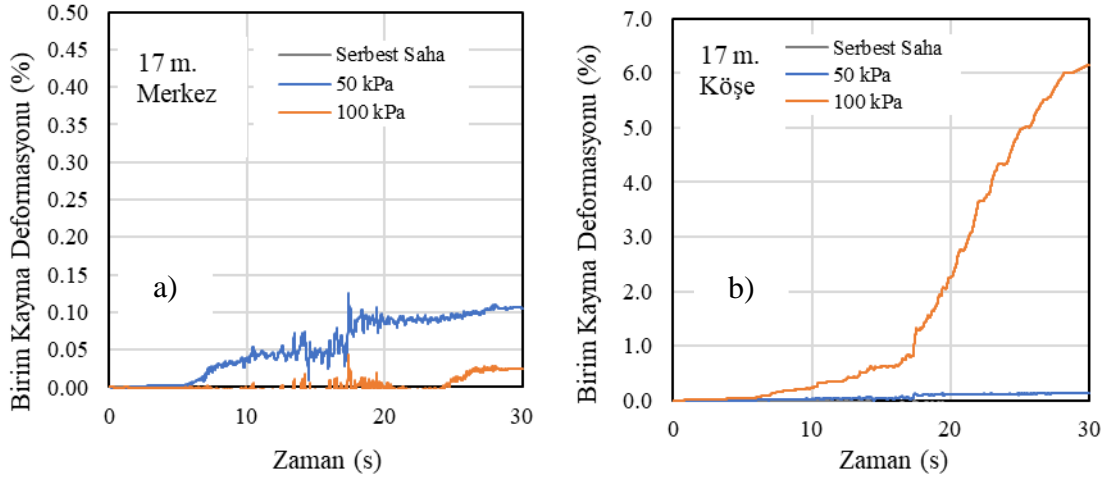


Şekil 4.59 : 15 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.

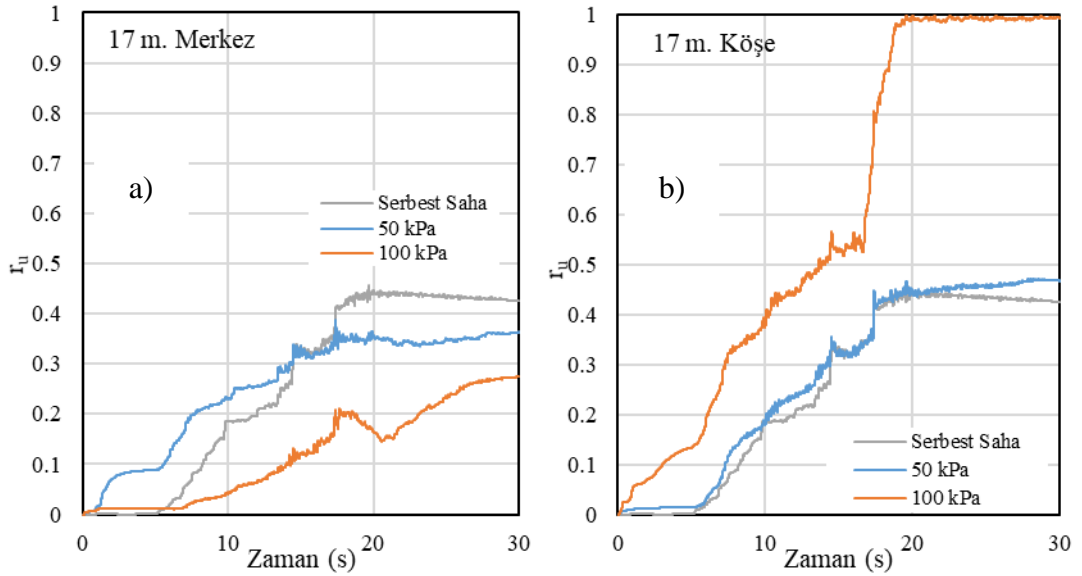


Şekil 4.60 : 15 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.

Temel taban basıncının etkisinin, temelin merkez hattında 15 m ve 17 m derinliklere gelindiğinde hala etkili olduğu fakat bu etkisinin sıvılaşma oluşumuna kuvvetli bir etkide bulunmadığı gözlenirken, köşe hattındaki sıvılaşma etkisinin 100 kPa temel altında etkili düzeyde olduğu anlaşılmaktadır (Şekil 4.62). Bunun da temel sebebinin, 17 m derinliğinde köşe hattında hala çok daha yüksek kayma deformasyonlarının olduğu anlaşılmıştır (Şekil 4.63)

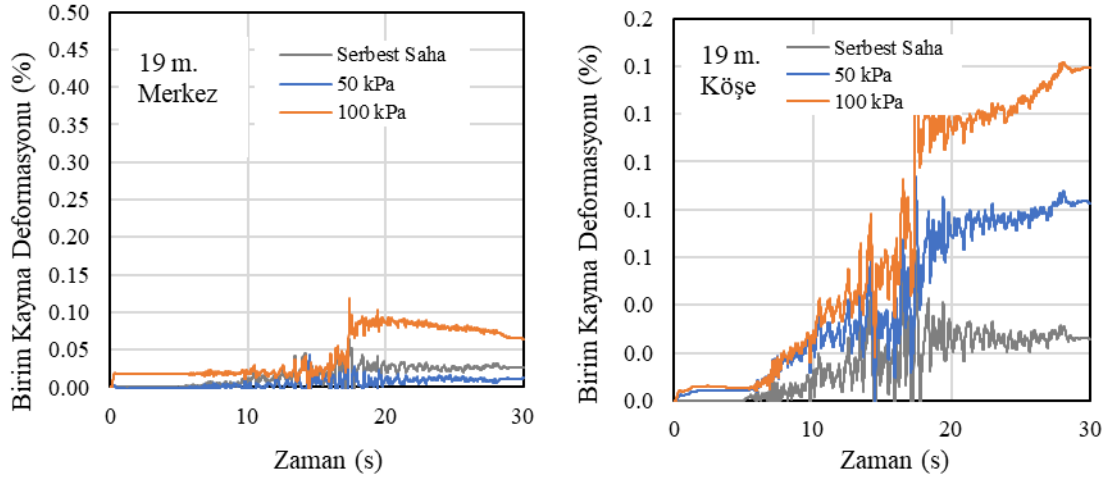


Şekil 4.61 : 17 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.

