

**T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

UBCSAND MODEL İLE SIVILAŞMA DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

MÜNİRE DÜLGER

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
GEOTEKNİK PROGRAMI**

**DANIŞMAN
DOÇ. DR. PELİN ÖZENER**

İSTANBUL, 2015

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

UBCSAND MODEL İLE SIVILAŞMA DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

Münire DÜLGER tarafından hazırlanan tez çalışması 03.12.2015 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Tez Danışmanı

Doç. Dr. Pelin ÖZENER
Yıldız Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri

Doç. Dr. Pelin ÖZENER
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof.Dr. Mehmet BERİLGİN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Recep İYİSAN
İstanbul Teknik Üniversitesi

ÖNSÖZ

Tez çalışmam sürecinde desteği ve ilgisi ile bana her zaman yardımcı olan ve her türlü imkânı sunan danışmanım Doç. Dr. Pelin Tohumcu ÖZENER'e teşekkürlerimi sunarım. Yüksek lisans tez çalışmam boyunca ilgilerini benden esirgemeyen her türlü yardımı sağlayan, moral aşılayan hocalarım, başta değerli hocamız Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN'a, bölüm başkanımız Prof. Dr. Mehmet BERİLGİN, Prof. Dr. Mustafa YILDIRIM, Doç.Dr. Havvanur KILIÇ, Yrd. Doç. Dr. Saadet BERİLGİN, Yrd. Doç. Dr. Murat TONAROĞLU, Öğr. Gör. Dr. Murat Ergenekon SELÇUK, Dr. Mustafa KİRKİT, İnş. Yük. Müh. Şenol ADATEPE'ye, yüksek lisans sürecinde bana her türlü desteği sağlayan patronlarım Jeo. Y. Müh. Erdoğan SAVAŞKAN, Jeo. Müh. Mümin SOYALAN'a, birlikte çalıştığım arkadaşlarım İnş. Yük. Müh. Antonia MARKA'ya, İnş. Yük. Müh. Babak ROUZEGARI'ye, Araş. Gör. Emre AKINAY'a, İnş. Yük. Müh. Burak Bilgehan YOLCU'ya teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca karşılaştığım zorlukları aşmamda bana her zaman destek olan çok sevgili annem ve babama en içten sevgilerimi, saygılarımı ve teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim.

Aralık, 2015

Münire DÜLGER

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	vi
KISALTMA LİSTESİ.....	viii
ŞEKİL LİSTESİ.....	viii
ÇİZELGE LİSTESİ	xix
ÖZET	xx
ABSTRACT.....	xxii
BÖLÜM 1	
GİRİŞ.....	1
1.1 Literatür Özeti.....	1
1.2 Tezin Amacı.....	16
1.3 Hipotez.....	17
BÖLÜM 2	
SIVILAŞMA İLE İLGİLİ GENEL BİLGİLER.....	18
2.1 Tanımlar ve Genel Kavramlar	18
2.2 Sıvılaşmayı Etkileyen Faktörler	22
2.2.1 Zemin Tipi, İnce Dane Oranı ve Plastisite.....	23
2.2.1 Zeminin Rölatif Sıkılığı, Dr	25
2.2.3 Yeraltı Su Seviyesi ve Drenaj Şartları.....	26
2.2.4 Çevre Basınçları.....	27
2.3 Sıvılaşma Analizlerinde Yararlanılan Geoteknik Sentrifüj Model Deneyleri	27
2.4 Sıvılaşma Analizleri	32
2.4.1 Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizi	32
2.4.2 Olasılıksal Yöntemler.....	35
2.4.3 Nümerik Analiz Yöntemleri	36
2.4.4 Sismik Analizler İçin Avantajlı Bünye Modelleri ve Nümerik Programlar	37
BÖLÜM 3	
PLAXİS-UBC3D-PLM SIVILAŞMA MODELİ VE DİĞER BÜNYE MODELLERİ.....	39
3.1 Giriş.....	39

3.2 Malzeme Özellikleri Belirlenmesi UBC3D-PLM Modelin Kalibrasyonu	44
3.2.1 UBC3D-PLM Parametrelerinin SPT-N Korelasyonlarıyla Belirlenmesi	46
3.3 Nümerik çalışmalarda Kullanılan Diğer Plaxis Malzeme Modelleri	47
3.3.1 Linear Elastik Model:.....	48
3.3.2 Hardening Soil (HS) Model:.....	48
3.3.3 Hardening soil-small strain model	49
3.4 Dinamik Sınır Şartları	50
BÖLÜM 4	
NÜMERİK MODELLEME ÇALIŞMALARI	52
4.1 Giriş	52
4.2 VELACS Projesi Kapsamında Gerçekleştirilen Sentrifüj Deneyinin Nümerik Analizi.....	52
4.3 Eğimli Arazide Meydana Gelen Sıvılaşmayı Modelleyen Sentrifüjün Deney Modeli	70
4.3.1 Sonuçlar ve Genel Değerlendirme	79
BÖLÜM 5	
WILDLIFE ARAZİSİNİN SIVILAŞMA SIRASINDAKİ DAVRANIŞININ UBC3D-PLM MODEL İLE SAYISAL ANALİZİ	81
5.1 Wildlife Sıvılaşma Alanı Zemin Davranışı [122]	81
5.2 Nümerik Analizlerde Wildlife Arazisi Zemin Tabakalarının Özellikleri	83
5.3 Sonuçlar ve Değerlendirme	97
BÖLÜM 6	
JET GROUT KOLONLARININ SIVILAŞMAYA KARŞI ZEMİN İYİLEŞTİRİLMESİNDEKİ ETKİSİNİN NÜMERİK ANALİZİ	98
6.1 Jet Grout Yöntemi.....	98
6.1.1 Yüksek kayma modüllü zemin-çimento karışımı kolonlar için önerilen hesap yöntemi	100
6.1.2 Birim Hücre Metodu, Deprem Sırasında Kayma Dağılımı.....	100
6.2 CarrefourSA İzmit Sahası (17 Ağustos 1999, Mw=7.4 Kocaeli Depremi)	104
6.3 CarrefourSa Sahası Modelleme	113
6.3.2 Sonuçların Değerlendirilmesi	147
BÖLÜM 7	
SONUÇLAR VE ÖNERİLER	150
7.1 Sonuçlar	150
KAYNAKLAR	153
ÖZGEÇMİŞ	164

SİMGE LİSTESİ

A	Elastik Kayma Modülü Sayısının Belirlemede Kullanılan Sabit Faktör
A_t	Birim Hücre Alanı
A_{jg}	Kırmataş Kolonun Enkesit Alanı
A_1	Herbir Jet grout Kolonuna Düşen Alan Miktarı
a	İvme
ar	Jet Grout Kolon Alanının Birim Hücre Alanına Oranı
as	Jet Grout Kolon Alanından Arta Kalan Alanın Birim Hücre Alanına Oranı
c	Kohezyon
C_B	Sondaj Kuyusu Çapına Göre Düzeltme Faktörü
CE	Tokmağa Göre Düzeltme Faktörü
CN	Efektif Gerilmeye Göre Düzeltme Faktörü
C_s	Standart Olmayan Numune Alıcı İçin Düzeltme Faktörü
C_D	Kalibrasyon Faktörü
D_r	Rölatif Sıklık
$d\varepsilon_v$	Hacimsel Birim Deformasyon artışı
E_{50}^{ref}	Deviatörük Gerilme Nedeniyle Oluşan Plastik Deformasyonlar
E_{oed}^{ref}	Sıkışma Nedeniyle Oluşan Plastik Deformasyonlar
E_{ur}^{ref}	Elastik Yükleme ve Boşaltma
E_{jG}	Jet Grout Elastisite Modülü
f_{jg}	Jet Grout için serbest basınç mukavemeti
f_{achard}	Pekleşme Kuralını Düzeltme Faktörü
f_{acpost}	Rijitlik Azaltma anında Kayma Modulünün Min. Değeri Belirlenmesi Faktörü
f_m	Kritik Akma Yüzeyi
FS	Sıvılaşmaya Karşı Güvenlik Katsayısı
G_{jG}	Jet Grout Kayma Modülü
G_r	Kolon Elemanının Kayma Modulünün Zeminin Kayma Modulüne Oranı
G_s	Zeminin Kayma Modülü
$hard$	Pekleşmeyi Doğrulama Faktörü
I_c	Zeminin davranış tipi indeksi
k_B^e	Elastik Hacim Modülü Sayısı
k_G^e	Elastik Kayma Modülü Sayısı
k_G^p	Plastik Kayma Modülü Sayısı
K_α	Statik Kayma Gerilmeleri Doğrulama Faktörü
K_σ	Düzeltme Faktörü

K_B^e	Elastik Hacim Modülü
K_G^e	Elastik Kayma Modülü
K_G^p	Plastik Kayma Modülü
K_o^{nc}	Normal Konsolide Killer için Yanal Zemin İtkisi
L_m	Modelin Uzunluğu
L_p	Prototipin Uzunluğu
m	Gerilme Bağımlı Rijitlik parametresi
me	Elastik hacim modülü üssü
MSF	Deprem Büyüklüğü derecelendirme Katsayısı
N	Sentrifüj Ölçek Faktörü
n_{cross}	Yarım Çevrim Sayısı
ne	Elastik Kayma Modülü üssü
n_p	Plastik Kayma Modülü üssü
n_f	Göçme Anında Gerilme Oranı
n_{ult}	Asimptot Gerilme
N	Standart Penetrasyon Darbe Sayısı
$(N_1)_{60}$	Düzeltilmiş Standart Penetrasyon Darbe Sayısı
ρ	Yoğunluk
p'	Efektif Gerilme
p_{ult}	Jet Grout Kolonunun Taşıma Gücü
PL	Sıvılaşma Tehlikesi İndisi
q_c	Koni Uç Direnci
r_d	Gerilim Azaltma Katsayısı
R_f	Göçme Oranı
S_H	Yatay Kolon Aralığı
S_R	Tekrarlı Gerilme Azaltım Faktörü
S_V	Düşey Kolon Aralığı
u_s	Statik Durumda Boşluk Suyu Basıncı
u_d	Dinamik Durumda Boşluk Suyu Basıncı Fazlalığı
ν	Poisson Oranı
V_s	Kayma Dalgası Hızı
V_{s1}	Düzeltilmiş Kayma Dalgası Hızı
α	Elastik Hacim Modülünü Belirlemede Kullanılan Sabit Faktör
σ_o	Toplam Gerilme
σ_{vo}'	Düşey Efektif Gerilme
σ'_{min}	Minimum Efektif Gerilme
σ'_{max}	Maksimum Efektif Gerilme
σ_{em}	İyileştirme Öncesi Emniyet Gerilmesi
σ_{ult}	İyileştirme Sonrası zemin Emniyet Gerilmesi
ϕ_p	Pik Sürtünme Açısı
ϕ_{mob}	Mobilize Sürtünme Açısı
τ	Kayma Gerilmesi
τ_{jg}	Jet Grout Kolonuna Etkiyen Kayma Gerilmesi
$d\lambda$	Birim Deformasyon Çarpanı
δY_p	Plastik kayma birim deformasyon artışı
ψ	Dilatasyon Açısı

KISALTMA LİSTESİ

A	İvme Ölçer
CRR	Çevrimsel Gerilme
CSR	Çevrimsel Kayma Gerilme Oranı
CSR _{design}	Tasarım için Çevrimsel Kayma Gerilme Oranı
CPT	Koni Penetrasyon Testi
DSS	Dinamik Kayma Testi
ESB	Eşdeğer Kayma Kirişi
FSL	Akma Sıvılaşması Çizgisi
FC	İnce Dane Oranı
LVDT	Düşey Deplasman Ölçer
LL	Likit Limit
P	Boşluksuyu Basıncı Ölçer
SPT	Standart Penetrasyon Testi
SPT-N	Standart Penetrasyon Testi Vuruş Sayısı
YTÜ	Yıldız Teknik Üniversitesi

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1. 1	Zemin tanecikleri sıvılaşma durumunda davranışı	2
Şekil 1. 2	Mino-Owari depremi sırasında ölçülmüş artık boşluk suyu basıncı artışı [5].	3
Şekil 1. 3	Velacs Projesi kapsamında yapılan sentrifüj model deneyleri	6
Şekil 1. 4	%40 rölatif sıklıkta kum kolonu model deneyi için nümerik analizde hesaplanan ve deney ölçümlerinden elde edilen artık boşluk suyu basınçlarının karşılaştırılması [28].....	8
Şekil 1. 5	Farklı rölatif sıklıklarda hazırlanmış üniform kum kolonları üzerinde uygulanan farklı ivme genliklerinde nümerik analizden hesaplanan maksimum artık boşluk suyu basıncı oranlarının derinlikle değişimi [28]	9
Şekil 1. 6	a)Sentrifüj modelde boşluk suyu basıncı ölçer ve ivmeölçerlerin konumları [13]	10
Şekil 1. 7	Nümerik analiz girdi datası [13]	10
Şekil 1.8	Ölçülen ve tahmin edilen ivmeler ve boşluk suyu basınçlarının karşılaştırılması[13].....	11
Şekil 1. 9	RPI-2 ivmeölçer ve boşluksuyu basıncı ölçerlerin konumları[29]	11
Şekil 1. 10	Ölçülen ve tahmin edilen ivme değerleri [29]	12
Şekil 1. 11	Ölçülen ve tahmin edilen boşluksuyu basınç artışları [29]	13
Şekil 1. 12	Sentrifüj Model a) Deney T3-50; b)Sentrifüj Test programı [31] (Tüm ölçüler prototip ölçekte metre olarak verilmiştir.)	14
Şekil 1. 13	FLAC-2D mesh yapısı ve yapının simülasyonu [31].....	14
Şekil 1. 14	T-30 için Nümerik Model ve ölçülen sonuçların karşılaştırılması a)BL, SW, WB yapılarındaki yer değiştirmeler b)boşluk suyu basınç artışları [31].....	15
Şekil 2. 1	Dr=% 43 sıklığındaki Monterey kumu üzerinde yapılmış bir tekrarlı üç eksenli basınç deneyi [42]	20
Şekil 2. 2	Tekrarlı yükler altındaki bir zeminin gerilme izi ve faz transformasyon çizgisinden geçişi sırasındaki gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi [43].....	20
Şekil 2. 3	Kocaeli 1999 depremi sonucunda Adapazarı'nda plastik olmayan ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirliği [61]. (a) Çin kriterleri [59];(b) Andrews ve Martin kriteri [60]; (c) (Seed vd. 2003 kriteri [62].	25
Şekil 2. 4	SPT-N değeri verisi yararlanarak CRR değerinin bulunması [11]	35
Şekil 3. 1	Deviatörük uzayda Mohr Coulomb akma yüzeyi izdüşümü [35]	40
Şekil 3. 2	UBC3D-PLM hiperbolik pekleşme kuralı (Beaty ve Byrne [18])	40
Şekil 3. 3	Akma yüzeyleri [35]	41