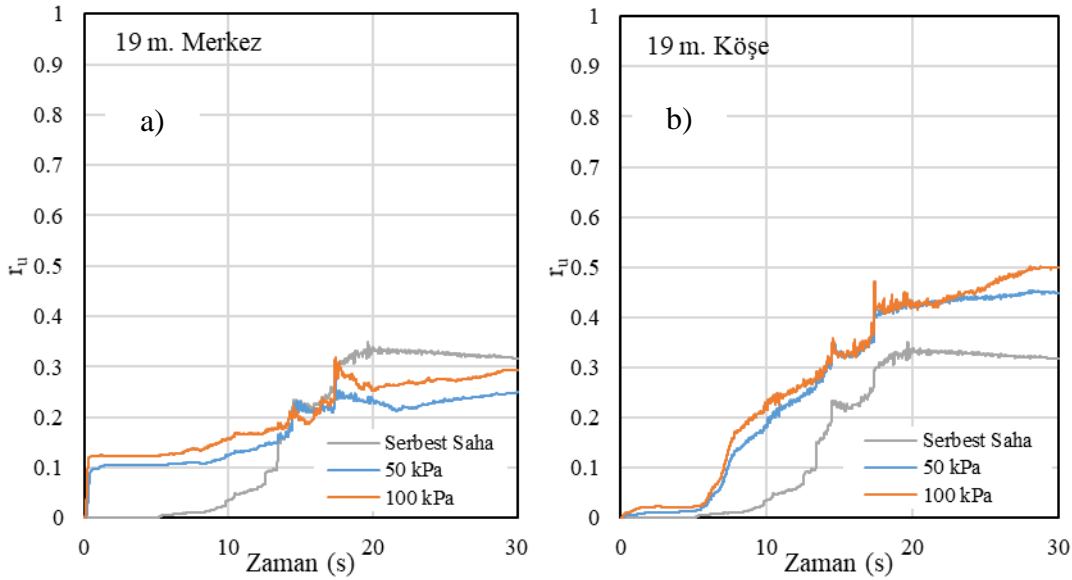


Şekil 4.62 : 17 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.

Sıvılaştırılabilir tabaka kalınlığının 20 m olduğu bu modelde, 20 m derinliğe doğru yaklaşıldığında merkez hattında taban basıncı etkisinin oldukça azaldığı, köşe hattında da bu azalmayı var olduğu anlaşılmıştır fakat yine de köşe hattında r_u oluşumu serbest saha koşullarına nazaran temel altında biraz daha yüksek değerler almıştır. (Şekil 4.64)



Şekil 4.63 : 19 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede kayma deformasyonu değişimi.

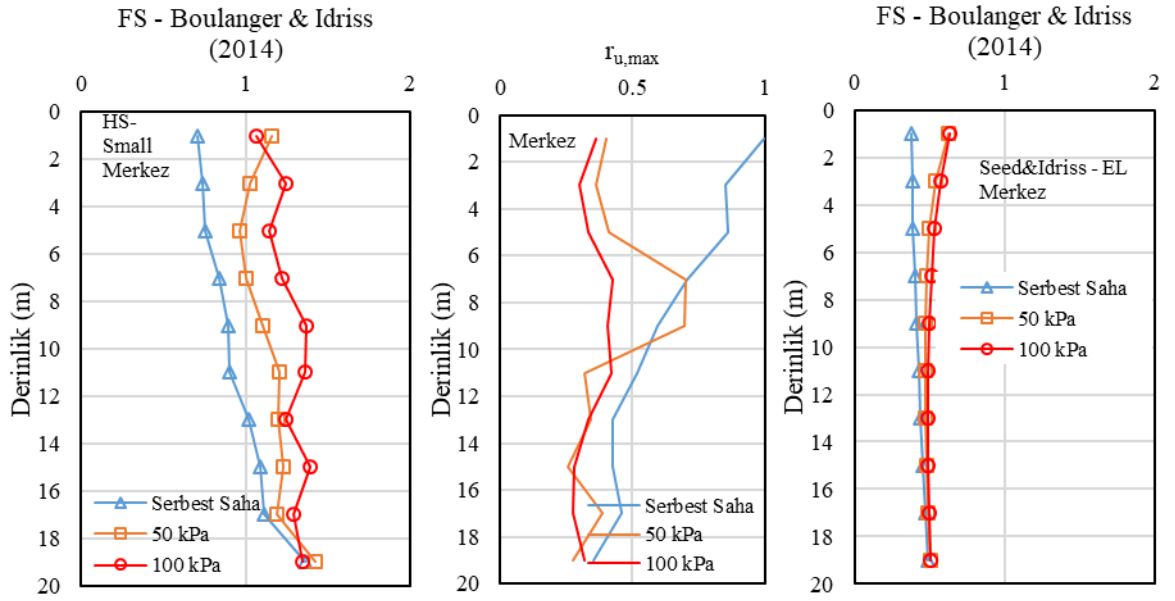


Şekil 4.64 : 19 m derinlikte (a) merkezde, (b) köşede r_u değişimi.

4.4 Sıvılaşma Güvenlik Sayısı ve r_u Mukayesesi

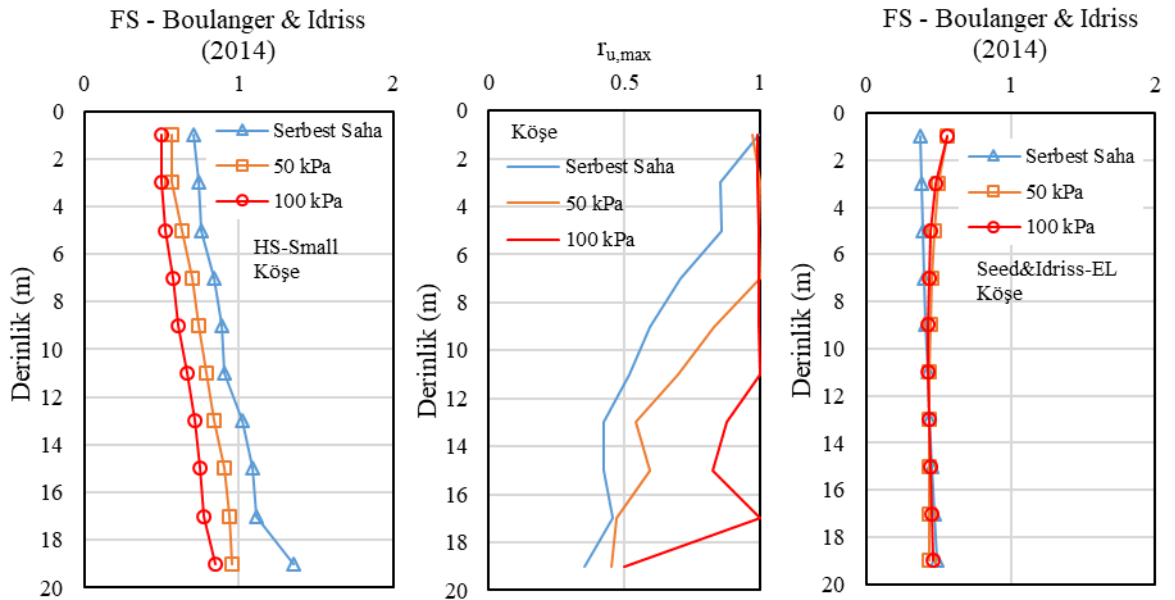
Temel varlığının zeminin sıvılaşma karakterine olan etkinin incelendiği bu çalışmada, basitleştirilmiş prosedürün modifiye edilmesi ile bu karakterin analitik işlemlerle ifade edilebilirliği araştırılmıştır.

UBC-Sand modelinden serbest sahada ve temel altında elde edilen aşırı boşluk suyu basıncı oranları ile basitleştirilmiş prosedür kullanılarak elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörleri mukayese edilerek çalışma kapmasında yapılan analizlerin doğruluğu anlaşılmasına çalışılmıştır.