Şekil 3. 4	Çeşitli yapılarda dikkate alınan kayma deformasyonları için kayma modülü değerleri [116].....	49
Şekil 3. 5	Viskoz sınır koşullarının şematik gösterimi [118].....	50
Şekil 3. 6	Bağlı serbestlik dereceli sınır koşullarının şematik gösterimi [118].....	51
Şekil 3. 7	Deprem sırasında araziden uzak davranışı dikkate alan serbest alan sınır koşulları [118]	51
Şekil 4. 1	VELACS 1 no'lu model deney düzeneği [120]	53
Şekil 4. 2	Velacs 1 no'lu model taban ivme datası [120].....	53
Şekil 4. 3	Analizde oluşturulan sonlu elemanlar ağı.....	54
Şekil 4. 4	P1 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değeri için $\alpha=0,7$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	55
Şekil 4. 5	P2 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değeri için $\alpha=0,7$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	55
Şekil 4. 6	P3 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değeri için $\alpha=0,7$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	56
Şekil 4. 7	P4 noktalarında A katsayısı için 15, 17, 20 değeri için α sabiti için 0,7 değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	56
Şekil 4. 8	P1 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için $\alpha=0,8$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	57
Şekil 4. 9	P2 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için $\alpha=0,8$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	58
Şekil 4. 10	P3 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için $\alpha=0,8$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	58
Şekil 4. 11	P4 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için $\alpha=0,8$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	59
Şekil 4. 12	P1 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için α sabiti için 1 değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	60
Şekil 4. 13	P2 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için α sabiti için 1 değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	60
Şekil 4. 14	P3 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için α sabiti için 1 değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	61
Şekil 4. 15	P3 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için α sabiti için 1 değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları	61
Şekil 4. 16	P1 noktasında hesaplanan artık boşluk suyu basınç artışları	62
Şekil 4. 17	P2 noktasında hesaplanan artık boşluk suyu basınç artışları	63
Şekil 4. 18	P3 noktasında hesaplanan artık boşluk suyu basınç artışları	63
Şekil 4. 19	P4 noktasında hesaplanan artık boşluk suyu basınç artışları	64
Şekil 4. 20	Velacs 1 nolu modelde ah3 ivmeölçer yardımıyla sentrifüj plaxis modelde hesaplanan ivme ölçümleri	65
Şekil 4. 21	Velacs 1 nolu modelde ah4 ivmeölçer yardımıyla sentrifüj-plaxis modelde hesaplanan ivme ölçümleri	65
Şekil 4. 22	Velacs 1 nolu modelde ah5 ivmeölçer yardımıyla sentrifüj-plaxis modelde hesaplanan ivme ölçümleri	66
Şekil 4. 23	P1 noktasında ölçülen ve Plaxis UBC3D-PLM ile hesaplanan boşluk suyu basıncı artışlarının karşılaştırılması	66

Şekil 4. 24	P2 noktasında ölçülen ve Plaxis UBC3D-PLM ile hesaplanan boşluk suyu basıncı artışlarının karşılaştırılması	67
Şekil 4. 25	P3 noktasında ölçülen ve Plaxis UBC3D-PLM ile hesaplanan boşluk suyu basıncı artışlarının karşılaştırılması	67
Şekil 4. 26	P4 noktasında ölçülen ve Plaxis UBC3D-PLM ile hesaplanan boşluk suyu basıncı artışlarının karşılaştırılması	68
Şekil 4. 27	Plaxiste hesaplanan boşluksuyu basınç oranı $r_{u(max)}$ değeri	68
Şekil 4. 28	Velacs 1 nolu modelde sentrifüj ve Plaxis modelde LTDV1 noktasında elde edilen düşey deplasmanlar	69
Şekil 4. 29	Velacs 1 nolu modelde sentrifüj ve Plaxis modelde LTDV2 noktasında elde edilen düşey deplasmanlar	69
Şekil 4. 30	Prototip ölçekte deney modeli [102]	70
Şekil 4. 31	Deneyisel modele uygulanan deprem ivme kaydı [121]	70
Şekil 4. 32	Eğimli arazi modelinin sonlu elemanlar ağı	71
Şekil 4. 33	Gevşek kum tabakasında A1 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişiminin karşılaştırılması	72
Şekil 4. 34	Gevşek kum tabakasında A2 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişiminin karşılaştırılması	72
Şekil 4. 35	Sıkı kum tabakasında A4 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişiminin karşılaştırılması	72
Şekil 4. 36	Gevşek kum tabakasında A5 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması.....	73
Şekil 4. 37	Eğimli araziye yakın gevşek kum tabakasında A7 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması.....	73
Şekil 4. 38	Eğimli araziye yakın gevşek kum tabakasında A8 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması.....	73
Şekil 4. 39	P1 noktasında gevşek kum tabakasında sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması	74
Şekil 4. 40	P2 noktasında gevşek kum tabakasında sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması	74
Şekil 4. 41	P4 noktasında sıkı kum tabakasında sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması	75
Şekil 4. 42	P5 noktasında gevşek kum tabakasının orta kısmında sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması	75

Şekil 4. 43	P7 noktasında eğimli araziye yakın kısımda sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışını karşılaştırılması	76
Şekil 4. 44	P8 noktasında eğimli araziye yakın kısımda sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması	76
Şekil 4. 45	Analizler sonucunda 30. saniyede oluşan ru_{max} değerlerinin değişimi	77
Şekil 4. 46	30. saniyede oluşan toplam yatay yerdeğiştirme vektörleri	77
Şekil 4. 47	30. saniyede oluşan toplam yatay yerdeğiştirme kontürleri	78
Şekil 5. 1	Büyüklikleri M6,6, M6,2 ve M5,9 olan Superstition Hills, Elmore Ranch ve Westmorland depremleri [124]	82
Şekil 5. 2	Wildlife arazisinde piyezometrelerin, ivmeölçerlerin yerleri ve kum kaynakları ve oluşan deformasyonlar [125]	82
Şekil 5. 3	Wildlife sivilaşma araştırma alanı a) arazi planı b) piezometre derinlikleri [122]	83
Şekil 5. 4	Oluşturulan modelin sonlu elemanlar ağı.....	84
Şekil 5. 5	Analizde kullanılan doğu-batı (Down090) doğrultusundaki deprem datası	86
Şekil 5. 6	P1 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi.....	86
Şekil 5. 7	P2 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi.....	87
Şekil 5. 8	P3 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi.....	87
Şekil 5. 9	P5 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi.....	88
Şekil 5. 10	Analizde kullanılan Kuzey –Güney deprem datası	88
Şekil 5. 11	P1 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi.....	89
Şekil 5. 12	P2 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi.....	89
Şekil 5. 13	P3 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi.....	90
Şekil 5. 14	P5 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi.....	90
Şekil 5. 15	Sonlu elemanlar ağında boşluksuyu basınç oranlarının (ru_{max}) dağılımı.....	91
Şekil 5. 16	Superstition Hills depremi Doğu-Batı deprem datasının yüzey ivme analiz sonucu ile yüzeydeki ivmeölçer ölçümü Doğu-Batı (sfc090) sonucu ile karşılaştırılması	91
Şekil 5. 17	Superstation Hills depremi Kuzey-Güney deprem datasının yüzey ivme analiz sonucu ile yüzeydeki ivmeölçer ölçümü Kuzey-Güney değeri (sfc360) ile karşılaştırılması.....	92
Şekil 6. 1	Jet grout kolon aralıkları ve mesafeleri.....	101
Şekil 6. 2	Farklı alan oranlarında ve kayma modülü oranlarında CSR azaltma faktörünün değişimi [130].....	103
Şekil 6. 3	Deprem sonrası gözlemlenen hasarlar ile ıslah edilmiş ve edilmemiş alanları gösteren Carrefoursa alışveriş merkezi yerleşim planı [132]	104
Şekil 6. 4	Kocaeli 1999 depremi İzmit deprem datası	105

Şekil 6. 5	Jet groutla iyileştirilmiş kısım a) deprem sınırları b) mesh durumu	105
Şekil 6. 6	Carrefoursa İzmit sahası ıslah öncesi tipik geoteknik veriler [132]	106
Şekil 6. 7	Carrefoursa sahası alışveriş merkezi yapısı altında uygulanan ıslah şilte jet grout yerleşimi [132].....	106
Şekil 6. 8	CarrefourSA arazisi 6,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	109
Şekil 6. 9	CarrefourSA arazisi 7,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	109
Şekil 6. 10	CarrefourSA arazisi 8,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	109
Şekil 6. 11	CarrefourSA arazisi 6,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda boşluk suyu basınç artış oranı değerinin zamanla değişimi.....	110
Şekil 6.12	CarrefourSA arazisi 7,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda boşluk suyu basınç artış oranı değerinin zamanla değişimi	110
Şekil 6. 13	CarrefourSA arazisi 8,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda boşluk suyu basınç artış oranı değerinin zamanla değişimi.....	111
Şekil 6. 14	CarrefourSA arazisi 6,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	111
Şekil 6. 15	CarrefourSA arazisi 7,4 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	112
Şekil 6. 16	CarrefourSA arazisi 8,8 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	112
Şekil 6. 17	CarrefourSa arazisi zemin kesiti modeli.....	113
Şekil 6. 18	CarrefourSa arazisi jet groutların yerleşimi	114
Şekil 6. 19	CarrefourSA arazisi için 6,75 m derinlikte jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda zeminde kayma gerilmelerinin karşılaştırılması	116
Şekil 6. 20	CarrefourSA arazisi için 7,75 m derinlikte jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda zeminde kayma gerilmelerinin karşılaştırılması	116
Şekil 6. 21	CarrefourSA arazisi için 8,75 m derinlikte jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda zeminde kayma gerilmelerinin karşılaştırılması	116
Şekil 6. 22	CarrefourSA arazisi için 6,75 m derinlikte sıvılaşabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan boşluksuyu basınç artış oranlarının karşılaştırılması	117
Şekil 6. 23	CarrefourSA arazisi için 7,75 m derinlikte sıvılaşabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan boşluk suyu basınç artış oranlarının karşılaştırılması	117
Şekil 6. 24	CarrefourSA arazisi için 8,9m derinlikte sıvılaşabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan boşluksuyu basınç artış oranlarının karşılaştırılması	118
Şekil 6. 25	CarrefourSA arazisi için 6,75 m derinlikte sıvılaşabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan kayma birim deformasyonlarının karşılaştırılması	119

Şekil 6. 26	CarrefourSA arazisi için 7,75 m derinlikte sıvılaştırılabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan kayma birim deformasyonlarının karşılaştırılması	119
Şekil 6. 27	CarrefourSA arazisi için 8,75 m derinlikte sıvılaştırılabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan kayma birim deformasyonlarının karşılaştırılması	119
Şekil 6. 28	CarrefourSA arazi modeli için zemin iyileştirilmemiş durumda ve iyileştirilmiş durumda jet grout kolonlarında oluşan (L=9m, L=2,5m) ve jet grout kolonlarının arasında bulunan sıvılaştırılabilir zeminde oluşan kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi.....	120
Şekil 6. 29	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=10$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	122
Şekil 6. 30	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=10$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	122
Şekil 6. 31	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=10$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	122
Şekil 6. 32	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=20$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	123
Şekil 6. 33	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=20$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	123
Şekil 6. 34	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=20$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	123
Şekil 6. 35	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	124
Şekil 6. 36	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	124
Şekil 6. 37	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	124
Şekil 6. 38	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=100$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	125
Şekil 6. 39	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=100$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	125
Şekil 6. 40	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=100$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	125

Şekil 6. 41	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=150$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	126
Şekil 6. 42	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=150$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerin zamanla değişimi.....	126
Şekil 6. 43	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=150$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	126
Şekil 6. 44	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=190$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	127
Şekil 6. 45	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=190$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	127
Şekil 6. 46	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=190$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi.....	127
Şekil 6. 47	CarrefourSA arazisi için sıvılaştırılabilir Siltli Kum tabakasında jet grout alan oranı $ar=7\%$ için farklı kayma modülü oranlarında Siltli Kum tabakasında kayma gerilmelerini derinlikle değişimi	128
Şekil 6. 48	CarrefourSA arazisi için Siltli Kum tabakasında jet grout alan oranı $ar=7\%$ için farklı kayma modülü oranları için tekrarlı gerilme azaltma oranı S_R değerinin derinlikle değişimi.....	128
Şekil 6. 49	CarrefourSA arazisi için $ar=7\%$ ve $Gr=10$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	129
Şekil 6. 50	CarrefourSA arazisi için $ar=7\%$ ve $Gr=10$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	129
Şekil 6. 51	CarrefourSA arazisi için $ar=7\%$ ve $Gr=10$ durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	130
Şekil 6. 52	CarrefourSA arazisi için $ar=7\%$ ve $G=20$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	130
Şekil 6. 53	CarrefourSA arazisi için $ar=7\%$ ve $Gr=20$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	130
Şekil 6. 54	CarrefourSA arazisi için $ar=7\%$ ve $Gr=20$ durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	131
Şekil 6. 55	CarrefourSA arazisi için $ar=7\%$ ve $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	131