Şekil 4.65 : Temel altında merkez hattında (a) HS-Small zemin modeline göre FS, (b) r_u , (c) Seed&Idriss-EL analizine göre FS değerleri

Yapılan kıyaslamalar sonucunda HS-Small modeline göre elde edilen verilen r_u değerleri ile benzer davranışı sergilediği anlaşılmıştır. Temelin köşe hattının sıvılaşmaya karşı daha duyarlı ve merkez hattının daha güvenli olduğu HS-Small modeli ile ifade edilebilmişken, Seed&Idriss-EL modeli sadece köşe hattını ifade edebilmiştir.



Şekil 4.66 : Temel altında, köşe hattında (a) HS-Small zemin modeline göre FS, (b) r_u , (c) Seed&Idriss-EL analizine göre FS değerleri



5. ÖZET VE SONUÇLAR

Yapılan bu çalışmada öncelikle literatür araştırmaları ile bina varlığında zeminlerin farklı bir davranışta bulunduğu fark edilmiş ve bu farklı davranışa sebep olan etkenlerin tesir düzeyleri incelenmiştir.

Temel altındaki zeminlerin sıvılaşma analizlerinin yapılabilmesi adına, mevcut basitleştirilmiş prosedürde kullanılan efektif gerilme düzeltmesi ($K\sigma$) ve kayma gerilmesi düzeltmesi ($K\alpha$), bina varlığında hesaplanmış ve böylelikle temel varlığında zeminlerin sıvılaşabilirliğinin basitleştirilmiş yöntem ile hesaplanabilirliği irdelenmiştir. Bina kaynaklı zeminde oluşan statik kayma gerilmelerinin Boussinesq yöntemi ile belirleyen bir Excel programı hazırlanmıştır. Bu hesaplamalar esansında elde edilen statik kayma gerilmesi değerleri, sonlu elemanlar metodu kullanılarak yapılan sayısal analizlerle de uyum göstermiştir. Bu Excel programı ile yapı temeli altında $K\alpha$ hesaplanabilmektedir,

Plaxis yazılım programında HS-Small zemin ve UBCSAND sıvılaşma bünye modelleri ile 20 m derinliğinde ortalama SPT darbe sayısı $(N_1)_{60}=9$ olan bir kum zemin tabakasında Kocaeli deprem kaydı kullanılarak serbest saha ve farklı yüklere maruz kalan temel altında dinamik analizler yapılmıştır. Bu analizler sonucunda elde edilen CSR değerleri Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen CSR hesapları ile kıyaslanmıştır. Basitleştirilmiş yöntem ile Boulanger ve Idriss (2014)'e göre CRR değerleri serbest saha ve yine farklı yüklere maruz temeller altında hesaplanmıştır. Temel altında CRR değerlerine $K\sigma$ ve $K\alpha$ düzeltmesi uygulanmıştır. Sonuç olarak sıvılaşmaya karşı güvenlik sayıları tüm önerilen analiz yöntemlerle serbest saha ve temel altında hesaplanmış ve kıyaslanmıştır. Sonuç olarak bulunan derinliğe bağlı sıvılaşma güvenlik sayıları UBC-Sand modeli ile elde edilen maksimum aşırı boşluk suyu basıncı oranlarının derinlikle dağılımı ile karşılaştırılmıştır. Yapılan analizler sonucunda varılan yargılar aşağıdaki gibidir:

1. Temel varlığında zeminlerin sıvılaşma karakteri serbest sahaya göre farklıdır. Bu sebeple serbest saha koşulları altında yapılan değerlendirmeler zeminin deprem esnasındaki davranışını ifade edememektedir.

2. Temel geometrisi boyunca zeminin deprem esnasındaki davranışı oldukça farklıdır. Temel altı merkez hattında sığ derinliklerde deprem esnasında zemin genleşme eğilimi göstererek negatif boşluk suyu basınçları oluşurken, temel köşelerinde ise zemin sıkışma eğilimi göstererek serbest sahadan daha yüksek boşluk suyu basınçları göstererek çok hızlı bir şekilde sıvılaşmaktadır. Bunun sebebi deprem sırasında temel altı köşe sınırından derinlikle kayma kamasını takip eden hatta en büyük birim kayma deformasyonlarının oluşmasıdır. Ayrıca temel merkez zemininde statik kayma gerilmeleri sıfır iken köşelerde en yüksek değerdedir.
3. Temel merkez ve köşe zeminlerinin davranışındaki bu etki Basitleştirilmiş yöntem ile bulunan sıvılaşmaya karşı güvenlik sayılarında da gözlemlenmektedir. Temel altı merkezde bulunan güvenlik sayıları köşelerde bulunan güvenlik sayılarından yüksektir.
4. Temel zemininin temel köşe hizasında serbest sahadakinden daha fazla aşırı boşluk suyu oranı elde edilmiştir. Bunu Basitleştirilmiş yöntem ile bulunan güvenlik sayıları da daha düşük değerler ile doğrulamıştır. Bunun sebepleri a) yapı-zemin etkileşimi sebebiyle temel köşelerinde serbest sahaya göre daha fazla birim kayma deformasyonlarının gelmesi, b) serbest sahada statik kayma gerilmeleri 0 iken temel köşelerinde yüksek statik kayma gerilmelerinin bulunması olarak düşünülmektedir.
5. Temel varlığının sıvılaşmaya etkisi derinlikle temel etkisinin azalması sebebiyle azalmakta olup serbest saha davranışına yaklaşmaktadır. Ancak derin noktalarda temel varlığının yer tepki analizlerine etkisine bağlı olarak temel altındaki davranış serbest saha davranışından farklılıklar gösterebilir.
6. Bu çalışmada basitleştirilmiş yöntemin temel etkisi altında modifiye edilerek kullanılabilmesi gösterilmiştir. CRR hesabında temel etkisi altında K_{σ} ve K_{α} düzeltmeleri uygulanmalıdır. Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen CSR hesabı ile bulunan temel altında basitleştirilmiş yöntem sonuçları temel altında sıvılaşma potansiyelini yaklaşık olarak tahmin edebilmektedir. Ancak temel varlığının yer tepki analizlerine etkisini yansıtamamaktadır. Bu sebeple temel varlığı altında CSR değerlerinin bir sonlu elemanlar veya farklı elemanlar analiz programı ile belirlenerek basitleştirilmiş yöntemin kullanılması

önerilmektedir. CSR değerleri, K_{σ} ve K_{α} değerleri temel köşesi zemini için belirlenmelidir.

Sonuç olarak bu çalışma sıvılaşma analizlerinin serbest sahada yapıldığı zaman yapı temeli altındaki gerçek davranışı yansıtmadığını göstermektedir. Temel köşelerinde bulunan sıvılaşma potansiyeli serbest sahaya göre daha fazla gelebilmektedir. Seçilecek olan zemin iyileştirme yönteminin de temel altındaki zeminin performansına göre tasarlanması gerekmektedir. Gelecek çalışmalarda bu analizlerin farklı sıvılaşan zemin kalınlıklarında, farklı temel boyutlarında ve farklı deprem hareketleri altında çalışılması planlanmaktadır.