Şekil 6. 56	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	131
Şekil 6. 57	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	132
Şekil 6. 58	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=100$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	132
Şekil 6. 59	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=100$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	132
Şekil 6. 60	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=100$ durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	133
Şekil 6. 61	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=150$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	133
Şekil 6. 62	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=150$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	133
Şekil 6. 63	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=150$ durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	134
Şekil 6. 64	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=190$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	134
Şekil 6. 65	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=190$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	134
Şekil 6. 66	CarrefourSA arazisi için $ar=7$ ve $Gr=190$ durumunda 8,75m derinlikte .. zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	135
Şekil 6. 67	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=5$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	136
Şekil 6. 68	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=5$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	137
Şekil 6. 69	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=5$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	137
Şekil 6. 70	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	137

Şekil 6. 71	Gr=50 durumunda 7,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	138
Şekil 6. 72	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı ar=%7 ve kayma modülü oranı Gr=50 durumunda 8,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	138
Şekil 6. 73	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı ar=%10 ve kayma modülü oranı Gr=50 durumunda 6,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	138
Şekil 6. 74	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı ar=%10 ve kayma modülü oranı Gr=50 durumunda 7,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	139
Şekil 6. 75	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı ar=%10 ve kayma modülü oranı Gr=50 durumunda 8,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	139
Şekil 6. 76	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı ar=%15 ve kayma modülü oranı Gr=50 durumunda 6,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	139
Şekil 6. 77	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı ar= %15 ve kayma modülü oranı Gr=50 durumunda 7,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	140
Şekil 6. 78	CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı ar=%15 ve kayma modülü oranı Gr=50 durumunda 8,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi	140
Şekil 6. 79	CarrefourSA arazisi için sıvılaştırılabilir Siltli Kum tabakasında kayma modülü oranı Gr=50 için farklı alan oranlarında kayma gerilmelerini derinlikle değişimi	141
Şekil 6. 80	CarrefourSA arazisi için Siltli Kum tabakasında kayma modülü oranı Gr=50 için farklı alan oranlarında tekrarlı gerilme azaltma oranı S_R değerinin derinlikle değişimi	141
Şekil 6. 81	CarrefourSA arazisi için ar=%5 ve Gr=50 durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	142
Şekil 6. 82	CarrefourSA arazisi için ar=%5 ve Gr=50 durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	142
Şekil 6. 83	CarrefourSA arazisi için ar=%5 ve Gr=50 durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	142
Şekil 6. 84	CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=50 durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	143
Şekil 6. 85	CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=50 durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	143
Şekil 6. 86	CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=50 durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	143

Şekil 6. 87	CarrefourSA arazisi için $ar=10$ ve $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	144
Şekil 6. 88	CarrefourSA arazisi için $ar=10$ ve $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	144
Şekil 6. 89	CarrefourSA arazisi için $ar=10$ ve $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	144
Şekil 6. 90	CarrefourSA arazisi için $ar=15$ ve $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	145
Şekil 6. 91	CarrefourSA arazisi için $ar=15$ ve $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	145
Şekil 6. 92	CarrefourSA arazisi için $ar=15$ ve $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi	145
Şekil 6. 93	Carrefoursa arazi modelinde sıvılaştırılabilir tabakada 7,75 m derinlikte $ar=7$ ve farklı kayma modülü oranları için boşluksuyu basıncı oranlarının değişimi.....	146
Şekil 6. 94	Carrefoursa arazi modelinde sıvılaştırılabilir tabakada 7,75 m derinlikte $Gr=50$ için ve farklı farklı alan oranları için boşluksuyu basıncı oranlarının değişimi	147

ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 2. 1 Plastik olmayan ince daneli zeminlerin sıvılaşma kriteri [60]	24
Çizelge 2. 2 Yer ivmesi ve relatif sıkılığa bağlı olarak sıvılaşma potansiyeli [65]	25
Çizelge 2. 3 Sentrifüj model için ölçek faktörleri [72]	30
Çizelge 3. 1 Plaxis UBC3D-PLM parametreleri	45
Çizelge 3. 2 Hardening soil model parametreleri.....	49
Çizelge 4. 1 Analizde kullanılan parametreler.....	54
Çizelge 4. 2 Analizde kullanılan parametreler.....	57
Çizelge 4. 3 Analizde kullanılan parametreler.....	59
Çizelge 4. 4 Analizde kullanılan parametreler.....	62
Çizelge 4. 5 Nümerik analizde kullanılan UBC3d_PLM parametreleri	65
Çizelge 4. 6 Nümerik analizde kullanılan malzeme parametreleri.....	71
Çizelge 5. 1 Derinlik boyunca zemin tabakalarının özellikleri	84
Çizelge 5. 2 HS small model kullanılarak oluşturulan malzeme parametreleri	85
Çizelge 5. 3 UBC3D-PLM kullanıcı tanımlı sıvılaşma modeli için kullanılan parametreler	85
Çizelge 6. 1 Zemin cinsine göre jet grout serbest basınç mukavemeti ve modülü [127]	99
Çizelge 6. 2 İmalat Parametreleri ve Kolon Çap ve Mekanik Değerlerin Etkisi[127]	99
Çizelge 6. 3 Jet grout üretim parametreleri [128]	100
Çizelge 6. 4 CarrefourSA İzmit sahasi ortalama dane boyutu ve indeks özellikleri [134]	105
Çizelge 6. 5 Parametrik çalışmada nümerik analizlerde kullanılan parametreler	107
Çizelge 6. 6 HS small model kullanılarak oluşturulan malzeme parametreleri	108
Çizelge 6. 7 Dinamik hesaplarda kullanılan Linear Elastik parametreler	108
Çizelge 6. 8 Jet grout kolonları için kayma modülü oranı değeri $Gr=190$ olduğu durumda kullanılan malzeme parametreleri	115
Çizelge 6. 9 Analizlerde alt kısımda kullanılan jet grout parametreleri	121
Çizelge 6. 10 Analizlerde kullanılan üst kısımdaki jet grout parametreleri	121
Çizelge 6. 11 Analizlerde alt kısımda kullanılan jet grout parametreleri.....	135
Çizelge 6. 12 Analizlerde kullanılan üst kısımdaki jet grout parametreleri	136

UBCSAND MODEL İLE SIVILAŞMA DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

Münire DÜLGER

İnşaat Mühendisliği Geoteknik Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Pelin ÖZENER

Depremelerin oluşturduğu yapısal hasarların nedenlerinin önemli bir kısmını oluşturan ve suya doymuş, gevşek kumlu zeminlerde meydana gelen sıvılaşma ve yanal akma davranışları, son yıllarda önemli araştırma konuları arasındadır. Bu tip, sıvılaşmadan kaynaklanan hasarların tahmini için geliştirilen çeşitli bünye modelleri kullanılarak modellemelerde büyük aşama kaydedilmiştir. Bu tarz bünye modellerinin doğrulanması nümerik analiz sonuçlarının laboratuvar sonuçları ve arazi verileri ile karşılaştırılarak yapılmaktadır.

Bu tez çalışmasında sıvılaşma davranışı gözlemlenebilecek suya doymuş gevşek kumlu zeminler için geliştirilen UBCSAND bünye modelinin PLAXIS sonlu elamanlar programına kullanıcı tanımlı eklenmesiyle UBC3D-PLM adını alan sıvılaşma modeli kullanılarak nümerik modellemeler yapmak amaçlanmıştır. Bu kapsamda UBC3D-PLM modeli kumun sıvılaşma davranışının tahmini için özellikle geliştirilmiş bir basit efektif gerilme modelidir.

VELACS 1 nolu sentrifüj model sonuçları ile nümerik modellemede elde edilen boşluksuyu basıncı artışları ve ivme değerleri karşılaştırılarak girdi parametrelerinin etkisi değerlendirilmiştir. Ayrıca eğimli arazide yapılan sentrifüj deney sonuçları ile Plaxis UBC3D-PLM modeli kullanılarak yapılan nümerik analizlerden elde edilen boşluksuyu basınçları karşılaştırılmıştır. Oluşan boşluksuyu basınçları ve ivmelerin sentrifüj ile uyumlu olduğu gözlemlenmiştir ancak eğimli arazide nümerik analizle hesaplanan deplasmanlar sentrifüj deney ölçüm sonuçlarına göre daha fazla hesaplanmıştır.

Daha sonra ise üzerinde deprem sırasında alınmış arazi ölçüm sonuçları (boşluksuyu basıncı değerleri) bulunan Wildlife arazisi nümerik olarak modellenerek analiz sonuçları ile arazi verileri karşılaştırılmıştır. Yapılan araştırmalarda da rastlanan sonuçlarla uyumlu olduğu ancak boşluksuyu basıncı artışları nümerik analize göre daha geç artmaya başladığı gözlemlenmiştir. Buna ek olarak aynı arazide girdi parametrelerini etkileyen SPT değeri arttırılarak sıkı kumların davranışını değerlendirmek için çeşitli analizler yapılmış ve sonuçlar değerlendirilmiştir. Ayrıca, deprem verileri %20, %40, %60 oranında azaltılarak analizler yapılmıştır. Yapılan bu çalışmalarla, boşluksuyu basıncı artışındaki gecikmenin nedeni sorgulanmıştır.

1999 Kocaeli depreminde sıvılaşma davranışı gözlemlenen Carrefoursa arazisinde belli bir bölgede jet grout kolonları ile iyileştirilme yapılmıştır. İyileştirilmiş kısımda sıvılaşma davranışı gözlemlenmemiştir. Bu arazi örneği, zemin iyileştirmenin arazi davranışına etkisini açıkça sergilemektedir. Bu kısımda, siltli kil tabakası arasında bulunan sıvılaşabilir kum tabakasını içine alacak şekilde iyileştirme yapılmıştır. Bu arazi için nümerik modelleme yapılarak farklı iyileştirme alan oranları denenerek ve farklı kayma modülü oranı kullanılarak analizler yapılmıştır. Jet grout kolonları kullanılarak yapılan zemin iyileştirmenin sıvılaşma davranışına etkisi araştırılmıştır.

Yapılan bu tez çalışmasında UBCSAND sıvılaşma bünye modelinin kullanılabilirliği ve sıvılaşabilir zeminlerde sıklıkla kullanılan jet grout kolonları ile zemin iyileştirme yönteminin etkisi belirlenmeye çalışılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Sıvılaşma, UBCSAND, UBC3D-PLM, Nümerik Analiz, Zemin İyileştirme, Jet Grout

ABSTRACT

INVESTIGATION OF LIQUEFACTION BEHAVIOUR WITH UBCSAND MODEL

Münire Dülger

Department of Civil Engineering

MSc. Thesis

Advisor: Assoc. Prof. Dr. Pelin ÖZENER

Liquefaction and lateral spreading, which occur in saturated loose sandy soils and cause a considerable part of the structural damage during earthquakes, are among the leading research topics in recent years. There has been significant success in constitutive modeling developed to study liquefaction-induced deformations and failure. Verification of such modeling studies is possible by comparing the results of the numerical analyses to the laboratory and field data.

In this thesis, numerical analyse have been purposed to do, using a numerical liquefaction model designated as UBC3D-PLM, and formed by user-defined integration of the UBCSAND module developed for analysis of saturated loose sandy soils to Plaxis FE software. The UBC3D-PLM is a simple, fully-coupled effective stress model for analysis of the liquefaction behavior of sands.

In the study, the results of VELACS-1 centrifuge model have been compared to the pore pressure increase, acceleration and displacement values obtained from numerical modeling, and the effect of the input parameters has been investigated. In addition, the results of centrifuge tests for sloping ground have been compared to those obtained from the numerical analyses performed with UBC3D-PLM. It has been found that the pore pressures and accelerations found by the two different methods are in agreement. On the other hand, the numerical analysis has calculated higher displacements in case of sloping ground.

Wildlife field data including measured values of pore pressures and accelerations which were taken during the Superstition Hills earthquake in the USA, have been

compared to the results of the numerical model of the Wildlife field. Although the results of the current study as well as the previous research on the topic are in concurrence with the field data, a delay in the increase of pore pressures compared to the results of the numerical analysis is observed. Furthermore, the SPT $(N_1)_{60}$ input values on the site have been increased and various analyses performed to model and evaluate the behavior of dense sands. Further analyses with the Wildlife model have been carried out by reducing the earthquake data by 20%, 40% and 60%. In these analyses, the cause of the delay in the increase of pore pressure has been investigated.

The CarrefourSA site (Kocaeli, Turkey) had experienced liquefaction during the 1999 Kocaeli earthquake. In an area on the site, soil improvement with jet grouting columns had been carried out before the earthquake and no liquefaction occurred in that particular area during the seismic event. This case history clearly shows the positive effect of soil improvement on the site behavior. In that project, improvement had been carried out to include liquefiable sand layer in silty clay layers. In the thesis study, numerous numerical analyses have been carried out by modeling that site and trying various improvement ratios and using various shear modulus ratios. The effect of the soil improvement with jet grouting columns on the liquefaction behavior has been investigated.

In the thesis, it has been aimed to determine the reliability of the UBCSAND model, and also to investigate the behavior of the soil improved by the widely used method of jet grouting columns.

Key words: Liquefaction, UBCSAND, UBC3D-PLM, Numerical Analysis, Soil Improvement, Jet Grouting

GİRİŞ

1.1 Literatür Özeti

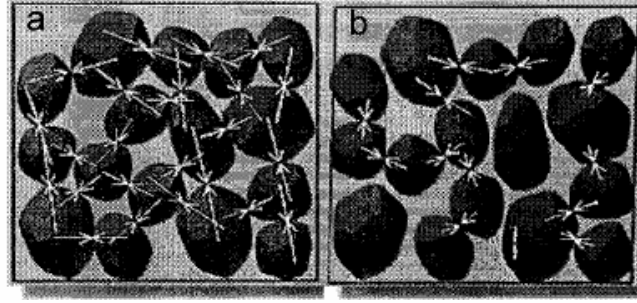
Geçmişteki depremler sırasında yapılarda ortaya çıkan hasarlar, insanları bu hasarları oluşmasına önlem olacak ya da hafifletecek tedbirler almaya itmiştir. Depremler sırasında suya doygun kumlu zeminlerde oluşan yamaç yenilmeleri, köprü ve yapı temellerindeki hasar tipleri sıvılaşma olgusunun oluşmasına neden olmuştur. Geoteknik mühendisliğinde ise sıvılaşmanın etkilerinin geoteknik mühendislerinin dikkatini çekmesi 1964 yılında Alaska'da meydana gelen Good Friday ($M_w=9,2$) Japonya'daki Niigata ($M_w=7,5$) oluşturur. Bu iki deprem de meydana gelen şev göçmeleri, köprü ve yapı temellerindeki göçmeler gibi sıvılaşmadan kaynaklanan hasarların çok çarpıcı örneklerini sergilemiştir. Ülkemizde ise 17 Ağustos 1999'da meydana gelen Kocaeli depremi sıvılaşmayı ülkemizde en çarpıcı yönleriyle ortaya koymuştur.

Sıvılaşma terimi, kohezyonsuz zeminlerde drenajsız şartlardaki tekdüze dengesiz ve tekrarlı kayma gerilmelerinden kaynaklanan zemin deformasyonları ile ilgili olayları nitelemek üzere tarihsel olarak ilk kez Mogami ve Kubo tarafından kullanılmıştır [1].

Tüm sıvılaşma olaylarının en karakteristik özelliği, drenajsız yükleme şartlarında oluşan artık boşluk suyu basıncının oluşmasıdır [2]. Sıvılaşma, granüler bir zeminin artan boşluk suyu basıncı ve azalan efektif gerilme sonucu katı durumdan sıvı duruma dönüşmesi olarak tanımlanabilmektedir. Boşluk suyu basıncı artışı çevrimli kayma şekil değiştirmelerine maruz kalan granüler zeminin sıkışma eğiliminden kaynaklanmaktadır.

Yükleme çevrimlerinin hızlı olmasından dolayı boşluk suyu dışarı çıkamamakta ve zemin daneleri tarafından sıkışmaya zorlanan suda basınç artışları meydana gelmektedir [3].

Sıvılaşma nedeniyle, zemin mukavemetini kısmen veya tamamen kaybetmektedir. Bunun nedeni, efektif gerilmelerin azalması ve daneler arası temasın azalmasıdır. Efektif gerilmenin azalmasının nedeni boşluk suyu basıncındaki artıştır. Boşluk suyu basıncındaki bu ani artış zemin tanelerini bir arada tutan temas gerilmelerini yok ederek taneleri birbirinden uzaklaştırır ve böylelikle zemin dayanımını kaybeder. Bu koşullar altında gevşek zemin, deprem öncesinde gösterdiği danelerin birbiriyle temas halindeki malzeme davranışı yerine, geçici olarak bir sıvı gibi davranarak yüzeye doğru hareket eder. Şekil 1.1' de okların uzunluğu zemin parçaları arasındaki temas kuvveti ile doğru orantılıdır. Boşluksuyu basıncı azaldıkça bağlantı kuvveti artmaktadır.



Şekil 1. 1 Zemin tanecikleri sıvılaşma durumunda davranışı

Sıvılaşma olayını kuramsal olarak basit matematiksel ifadelerle aşağıdaki gibi özetleyebiliriz.

$$\text{Statik şartlarda, } \sigma_{v0}' = \sigma_{v0} - u_s \quad (1.1)$$

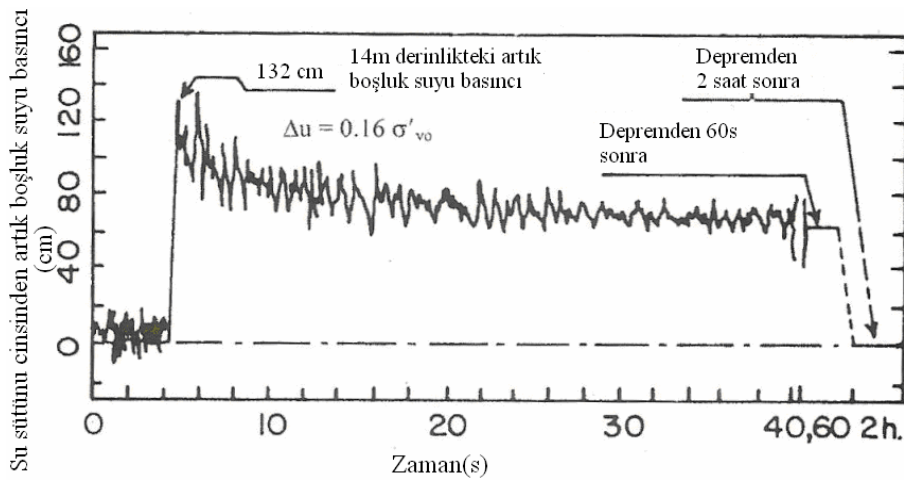
$$\text{Dinamik şartlarda, } \sigma_{v0}' = \sigma_{v0} - (u_s + u_d) \quad (1.2)$$

$$\text{Eğer } (u_s + u_d) = \sigma_{v0} \text{ olursa } \sigma_{v0}' = 0 \quad (1.3)$$

Burada, σ_{v0} toplam gerilme, σ_{v0}' efektif gerilme, u_s statik durumda boşluk suyu basıncı, u_d dinamik durumda oluşan artık boşluksuyu basıncıdır.

Zemin sıvılaştıktan sonra, aşırı boşluk suyu basıncı sönmelenmeye başlayacaktır. Zeminin sıvılaşmış halde kalma süresi ise iki ana faktöre bağlıdır. Bunlar, depremden kaynaklanan sismik salınım süresi ve sıvılaşmış zeminin drenaj şartlarıdır [4]. Depremden kaynaklanan çevrimsel kayma gerilmeleri uygulanması ne kadar uzun ise,

sıvılaşma durumu da o kadar uzun sürer. Depremler sırasında suya doygun kum tabakalarında meydana gelen artık boşluk suyu basıncı artışı 25 Eylül 1980 Mino-Owari depreminde siltli bir kum tabakasında 14 m derinlikte yerleştirilmiş bir piyezometrede de gözlemlenmiştir [5]. Şekil 1.2' te görüldüğü gibi depremin başlaması ile birlikte artık boşluk suyu basıncında ani bir artış meydana gelmiştir. Deprem sırasında ölçülen maksimum ivme 0.10g ve oluşan maximum artık boşluk suyu basıncı ise 132 cm su sütunu olup bu değer ölçülen derinlikteki düşey jeolojik efektif gerilmenin %16'sına karşılık gelmektedir ($\Delta u = 0.16 \sigma'_{v0}$). Boşluk suyu basıncındaki bu artışın ancak depremden 2 saat sonra sönümlendiği görülmektedir.



Şekil 1. 2 Mino-Owari depremi sırasında ölçülmüş artık boşluk suyu basıncı artışı [5]

Depremlerin yer ve zaman olarak rastgele oluşan doğal bir olay olması ve deprem sırasındaki zeminin davranışı ile ilgili arazi kayıtlarının çok ender bulunuşu, araştırmacıları deprem sırasındaki zemin davranışını analiz etmek için farklı yollara başvurmaya itmiştir [6]. Sıvılaşma olayını laboratuvar ortamında değerlendirmek için dinamik üç eksenli, burulmalı kesme, basit kesme ve sarsma tablası deneylerinden yararlanılmaktadır. Bununla birlikte arazi gerilme seviyelerini göz önüne alarak zemin davranışını daha iyi modelleyebilmek için sentrifüj model deneylerinden de faydalanılmaktadır [7], [8], [9], [10]. Sıvılaşmanın tahmini ve oluşacak deformasyonların sonuçları yüksek sismik etkilerin oluşabileceği bölgelerdeki zemin dolgu, baraj, sedde, tünel, menfez ve istinat duvarı yapıları için kaygı verici sonuçlar oluşturmuştur. Standart prosedürlerde genel olarak sıvılaşmanın değerlendirilmesi için 50 m ve daha

derin zemin araştırmalarından yararlanılmıştır. Ancak böyle derinliklerde yapılacak zemin iyileştirme yöntemleriyle sıvılaşmayı tamamen önlemek aşırı maliyetlere neden olacaktır. Geçmiş depremlerdeki arazi tecrübeleri Youd vd. [11]'de, sıvılaşmanın 15m ve daha az derinliklerde ağırlıklı olarak gerçekleştiğini göstermiştir. Son zamanlarda yapılan sentrifüj model testleri, Steedman vd. [12]'de yapılan çalışmada ise sıvılaşmanın oluşumunda gerilme bileşeninde bir sınırlama veya bir derinlik önerir. Böyle bir sınırlama zemin iyileştirme maliyetlerini büyük ölçüde azaltır, fakat doğrulama için analizlerle sıvılaşmanın aşamalarının anlaşılmasının gelişimi için güvenli veriler gerektirir.

Zemin yapılarının tasarımı ve deprem karşısındaki sismik davranışı 3 aşamalı toplam gerilme analizi ile değerlendirilir:

- i) Sıvılaşabilecek zeminlerdeki çevrimsel kayma dayanım oranı CRR ile çevrimsel gerilme oranını hesaplayan CSR hesaplanarak sıvılaşacak zemin tespiti
- ii) Sıvılaşma zonlarındaki rezidüel mukavemetleri kullanarak sıvılaşma sonrası stabiliteyi değerlendirmek için limit denge analizleri,
- iii) Eğer akma yayılması ve yanal akma öngörülmemişse sarsıntı sonucu oluşan kalıcı deplasmanların değerlendirilmesi için zeminin dayanımını kullanan basit bir dinamik analiz

Bu analizler pratikteki mevcut durumu sunar ve sıvılaşma aşamalarının basit olarak anlaşılmasını sağlar. Ancak bu analizler sıvılaşmanın tahmininde boşluk suyu basınçlarını direkt olarak göz önünde bulunduramazlar. Oluşan artık boşluk suyu basınçları sıvılaşma tetiklendikten sonra rijitlik ve dayanım değerlerinin azalmasına azaltılmasına neden olurlar [13].

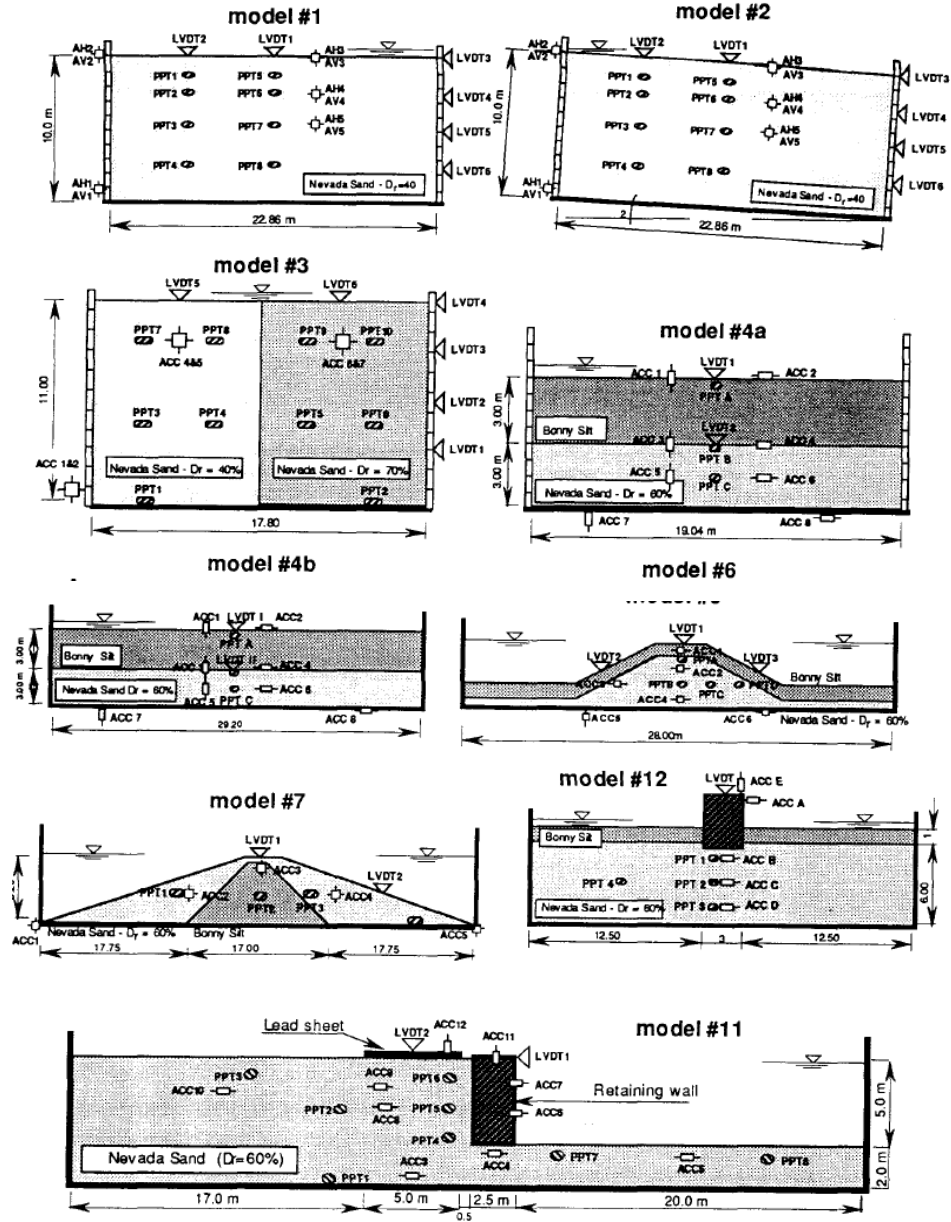
Sıvılaşma davranışını değerlendirebilmek için geliştirilen efektif gerilme analizlerinden ise 35 yıldan fazla süredir faydalanılmaktadır. Sıvılaşmanın tetiklenmesi ve sıvılaşma sonrası stabilite ve yerdeğiştirme sonuçları yapılacak analizlerle basit olarak hesaplanabilmektedir. Bu analizler genel olarak yapılan laboratuvar deneylerini temel almakta ve deney sırasında oluşan artık boşluk suyu basınçlarının oluşması ve sıvılaşma sırasında deplasmanların artması yanal yayılma olarak isimlendirilmekte eğer

sıvılaşmaya yatkın zeminin rezidüel dayanımı statik stabilite için yetersiz ise akma sıvılaşması davranışı oluşmaktadır [13].