KAYNAKLAR

- Andrews, D. C. A. & Martin, G. R.** (2000). Criteria for Liquefaction of Silty Soils. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 30 January-4 February.
- Andrianopoulos, K. I., Bouckovalas, G. D., Karamitros, D. K., & Papadimitriou, A. G.** (2006b). Effective stress analysis for the seismic response of shallow foundations on liquefiable sand. *Paper presented at 6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE06)*, Graz, Austria, September 6-8.
- Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., & Bouckovalas, G. D.** (2006a). Numerical analysis of geostructures in a liquefaction regime. *In Proceedings, 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, paper (No. 1245), Geneva, September 3-8.
- Andrus, R. D. & Stokoe, K. H.** (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity, *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 126 (11), 1015–025.
- Arulmoli K., Muraleetharan K. K., Hossain M. M. & Fruth L. S.** (1992), VELACS: verification of liquefaction analyses by centrifuge studies; Laboratory Testing Program – Soil Data Report, Research Report, The Earth Technology Corporation. Earth Technology Project No: 90-0562.
- Ayoubi, P. & Pak, A.** (2017). Liquefaction-induced settlement of shallow foundations on two-layered subsoil strata. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 94, 35-46.
- Beaty, M. H. & Byrne, P. M.** (2011). UBCSAND constitutive model version 904aR. Retrieved July 12, 2018, from http://www.itasca-udm.com/media/download/UBCSand/UBCSAND_UDM_Documentation.pdf
- Bertalot, D. & Brennan, A. J.** (2015). Influence of initial stress distribution on liquefaction-induced settlement of shallow foundations. *In Geotechnical Earthquake Engineering: Géotechnique Symposium*, (pp. 89-99). London, 15th June.
- Bertalot, D., Brennan, A. J. & Villalobos, F. A.** (2013). Influence of bearing pressure on liquefaction-induced settlement of shallow foundations. *Géotechnique*, 63 (5), 391-399.
- Boulanger, R. W. & Idriss, I. M.** (2012). Evaluation of overburden stress effects on liquefaction resistance at Duncan Dam. *Canadian Geotechnical Journal*, 49 (9), 1052-1058.
- Boulanger, R. W.** (2003). High overburden stress effects in liquefaction analyses, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 129 (12), 1071–082.

- Bowles, J. E.** (1996) *Foundation Analysis and Design*, New York.: McGraw-Hill.
- Bray J., Sancio R. B., Durgunoglu T.; Onalp A., Youd T. L., Stewart J. P., Seed R. B., Cetin K. O, Bol E., Baturay M. B., Christensen C., Karadayilar T.** (2004). Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (7), 673-685.
- Bray, J. D. & Macedo, J.** (2017). 6th Ishihara lecture: Simplified procedure for estimating liquefaction-induced building settlement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102, 215-231.
- Brinkgreve, R. B. J., Kumerswamy, S., & Swolfs, W. M.** (2018). PLAXIS 2D 2018 - General Information Netherlands, Retrieved July 12, 2018, from <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>
- Building Science Series** (1982), Government Printing Office, Washington D.C.
- Casagrande, A.** (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. *J. Boston Society of Civil Engineers*, 23 (1), 13-32.
- Cetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder, L. F., Jr, Kayen, R. E. & Moss, R. E. S.** (2004). Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (12), 1314–1340.
- Cetin, K. O., Unutmaz, B., & Jeremic, B.** (2012). Assessment of seismic soil liquefaction triggering beneath building foundation systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, 160-173.
- Çetin, K. Ö. & Unutmaz, B.** (2004). Zemin sıvılaşması ve sismik zemin davranışı. *Türkiye Mühendislik Haberleri*, 430(2), 32-37.
- Dashti, S. & Bray, J. D.** (2013). Numerical simulation of building response on liquefiable sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139 (8), 1235-1249.
- Dashti, S., Bray, J. D., Pestana, J. M., Riemer, M., & Wilson, D.** (2010). Mechanisms of seismically induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136 (1), 151-164.
- Davis, R. O. & Berrill, J. B.** (1982), Energy Dissipation and Seismic Liquefaction in Sands, *Earthquake Engineering, and Structural Dynamics*, 10 (1), 59-68.
- Day, R. W.** (2004). *Geoteknik Deprem Mühendisliği El Kitabı* (M. Mollamahmutoğlu ve K. Kayabalı, Çev.). Ankara : Gazi Kitabevi.
- De Greef, J.** (2015). *Interaction between pipelines and flood defences subject to induced earthquake loads in Groningen*, (Master's thesis), Delft University of Technology, Delft.
- Dimitriadi, V. E., Bouckovalas, G. D. & Papadimitriou, A. G.** (2017). Seismic performance of strip foundations on liquefiable soils with a permeable crust. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100, 396-409.

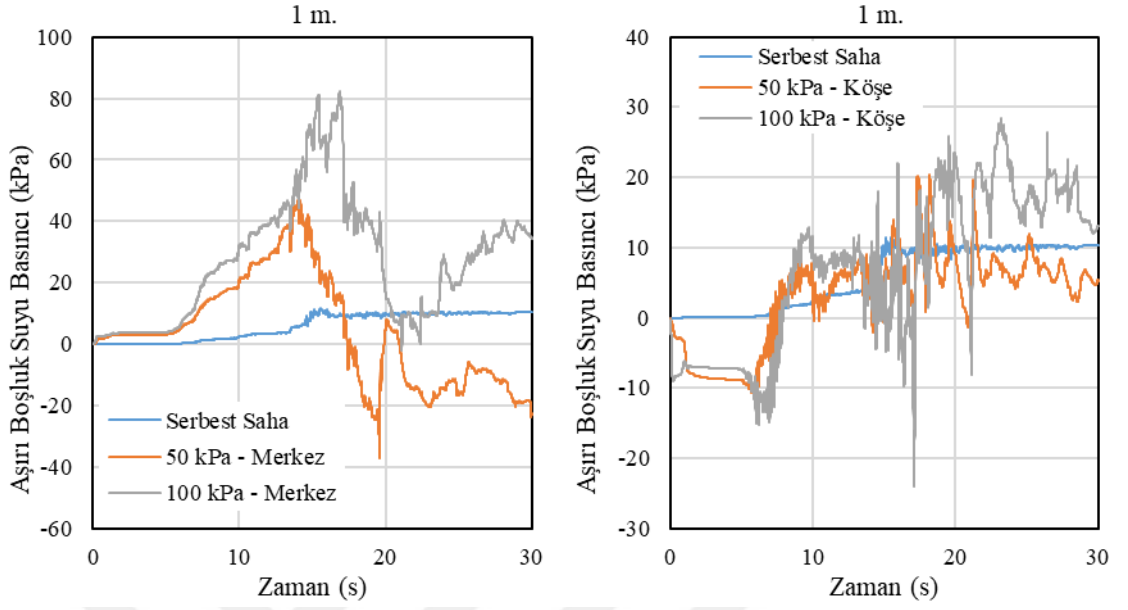
- Dimitriadi, V. E., Bouckovalas, G. D., Chaloulos, Y. K. & Aggelis, A. S.** (2018). Seismic liquefaction performance of strip foundations: Effect of ground improvement dimensions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 106, 298-307.
- Drucker, D. C. & Prager, W.** (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quart. Appl. Math.*, 10 (2), 157-165.
- Duncan, J. M. & Chang, C. Y.** (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *ASCE Journal of the Soil Mechanic and Foundation Division*, 96, 1629-1653.
- Galavi, V. & Tehrani, F. S.** (2017). Empirical and numerical analyses of soil liquefaction around buried offshore pipelines, *Proceedings of the 3rd International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*, Vancouver.
- Handbook on Liquefaction Remediation on Reclaimed Land.** (1997). Rotterdam.: Ministry of Transport Japan.
- Hardin, B. O. & Drnevich, V. P.** (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 98 (sm7).
- Hausler, E. A.** (2002). Influence of ground improvement on settlement and liquefaction: a study based on field case history evidence and dynamic geotechnical centrifuge tests (PhD dissertation). University of California, Berkeley.
- Huang, Y.** (2008). *Performance based design and evaluation for liquefaction related seismic hazards* (Doctoral dissertation). University of Washington.
- Idriss, I. M. & Boulanger, R. W.** (2003). *Estimating K_α for use in evaluating cyclic resistance of sloping ground*, (Report No: MCEER-03-0003), SUNY Buffalo, NY.
- Idriss, I. M. & Boulanger, R. W.** (2004). Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes, *In Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, (pp. 32–56). USA : University of California, January 7 – 9.
- Idriss, I. M. & Boulanger, R. W.** (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*. Oakland, California.: Earthquake Engineering Research Institute.
- Idriss, I. M.** (1999). An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.
- Ishihara, K. & Yoshimine, M.** (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, 32 (1), 173–188.
- Ishihara, K.** (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. *Proceedings of the 11th ICSMFE*, (pp. 321-376). San Francisco, USA, August 12-16.