Efektif gerilme analizleri ile zeminlerde deprem sırasında oluşan boşluk suyu basıncı artışları hesaplanarak sıvılaşma davranışını tahmin etmek mümkündür. Dinamik yükleme de her bir çevrim veya yarım çevrimde boşluk basınçlarından dolayı meydana gelen kayma gerilmesindeki değişimi göz önünde bulunduran efektif gerilmeye dayalı bu analizler birçok araştırmacı tarafından geliştirilmiştir [14], [15], [16], [17], [18], [19], [20].

Literatürde yer alan çalışmalarda sıvılaşma gözlemlenmiş arazilerdeki zeminler ile laboratuvar model deneyleri yapılarak farklı zeminlerin sıvılaşma davranışı incelenmiş ayrıca nümerik çalışmalar veya eldeki arazi verileri karşılaştırılarak sıvılaşma oluşumu ile ilgili yararlı bilgilere ulaşılmıştır.

Sentrifüjde yapılan çalışmaların daha kapsamlı değerlendirilebilmesi için VELACS (Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies) adı verilen bir araştırma projesi ileri ölçüm yöntemleri ile fiziksel ve nümerik modelleme teknikleri kullanılarak araştırmalar gerçekleştirilmiştir. VELACS Projesi sıvılaşmadan dolayı meydana gelen göçme mekanizmalarının anlaşılabilmesi ve sıvılaşma ile ilgili problemleri inceleyebilmek amacı ile üretilen çeşitli nümerik analizlerin doğrulanabilmesi için veri bankası oluşturmak amacı ile gerçekleştirilmiştir. Doğada tabakalı olarak çökelen kumların sıvılaşma ve sıvılaşma sonrasındaki davranışları da sarsma tablası ve sentrifüj deneyleri ile araştırılmıştır. Çevrimsel yüklemeler etkisinde kum tabakaları arasında yer alan ve permeabilitesi kuma göre daha küçük olan silt tabakaları altında bir su filmi olduğu gözlemlenmiştir. Bu su filminin depremler sırasında yanal yer hareketlerini tetiklediği yönünde sonuçlara çok sayıda çalışmalarda ulaşılmıştır [6], [9], [21], [22], [23], [24], [25]. 1964 Niigata ve 1995 Kobe depreminde oluşan yanal zemin hareketlerinin oluşan bu su filminden kaynaklanmış olabileceği düşünülmektedir [26].



Şekil 1. 3 Velacs Projesi kapsamında yapılan sentrifüj model deneyleri

- i. Model No. 1 Laminar kutuda yatay tabakalı gevşek kum modeli
- ii. Model No.2 Laminar kutuda eğimli gevşek kum modeli
- iii. Model No.3 Bir tarafı gevşek, bir tarafı sıkı kumdan oluşan model
- iv. Model No. 4a Laminar kutuda tabakalı zemin modeli
- v. Model No.4b Rijit duvarlı kutuda tabakalı zemin modeli
- vi. Model No. 6 Rijit duvarlı kutuda su altında dolgu modeli
- vii. Model No. 7 Su altında kil çekirdekli kum modeli

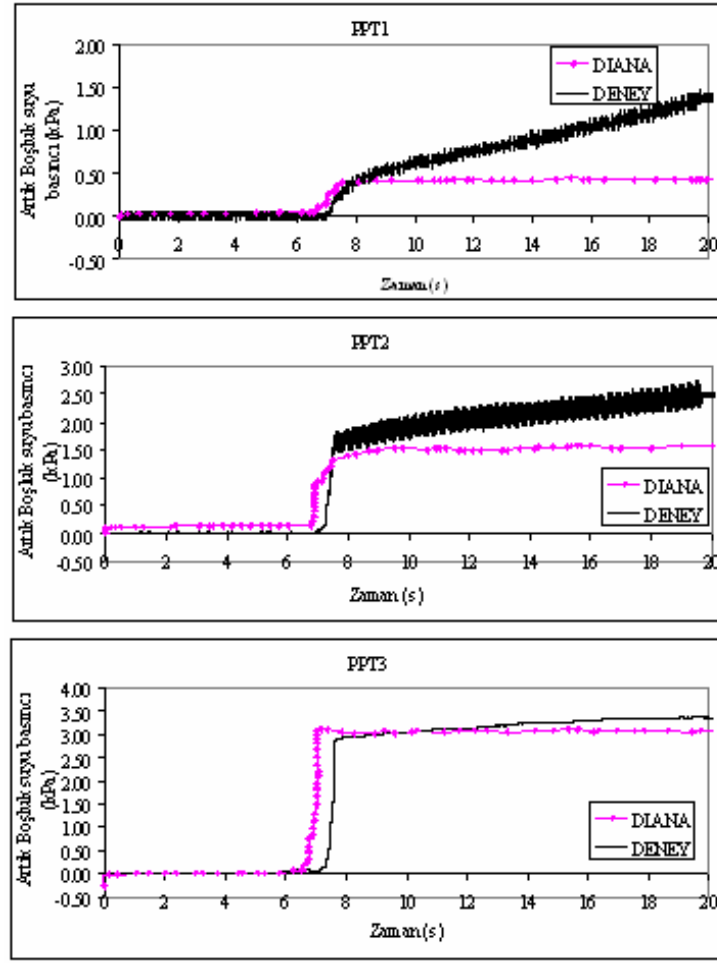
viii. Model No. 11 Kum geri dolgulu ağırlık tipi bir istinat duvarı modeli

ix. Model No. 12 Kum tabakası üzerine oturtulmuş bir yapı modeli

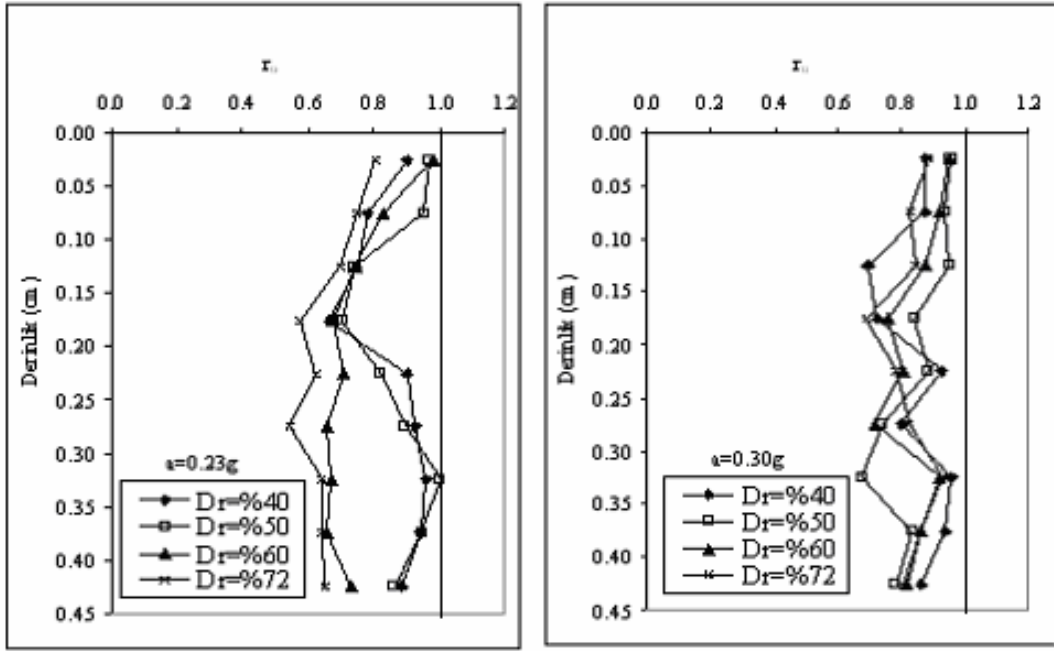
Şekil 1.3 gösterilen deneylerin uygulanması VELACS projesi kapsamında planlanmıştır.

VELACS projesi kapsamında yukarıda verilen dokuz adet sentrifüj deney modelinin nümerik analizi DYNAFLOW V.93 isimli bir bilgisayar programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir [27]. Bu program doğrusal olmayan saha davranışı analizi yapabilen bir sonlu elemanlar programıdır. Program kuru veya suya doymun zemin tabakalarının doğrusal olmayan zemin davranışını basit plastisite teorisine dayanan bir kinematik pekleşme modeli kullanarak analiz etmektedir. Plastik deformasyonun dilatasyon bileşeni için ise bileşik olmayan akma kuralı dikkate alınmaktadır. Nümerik analizlerde kullanılan malzeme parametreleri Nevada kumu üzerinde yapılan çeşitli statik ve dinamik üç eksenli basınç deneyleri ile dinamik kesme deneylerinden ve mevcut olmayanlar ise literatürde verilen çeşitli bağıntılardan korele edilerek belirlenmiştir. Analizlerde suya doymun zemin iki fazlı geçirimli (poroz) malzeme olarak modellenmiş ve hiperbolik gerilme-şekil değiştirme modeli, sıkışabilir su, küçük deformasyon varsayımları kabul edilmiştir.

Özener [28]'de, DIANA programı yardımıyla nümerik analizler yapılmıştır. Suya doymun üniform kum kolonları, silt ara katmanlı kum kolonları ve farklı sıklıklarda hazırlanmış tabakalı kum kolonları üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar model deneyleri DIANA sonlu elemanlar programı ile nümerik olarak modellenmiş ve deneysel olarak elde edilen artık boşluk suyu basıncı ölçümleri ile nümerik analizlerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Yapılan çalışmalarda parametrik analiz çalışmaları sonucunda sıklık derecesine bağlı olarak belirlenen sıvılaşma parametreleri kullanılmıştır. Ayrıca bu çalışmada kumun sıklık derecesinin ve sarsıntı şiddetinin etkisini değerlendirmek için yapılan model deneylerin nümerik analizinden hesap edilen artık boşluk suyu basıncı oranlarının zamana bağlı olarak değişimi Şekil 1.4' te ve sarsıntı şiddetine ve rölatif sıklığa bağlı olarak derinlikle değişimleri Şekil 1.5'te gösterilmektedir. Şekillerde gösterilen grafiklerden hesaplanan maksimum artık boşluk suyu basıncı oranlarının genel olarak rölatif sıklık arttıkça azaldığı, sarsıntı şiddeti arttıkça ise arttığı görülmektedir.

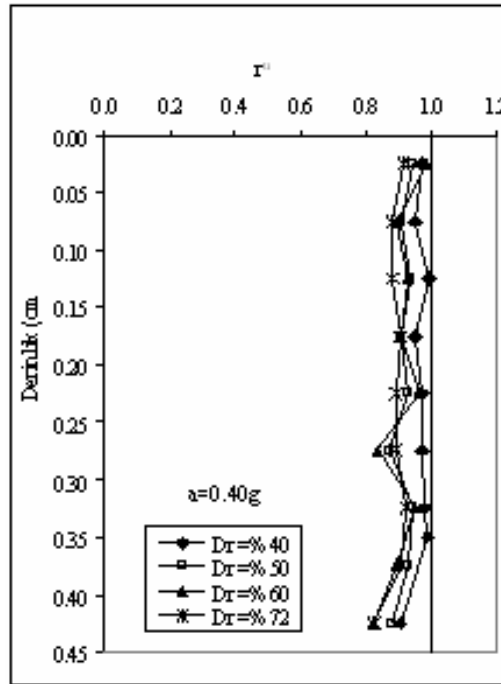


Şekil 1. 4 %40 rölatif sıkılıkta kum kolonu model deneyi için nümerik analizden hesaplanan ve deney ölçümlerinden elde edilen artık boşluk suyu basınçlarının karşılaştırılması [28]



a)

b)

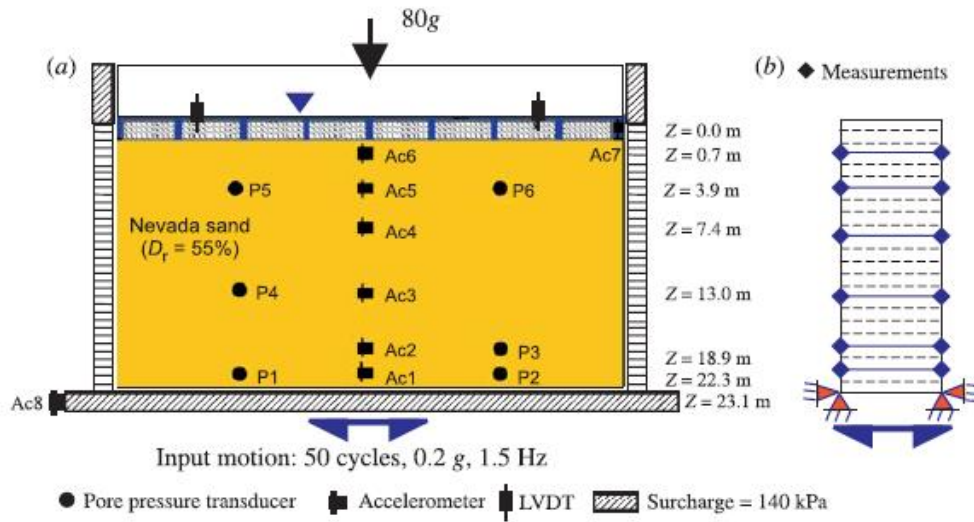


c)

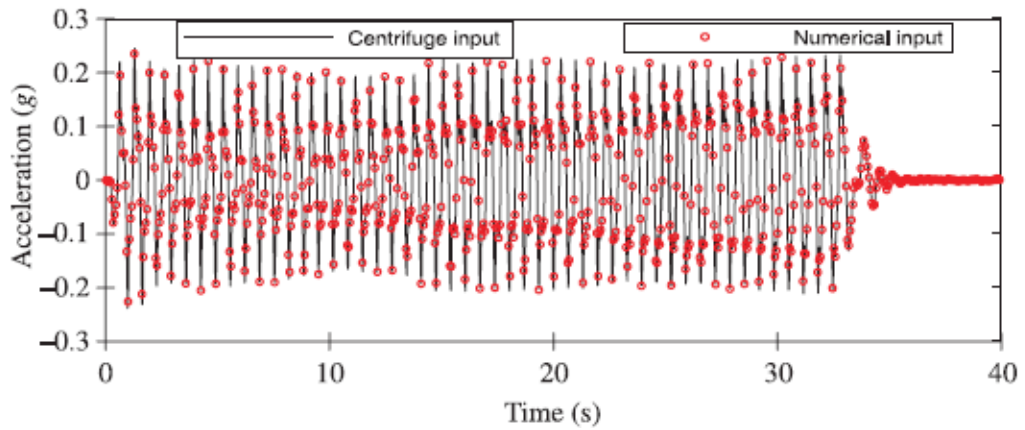
Şekil 1. 5 Farklı rölatif sıkılıklarda hazırlanmış üniform kum kolonları üzerinde uygulanan farklı ivme genliklerinde nümerik analizden hesaplanan maksimum artık boşluk suyu basıncı oranlarının derinlikle değişimi[28]

Byrne vd. tarafından geliştirilen efektif gerilme yaklaşımlarını kullanan UBCSAND sıvılaştırma bünye modeli, FLAC adlı programına uyarlanarak Şekil 2.6' da gösterilen sentrifüj

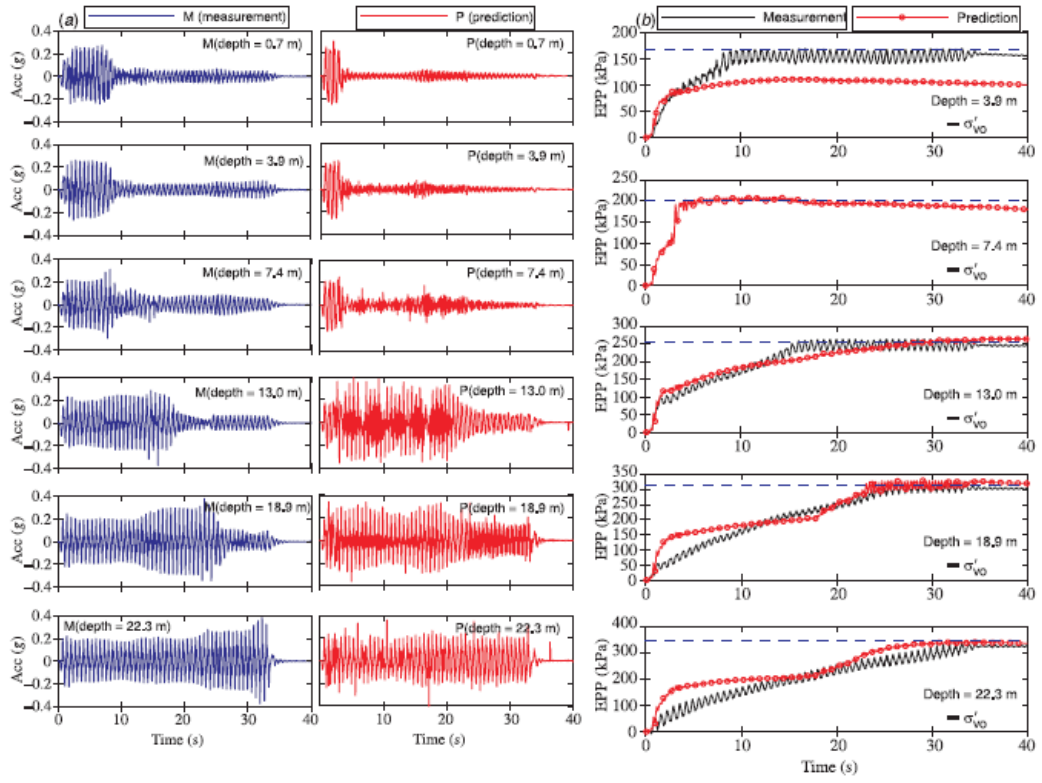
model deneyinin nümerik analizleri yapılmıştır [13]. Şekil 1.7 'de analizlerde kullanılan girdi hareketi gösterilmektedir. Elde edilen analiz sonuçları Şekil 1.8 de gösterilmiştir. Analizlerde kullanılan model parametreleri ise elastik kayma modülü, plastik kayma modülü değerleri ve elastik ve plastik üsler n_e , n_p olmak üzere ϕ_{cv} , ϕ_{pik} kritik ve pik sürtünme açısı, R_f göçme oranı olarak ifade edilmiştir. Analiz sonuçları ve sentrifüj model ölçüm sonuçları karşılaştırıldığında ivme ve boşluksuyu basıncı artışlarının uyumlu olduğu görülmüştür.



Şekil 1. 6 a)Sentrifüj modelde boşluk suyu basıncı ölçer ve ivmeölçerlerin konumları[13]

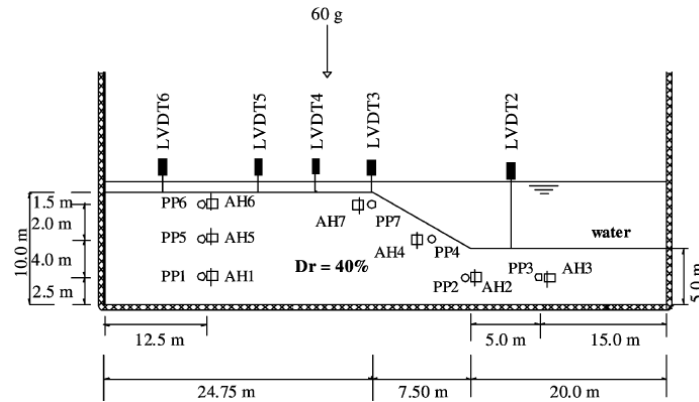


Şekil 1. 7 Nümerik analiz girdi datası [13]

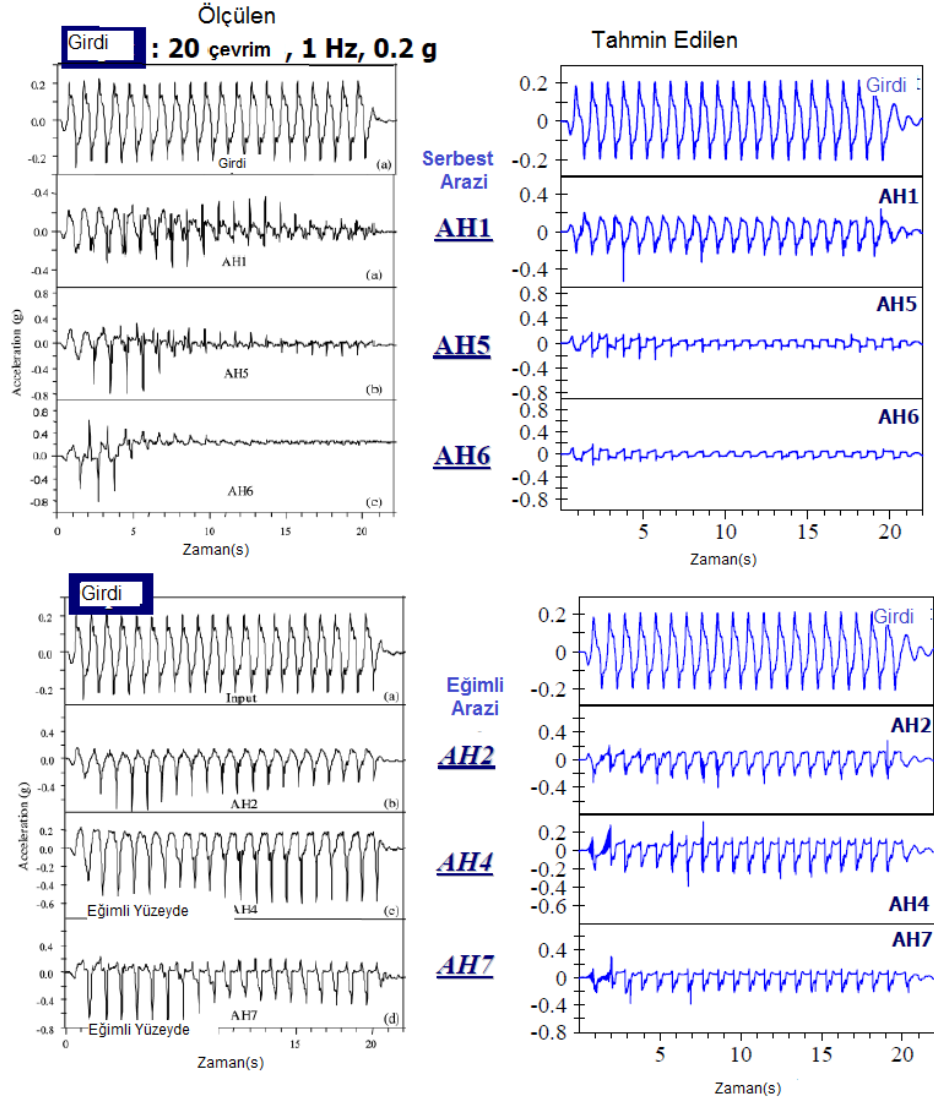


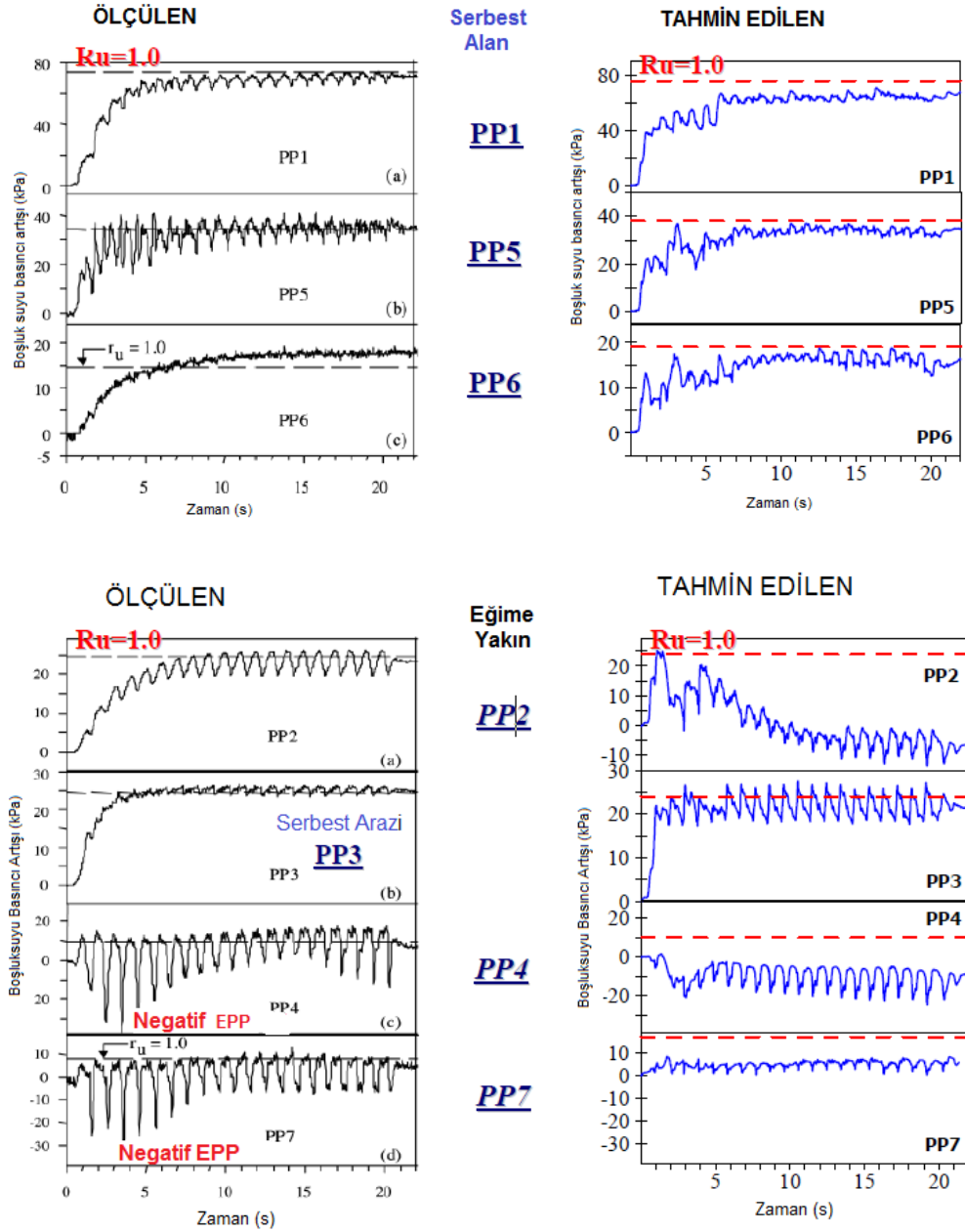
Şekil 1. 8 Ölçülen ve tahmin edilen ivmeler ve boşluk suyu basınçlarının karşılaştırılması[13]

Bir başka çalışmada ise Byrne vd. [29]'da, eğimli sentrifüj modeli analiz edilmiştir (Şekil 1.9). Rijit sentrifüj kutu kullanılarak yapılan model deney 33° eğimli, $Dr=40\%$ rölatif sıkılıkta olup, 60 g ivme altında deney gerçekleştirilmiştir. Bu deney daha sonra nümerik olarak UBCSAND bünye modeli kullanılarak FLAC-2D yardımıyla modellenmiştir. Analizden elde edilen sonuçlar Şekil 1.10 ve Şekil 1.11'de özetlenmiştir.