- Ishihara, K.** (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Geotechnique*, 43 (3), 351–415.
- Ishihara, K., Sodekawa, M., & Tanaka, Y.** (1978). Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fines. *ASTM Special Technical Publication*, 19 (4), 59-68.
- Iyisan, R.** (1996). Correlations between shear wave velocity and in-situ penetration test results. *Teknik Dergi-Tmmob İnşaat Mühendisleri Odası*, 7, 371-374.
- Jafarian, Y., Mehrzad, B., Lee, C. J. & Haddad, A. H.** (2017). Centrifuge modeling of seismic foundation-soil-foundation interaction on liquefiable sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 184-204.
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D. & Chaloulos, Y. K.** (2013b). Seismic settlements of shallow foundations on liquefiable soil with a clay crust. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 46, 64-76.
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D. & Chaloulos, Y. K.** (2013c). Insight into the seismic liquefaction performance of shallow foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139 (4), 599-607.
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., Chaloulos, Y. K. & Andrianopoulos, K. I.** (2013a). Numerical analysis of liquefaction-induced bearing capacity degradation of shallow foundations on a two-layered soil profile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, 90-101.
- Kramer, L.S.** (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey.: Prentice Hall.
- Kuhlemeyer, R. L. & Lysmer, J.** (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 99 (sm5), 421-7.
- Laera, A. & Brinkgreve, B. J.** (2015). Liquefaction analysis with the use of the finite element code plaxis. *In 5th. Int. Conf. IAGIG*. Roma, May 22-23.
- Liao, S. S. & Whitman, R. V.** (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (3), 373-377.
- Martin, G. R., Finn, W. L. & Seed H.** (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101 (GT5), 423-438.
- Mogami, T. & Kubo, K.** (1953). The behavior of soil during vibration, *Proceedings of the 3rd ICSMFE*, (pp.152-155). Zurich, Switzerland, August 16-27.
- Mollamahmutoğlu, M. & Babuççu, F.** (2006). *Zeminlerde Sıvılaşma Analiz Ve İyileştirme Yöntemleri*. Ankara.: Gazi Kitabevi.
- Olarte, J., Paramasivam, B., Dashti, S., Liel, A. & Zannin, J.** (2017). Centrifuge modeling of mitigation-soil-foundation-structure interaction on liquefiable ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 304-323.
- Özaydın, K.** (1982), *Zemin Dinamiği*, İstanbul.: Deprem Mühendisliği Türk Milli Komitesi Yayınları.

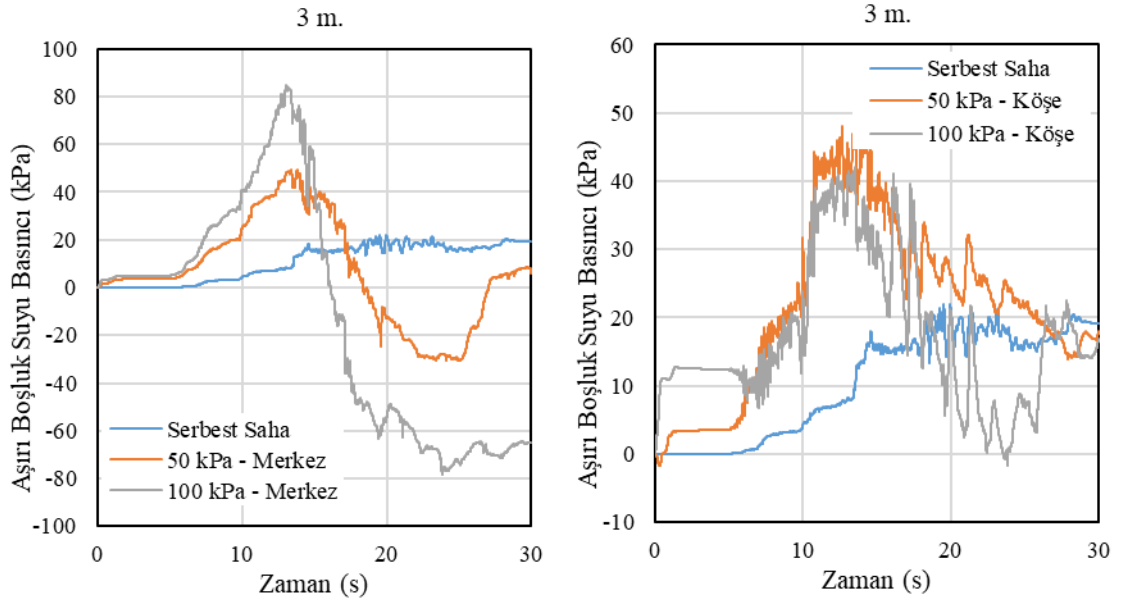
- Özaydın, K.** (2007). Zeminlerde sıvılaşma. *Altıncı Ulusal Depem Mühendisliği Konferansı*, (s. 231-255), İstanbul, Türkiye, 16-20 Ekim.
- PEER ground motion database.** Retrieved July 12, 2018, from <https://ngawest2.berkeley.edu/>
- Petalas, A. & Galavi, V.** (2012). Plaxis liquefaction model ubc3d-plm. PLAXIS knowledge base. Retrieved July 12, 2018, from PLAXIS knowledge. www.plaxis.com
- Pillai, V.S. & Byrne, P.M.** (1994). Effect of overburden pressure on liquefaction resistance of sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 31 (1): 53–60.
- PLAXIS 2D Material Manual.** (2018). Retrieved July 12, 2018, from <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>
- PLAXIS 2D Reference Manual.** (2018). Retrieved July 12, 2018, from <https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-2d-manuals/>
- Puebla, H., Byrne, M. & Phillips, P.** (1997). Analysis of canlex liquefaction embankments prototype and centrifuge models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 641–657.
- Santos, J. A. & Correia, A. G.** (2001). Reference threshold shear strain of soil. its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil. In *Proceedings 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. (pp. 267–270), İstanbul, Turkey.
- Seed R. B., Cetin K. Ö., Moss R. E. S., Kammerer A. M., Wu J., Pestana J. M., Riemer M. F., Sancio R.B, Bray J.D., Kayen R. E., Faris A.** (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework*. (Report No: EERC 2003-06). California: Earthquake Engineering Research Center.
- Seed, H. & Idriss, I.** (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Oakland, California.: *EERI Monograph*.
- Seed, H. B. & Idriss, I. M.** (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, 107 (9), 1249-1274.
- Seed, H. B., Mori, K., & Chan, C. K.** (1975). *Influence of seismic history on the liquefaction characteristics of sands*. (Report No: EERC 75-25). California: Earthquake Engineering Research Center.
- Seed, H.B. & Idriss, I.M.** (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. (Report No: EERC 70-10). California: Earthquake Engineering Research Center.
- Shahir, H., & Pak, A.** (2010). Estimating liquefaction-induced settlement of shallow foundations by numerical approach. *Computers and Geotechnics*, 37 (3), 267-279.
- Shahir, H., Pak, A. & Ayoubi, P.** (2016). A performance-based approach for design of ground densification to mitigate liquefaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 90, 381-394.