Şekil 1. 9 RPI-2 ivmeölçer ve boşluksuyu basıncı ölçerlerin konumları[29]



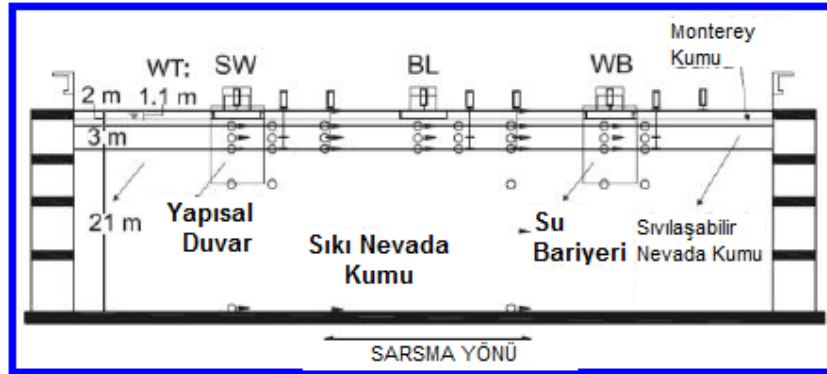


Şekil 1. 11 Ölçülen ve tahmin edilen boşluksuyu basınç artışları [29]

Şekil 1.11’de görüldüğü gibi nümerik analiz sonucu serbest arazi koşullarında boşluk suyu basınçlarının sentrifüj deneyleriyle uyumlu olduğu gözlemlenmiştir. Eğimli arazi koşullarında ise oluşan negatif boşluk suyu basınçları sentrifüj modele göre daha düşük olarak hesaplanmıştır.

Depreme dayanıklı yapı tasarımı için sivilaşmayı önleme ve sonuçlarının anlaşılması gereklidir. Dashti vd. [30] ‘da, daha iyi bir bakış açısı sağlamak için sivilaşabilir tabaka içeren zemin modeline dört seri sentrifüj deneyi uygulanmıştır. Bu çalışmada yapı

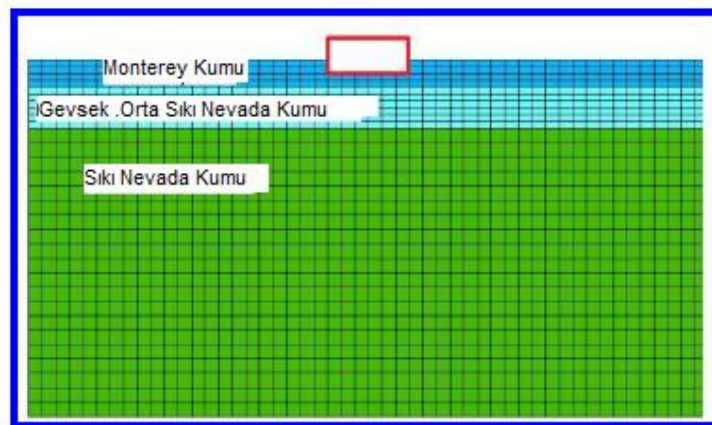
zemin etkileşimi temsil etmek için zemin tabaklarının altında yer alan yapı kiriş elemanı olarak modellenmiştir. Bu analizde UBCSAND model kullanılarak FLAC-2D programı ile modelleme yapılmıştır.



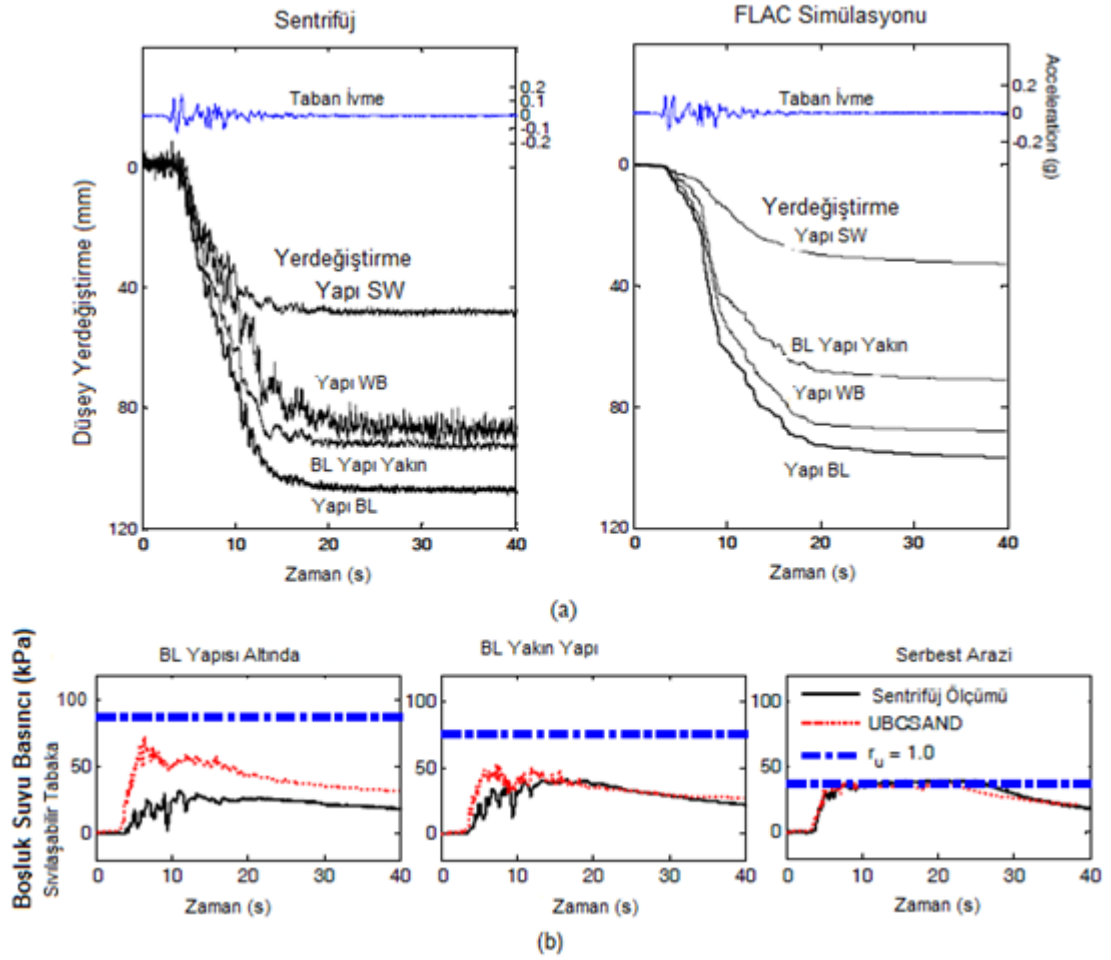
Şekil 1. 12 Sentrifüj Model Deneyi T3-50

Çizelge 1. 1 Sentrifüj Test programı (Tüm ölçüler prototip ölçekte metre olarak verilmiştir.) [31]

Test ID	Sıvılaştırılabilir Tabaka Kalınlığı/ Dr	Yapısal Model
T6-30	6 m / 30%	A: W x L x H = 6 x 9 x 5 m (q = 80 kPa)
T3-30	3 m / 30%	B: W x L x H = 12 x 18 x 5 m (q = 80 kPa)
T3-50-SILT	3 m / 50%; Siltli	C: W x L x H = 6 x 9 x 9.2 m (q = 130 kPa)
T3-50	3 m / 50%	BL: Taban çizgi(A ile aynı) SW: Rijit Yapısal Duvarla WB: kauçuk su bariyeri



Şekil 1. 13 FLAC-2D sonlu farklar ağı [31]



Şekil 1. 14 T-30 için Nümerik Model ve ölçülen sonuçların karşılaştırılması a)BL, SW, WB yapılarındaki yer değiştirmeler b)boşluk suyu basınç artışları [31]

Analizler sonucu elde edilen sentrifüj ve FLAC analizlerinde elde edilen düşey yerdeğiştirmeler ve boşluksuyu basınç artışları Şekil 1.14'te gösterilmiştir. Altında yapısal duvar bulunan SW yapısında daha az düşey yerdeğiştirme oluşmuştur. Nümerik analizlerden elde edilen boşluksuyu artışı ise serbest arazi ve BL yapısına yakın kısımda sentrifüjle uyumlu olarak BL yapısı altında ise sentrifüj modelde ölçülenden daha yüksek değerler hesaplanmıştır.

Yapılan bu tez çalışmasında Plaxis yazılımına uyarlanan UBCSAND modülü kullanılarak sıvılaşma davranışı gözlemlenmiş araziler veya daha önce yapılan sentrifüj deneyleri sonuçları bulunan model deneyleri ile ilgili çeşitli analizler yapılmıştır. Orijinal UBCSAND suya doymun kumlu zeminlerin sıvılaşmanın tahmini için geliştirilmiştir. UBC3D-PLM, orijinal 2 boyutlu UBCSAND modele Puebla vd. [32] ve Beaty ve Byrne [18] tarafından geliştirilen modelin tanıtılmasıyla oluşturulmuş 3 boyutlu

formülasyondur. UBC3D-PLM bünye modülü Tsagaye [33] tarafından geliştirilmiştir ve Plaxis programına kullanıcı tanımlı bir model olarak eklenmiştir. Modelin formülasyonu modifiye edilmiş Duncan-Chang temel alan, hiperbolik birim deformasyon-pekleşme kuralıyla klasik plastisite teorisini dikkate almaktadır . Pekleşme kuralı ise verilen gerilmelerde plastik kayma birim deformasyonu mobilize sürtünme açısı arasında bir ilişki kurar. UBC3D-PLM Mohr Coloumb akma yüzeyi ve birleşik olmayan plastik potansiyel fonksiyonu içerir. Modelde kullanılan akma kuralı, Rowe tarafından [34] de geliştirilen gerilme-dilatasyon teorisini temel alır. UBCSAND ile UBC3D-PLM model arasındaki ana fark 3 boyutlu formülasyonun daha sonra oluşturulmasıdır ve UBC3D-PLM modelin 3 boyutlu gerilme uzayında Mohr Coloumb akma koşulunu kullanmasıdır. Daha da fazlası ise Drucker Prager'ın kriterini temel alan modifiye edilmiş birleşik olmayan plastik potansiyel fonksiyonunu kullanmasıdır [35].

1.2 Tezin Amacı

Bu tez çalışmasında,

- Deprem sırasında oluşan sıvılaşma davranışını modellemede UBC3D-PLM'nin uygulanabilirliğinin değerlendirilmesi
- Arazideki test sonuçlarına göre UBC3D-PLM için uygun korelasyonlar ile belirlenen malzeme parametrelerinin sonuçlara etkisini göstermek
- Elde edilen sonuçları etkileyecek kritik parametrelerin duyarlılığı ve probleme etkisini belirlemek
- Diğer yapılan nümerik çalışmalarla, kayıtlarla, test sonuçlarıyla elde edilen sonuçları karşılaştırmak
- Sıvılaşabilir zeminlerde sıklıkla uygulanan yüksek mukavemetli jet grout kolonların zemin iyileştirmedeki etkisini araştırmak
- Tartışılan geoteknik problemler için UBC3D-PLM modelinin sınırlarının ve potansiyelini belirlemek amaçlanmıştır.