- Sivathayalan, S. & Ha, D.** (2011). Effect of static shear stress on the cyclic resistance of sands in simple shear loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 48 (10), 1471-1484.
- Stark, T. D. & Olson, S. M.** (1995). Liquefaction resistance using CPT and field case histories. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(12), 856-869.
- Thapa Magar, A.** (2016). *Earthquake response of different types of retaining walls* (Master's thesis), Norwegian University of Science and Technology.
- Tokimatsu, K. & Seed, B. H.** (1987). Evaluation of settlement in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113 (8), 861–878.
- Tonaroğlu, M.** (2006). *Sivilaşmanın nümerik yöntemlerle modellenmesi* (Doktora tezi). Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Tsegaye, A.** (2010). Plaxis liquefaction model. external report. Retrieved July 12, 2018, from PLAXIS knowledge. www.plaxis.com
- Unutmaz, B. & Cetin, K. O.** (2012). Post-cyclic settlement and tilting potential of mat foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, 271-286.
- Unutmaz, B.** (2008). *Assessment of soil–structure–earthquake interaction induced soil liquefaction triggering*. (Doktora tezi). Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Vucetic, M. & Dobry, R.** (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117 (1), 89-107.
- Wang, W.** (1979). *Some findings in soil liquefaction*, Beijing, China.: Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G. & Christian, J. T.** (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127 (10), 817–833.

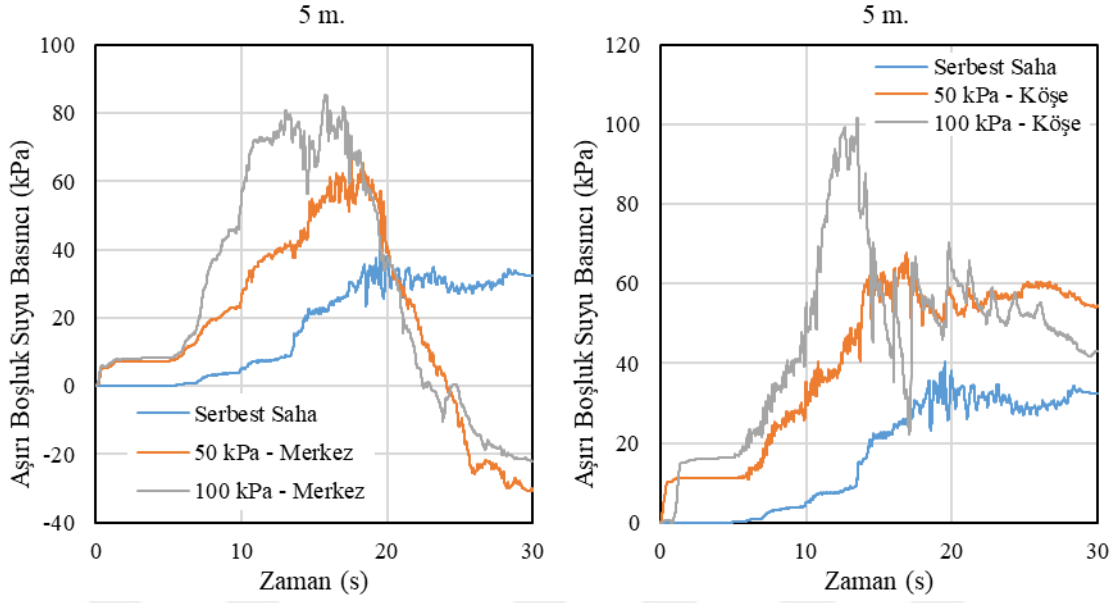
EKLER



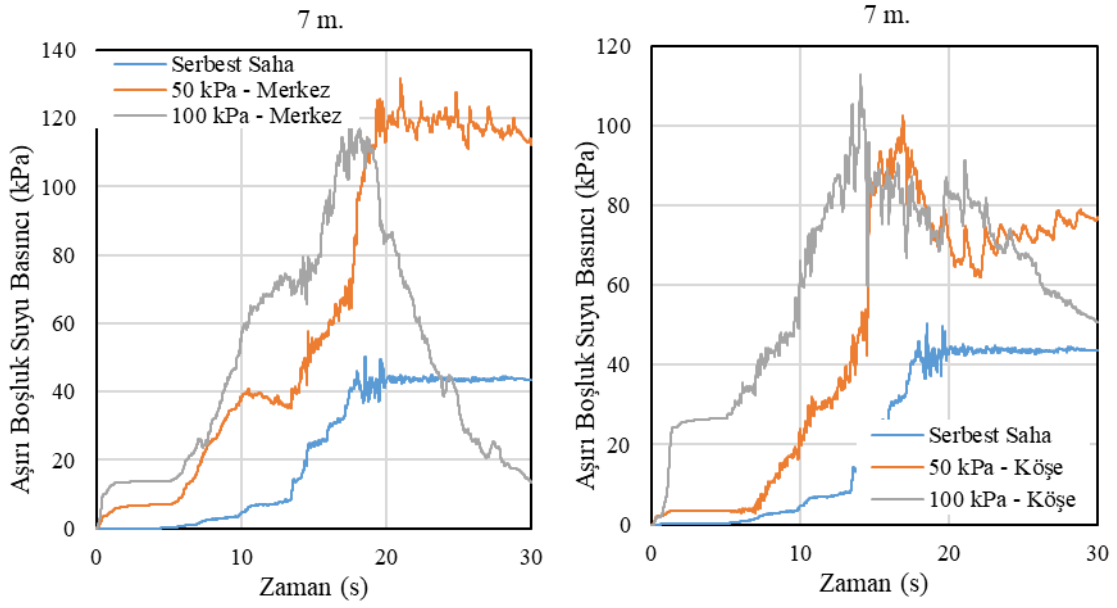
Şekil A.1 : 1 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri.



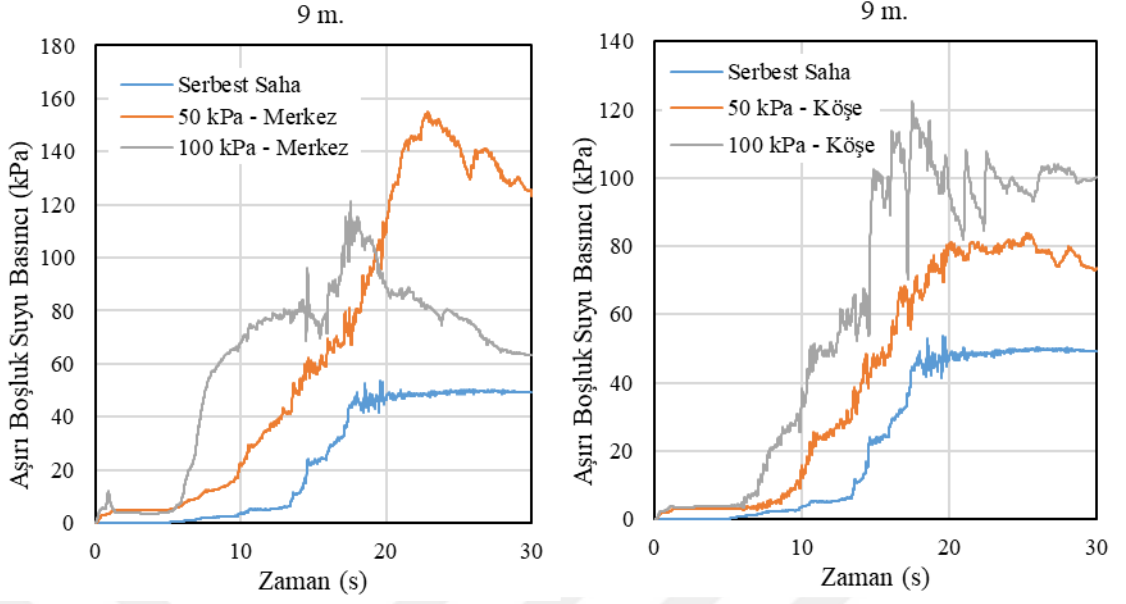
Şekil A.2 : 3 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri.



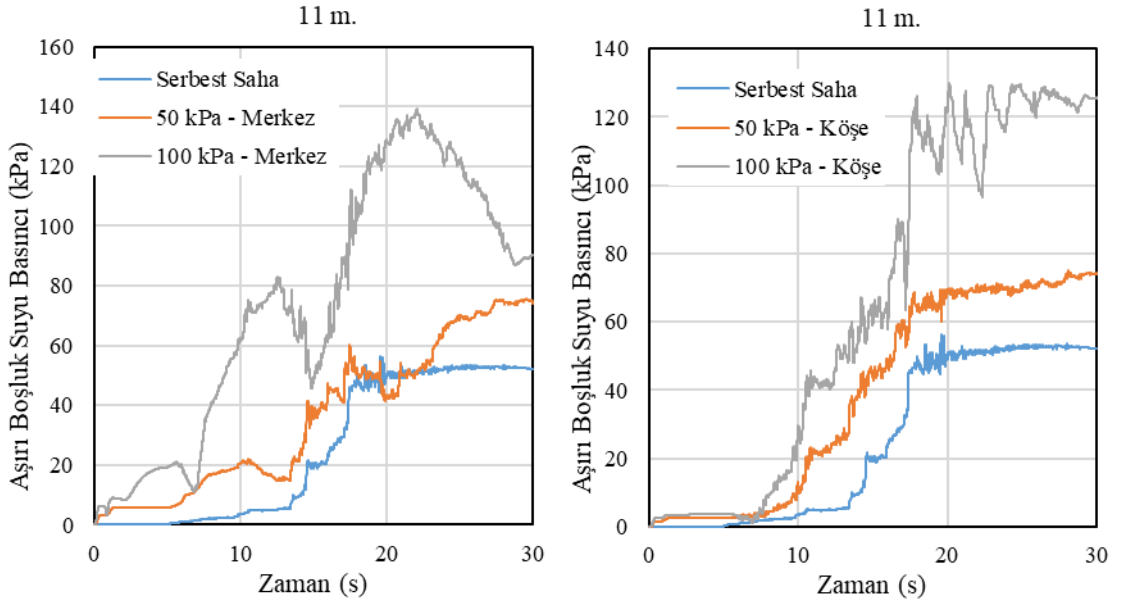
Şekil A.3 : 5 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri.



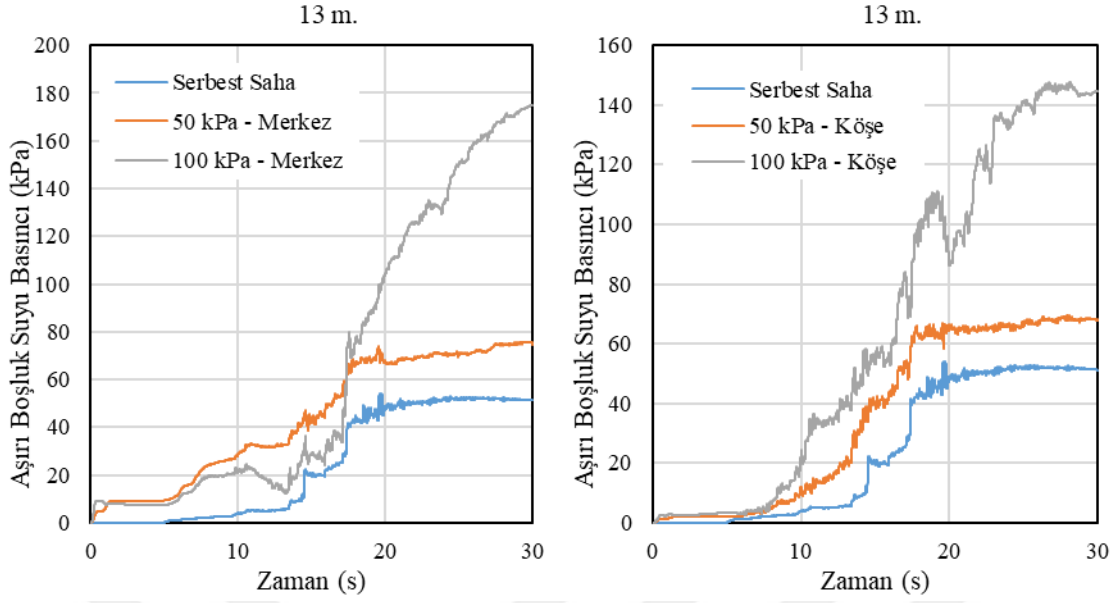
Şekil A.4 : 7 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri.



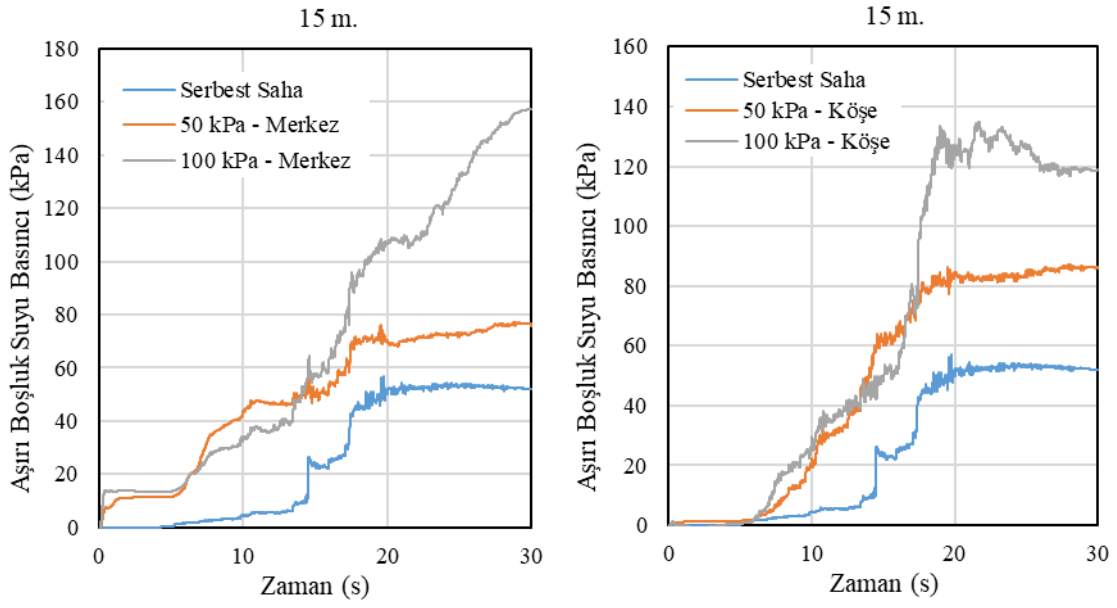
Şekil A.5 : 9 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri



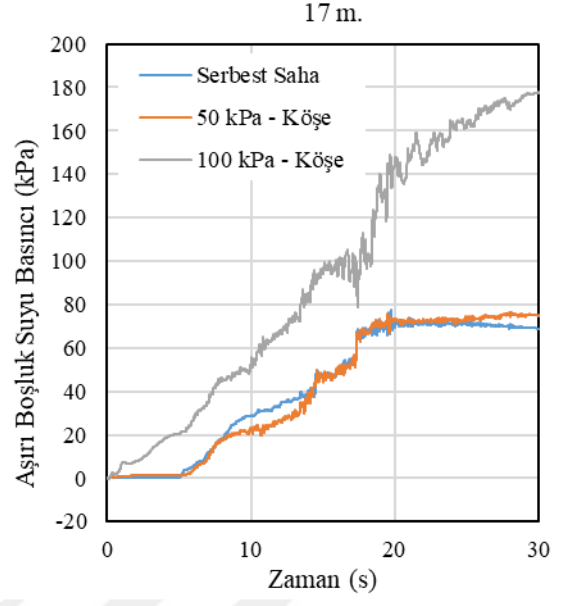
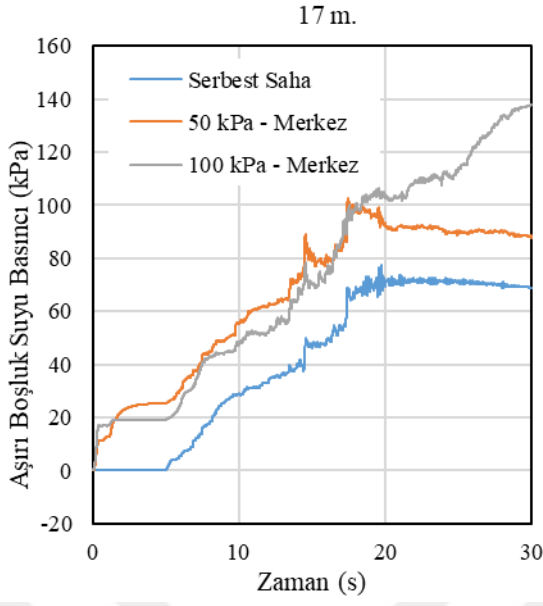
Şekil A.6 : 11 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri



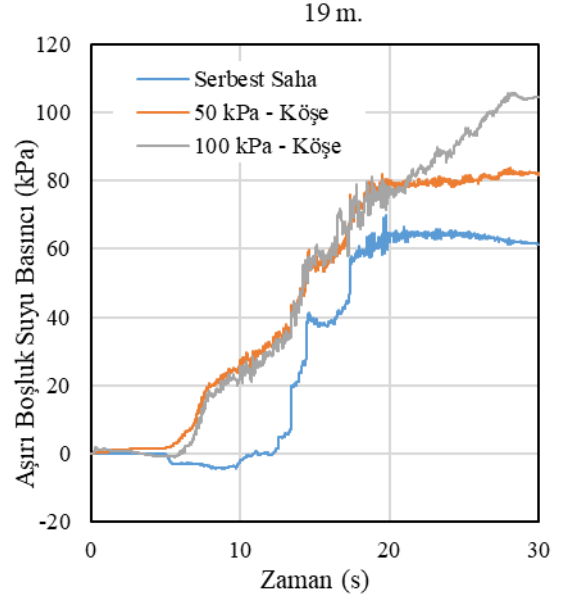
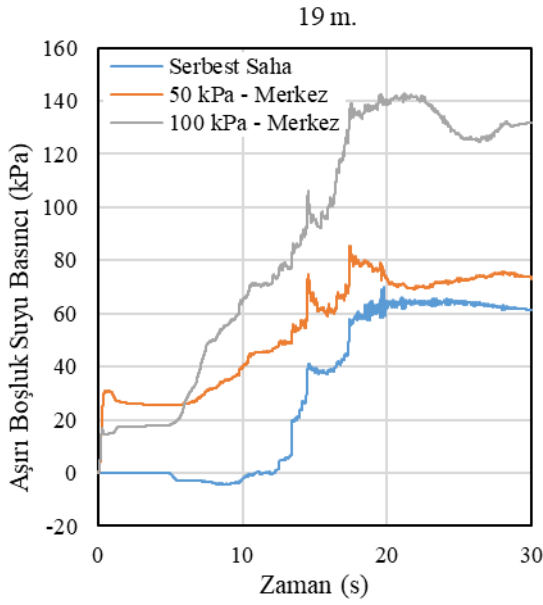
Şekil A.7 : 13 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri



Şekil A.8 : 15 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri



Şekil A.9 : 17 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri



Şekil A.10 : 19 m derinlikte aşırı boşluk suyu basıncı değerleri



ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad :Murat Batuhan Koçak
Doğum Tarihi ve Yeri : 19/08/1992 Ordu
E-posta : kocakbm@gmail.com



ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2014, Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- **Yüksek Lisans** : 2015, Yıldız Teknik Üniversitesi, Yapı İşletmesi Anabilim Dalı, Yapı İşletmesi Tezsiz Yüksek Lisansı