Bu kapsamda bu tezde yapılan çalışmalarda ikinci bölümde sıvılaşma ile ilgili genel bilgiler verilmiş olup sıvılaşma sonucu oluşabilecek hasarlar, sıvılaşmayı etkileyen

faktörler, sıvılaşma analizinde yararlanılan model deneylerine değinilmiştir. Ayrıca sıvılaşma analizlerinden sismik analizler için avantajlı bünye modelleri ve günümüzde kullanılan nümerik analiz programlarından bahsedilmiştir. Üçüncü bölümde ise UBC3D-PLM model tanıtılmış olup modelin özellikleri ve $SPT(N_1)_{60}$ korelasyonları verilmiştir. Ayrıca bu bölümde sıvılaşmayan diğer tabakalar için dinamik analizlerde kullanılan diğer bünye modelleri hakkında bilgi verilmiştir. Dördüncü bölümde, nümerik modelleme çalışmaları yapılmış parametrelerin etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla Velacs-1 nolu model sonuçları ve eğimli sentrifüj model nümerik olarak modellenerek oluşan boşluk suyu basınçları kıyaslanmıştır. Beşinci bölümde Wildlife arazisi modellenerek bu arazide deprem öncesi yerleştirilmiş boşluksuyu basıncı ölçerlere ait ölçüm sonuçları ve ivmeölçer sonuçları nümerik analiz sonuçlarıyla kıyaslanmıştır. Arazi ölçümlerinde boşluksuyu basıncındaki gecikmenin nedeni araştırılmıştır. Farklı sıklıklardaki zeminler için analizler yapılmıştır. Deprem girdi datası %20, %40, %60 azaltılarak analiz sonuçlarına etkisi araştırılmıştır. Altıncı bölümde Carrefoursa arazisi UBC3D-PLM model kullanılarak modelleme yapılarak sıvılaşma sırasında oluşan boşluksuyu basınç artışları hesaplanmıştır. Buna ek olarak, yine bu model kullanılarak yüksek modüllü jet grout kolonlarının zemin iyileştirme üzerindeki etkisi, zemine ve jet grout kolonlarına gelen kayma değeri yardımıyla S_R (tekrarlı gerilme azaltma oranı) değerinin derinlikle değişimi hesaplanmıştır.

Bu tez çalışmasıyla, PLAXIS UBC-3D PLM sıvılaşma modelinin sıvılaşma öngörmedeki kullanılabilirliği saha ve laboratuvar verileriyle belirlenmeye çalışılmıştır.

1.3 Hipotez

Plaxis UBCSAND sıvılaşma bünye modeli kullanılarak elde edilen boşluksuyu basınçları, ivme ölçüm sonuçları ve deplasman ölçümleri ile model deneyleri ve arazi ölçüm sonuçları kıyaslandığında uyumlu sonuçlar elde edilebilir. Buna ek olarak, sıvılaşabilir zeminlerde sıklıkla uygulanan yüksek mukavemetli jet grout kolonların kullanılarak sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı arttırılabilir.

SIVILAŞMA İLE İLGİLİ GENEL BİLGİLER

2.1 Tanımlar ve Genel Kavramlar

Sıvılaşma, artık boşluk suyu basıncının tekrarlı veya statik yükler altında sürekli olarak artması ve bir noktadan sonra sabit bir değerde korunması ile efektif çevre basıncının çok küçük bir değere düşmesi sonucu zemin kayma mukavemetinin kaybolması ve çok büyük şekil değiştirmeler ve akmaların meydana geldiği bir durumdur [36].

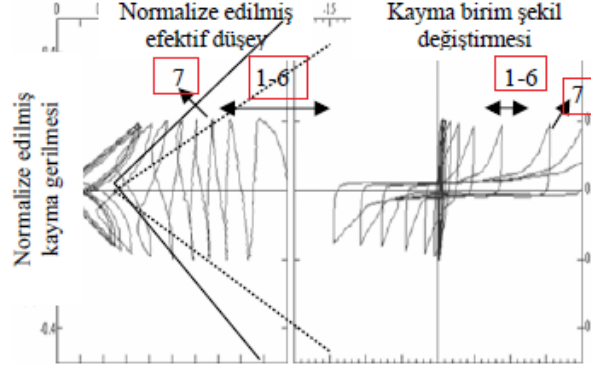
Neden olduğu hasar tipleri göz önüne alındığında iki çeşit sıvılaşmadan bahsedilebilir. Bunlar, akma türü sıvılaşma (flow liquefaction) ve çevrimsel oynaklık (cyclic mobility) davranışdır. Gevşek malzemelerde yumuşama ile birlikte kayma mukavemeti kaybı ortaya çıkarken bunun sonucunda büyük kayma şekli değiştirmeleri hatta akma göçmesi ve akma sıvılaşması meydana gelmesi sınırlı olmaktadır. Orta sıkı malzemelerde ise sıvılaşma geçici yumuşamaya ve artan çevrimli kayma şekil değiştirmelerine yol açmakla birlikte, genleşme eğilimi mukavemet kaybını ve büyük şekil değiştirmeler meydana gelmesini sınırlamaktadır. Bu tür zeminlerde çevrimsel oynaklık veya çevrimsel sıvılaşma durumu ortaya çıkabilmektedir [3]. Zeminin sıklığı, başlangıç efektif gerilme durumu (başlangıçtaki ortalama efektif gerilmeler ve statik kayma gerilmeleri), rezidüel kayma dayanımı, kuvvetli yer hareketinin genliği, frekansı ve süresi akma sıvılaşması ve çevrimsel hareketlilik davranışlarına bağlı deformasyonların meydana gelmesinde büyük rol oynamaktadırlar. Bu noktada özellikle statik kayma gerilmelerinin etkisi önemlidir [37].

Akma sıvılaşması, sıvılaşmış zeminin kayma mukavemetinin zemin kütlesinin statik dengesi için gereken kayma direncinden daha az olması durumunda meydana gelmektedir. Bu durumda statik kayma gerilmeleri altında zeminde büyük şekil değiştirmeler oluşmakta ve akma göçmesi meydana gelmektedir. Akma sıvılaşması çok hızlı olarak ortaya çıkmakta ve sıvılaşan zemin çok büyük yer değiştirmeler göstermektedir [3]. Sıvılaşma şevlerin yanal hareketine neden olduğu gibi akma kaymaları da oluşturabilir [38]. Geçmiş büyük depremlerde, akma sıvılaşması örneklerine özellikle toprak dolgu barajlarda çok fazla rastlanmıştır, Çünkü sıvılaşmaya bağlı deformasyonların analizi ile ilgili yöntemlerin geliştirilmesi, ilk olarak akma sıvılaşması şeklindeki deformasyon şeklinin incelenmesi ile başlamıştır [39]. Sıvılaşma, eğimli bir zemin kütlesi içinde veya altında meydana gelirse, tüm kütle akma kayması olarak adlandırılan bir olay içinde akacak veya yanal olarak desteksiz bir kenara ötelenecektir. Böyle kaymalar, deprem anında gevşek, suya doygun malzemelerde gelişmektedir. Şili’de(1960), Alaska’da (1964) ve Niigata’da (1964) bu tür kaymaların olduğu rapor edilmiştir [40].

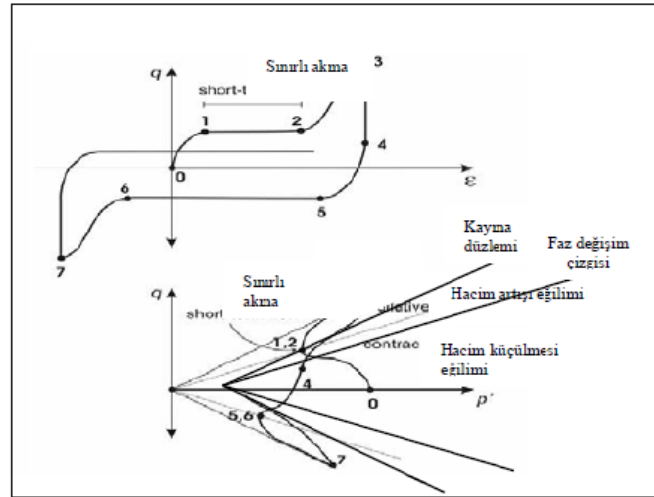
Çevrimsel hareketlilik kavramı, büyük ölçekte yanal akmayı (yayılma) tanımlamak için kullanılır. Zemin, hafif eğimli veya düz olduğundan, statik kaydırma kuvvetleri kayma yüzeyi boyunca zeminin direncini aşmaz ve böylece zemin bir akma kaymasına maruz kalmaz. Onun yerine, kaydırıcı kuvvetler, depremin yalnızca şev aşağı yönde net ataletsel kuvvetler veren bölümlerinde direnen kuvvetleri aşar. Şevin eğim yönünde net ataletsel bileşeninin herbir çevrimi, kayma direncinin aşılmasına neden olur [41]. Çevrimsel hareketlilik mühendislik yapıları bakımından kabul edilemeyecek kadar büyük, kalıcı deformasyonlar üreten sıvılaşma olayıdır. Zeminin statik dengesi için gerekli kayma gerilmelerinin, sıvılaşmış zeminin dayanımından (rezidüel dayanım) küçük olduğu durumlarda oluşur. Çevrimsel hareketlilik, genellikle orta sıkı ve sıkı kumlarda yaygın olarak görülmesine rağmen gevşek kumlarda da meydana gelmektedir.

- Başlangıç efektif gerilme durumu altındaki suya doygun kum zemin ortamı dinamik yüklemelere maruz kaldığında hacim azalması eğilimi göstermesi sonucunda boşluk suyu basıncında artış ve ortalama efektif gerilmelerde de azalmalar meydana

gelmektedir. Bu aşamada efektif gerilme izi faz dönüşüm çizgisinin altında olup, kayma deformasyonları henüz çok yüksek seviyelerde değildir (Şekil 2.1’ de efektif gerilme izinde 7. çevrime kadar olan kısım).



Şekil 2. 1 Dr=% 43 sıklığındaki Monterey kumu üzerinde yapılmış bir tekrarlı üç eksenli basınç deneyi [42]



Şekil 2. 2 Tekrarlı yükler altındaki bir zeminin gerilme izi ve faz transformasyon çizgisinden geçişi sırasındaki gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi [43]

-Ortalama efektif gerilmelerin çok düşük seviyelere indiği belli bir çevrim sayısından sonra (Şekil 2.1 ’de 7.çevrimden sonra) zeminin kayma deformasyonlarında hızlı bir artışla birlikte kayma dayanımı ve rijitliğinde de azalmalar meydana gelmektedir. Bu durumda kum zeminin sıvılaştığını söylemek mümkündür. Literatüre göre boşluk suyu basıncı oranının ($r_u = \Delta u / \sigma'_{vo}$) 0,7-1 değerlerine veya kayma deformasyonunun yaklaşık olarak 3% değerlerine ulaştığı zaman sıvılaşmanın başlayabileceği kabulü yapılabilmektedir [37], [44].

Sıvılaşma meydana geldikten sonra, sıvılaşma sonrası (post-liquefaction) davranış hakim olmaya başlamaktadır. Bu aşamada boşluk suyu basıncı oranı yaklaşık olarak 1 değerinde olup, efektif gerilme izi faz transformasyon çizgisine çok yaklaşmıştır. Dinamik yüklemenin ilerleyen safhalarında efektif gerilme izi, yükleme sırasında faz dönüşüm çizgisinin üzerine çıkmakta ve hacim artması eğilimine bağlı boşluk suyu basıncı azalmaları ve kayma dayanımı ve rijitlik artışları gözlemlenmektedir (Şekil 2.2, 2-3).

Boşaltma sırasında Şekil 2.2’de 3-4, 4-5 noktalarında ise, faz dönüşüm çizgisinin altına inerek, hacim azalması eğilimine bağlı boşluk suyu basıncı artışları ve kayma dayanımı ve rijitlik azalmaları gözlemlenmektedir [42]. Efektif gerilme izinin faz dönüşüm çizgisinden geçişleri sırasında Şekil 2.2’de 1-2, 5-6 noktalarında sabit kayma gerilmeleri ve ortalama efektif gerilmeler altında yüksek kayma deformasyonları meydana gelmektedir. Çevrimsel hareketliliğe bağlı kayma deformasyonları dinamik yükleme süresince birikmeye devam etmekte ve dinamik yükleme sonunda oldukça yüksek değerlere (>10%) ulaşmaktadır. Çevrimsel hareketlilik davranışının temsil edilmesi amacı ile üretilen malzeme bünye modellerinde, davranışın sayısal modelleme açısından en çok problem yaratan bölümü, efektif gerilme izinin göçme çizgisine çok yaklaştığı, sıvılaşma sonrası davranışı temsil eden kısımdır ve davranışın bu kısmını iyileştirmeye yönelik çalışmalar halen devam etmektedir [45], [46], [47]. Çevrimsel hareketlilik nedeniyle oluşan deformasyonlar, deprem sarsıntıları süresince artarak devam eder. Yanal akma olarak adlandırılan bu olay deprem esnasında sıvılaşan hafif eğimli hatta düz zemin yüzeylerinde sık sık birbirine yakın su yolları oluşturur. Zemin hafif eğimli veya düz olduğunda, statik kaydırma kuvvetleri kayma yüzeyi boyunca zeminin direncini aşmaz ve zemin bir akma kaymasına maruz kalmaz. Onun yerine, deprem etkinde oluşan kaydırıcı kuvvetler, kayma direncinin yerçekimi yönünde net atalet bileşenine bağlı kayma direncini aşar. Şevin eğim yönünde net ataletsel kuvvetlerin her bir devirin ilerleyen artan yanal hareketle sonuçlanan kayma yüzeyi boyunca kaydırıcı kuvvetlerin direnen kuvvetleri aşması sonucunda yapılaşmanın olduğu bölgelerde önemli hasarlara neden olabilir [41]. Çevrimsel hareketliliğin (cyclic mobility) özel bir durumu da, yatay yüzeyli zemin tabakalarının sıvılaşmasıdır. Yatay

yüzeyle zeminlerde, yanal deformasyonları engelleyecek statik kayma gerilmelerinin bulunmayışı, dinamik kuvvetlere maruz kalan zeminlerde yer salınımı olarak bilinen büyük, düzensiz hareketler oluşmasına neden olur. Yer salınımı sonucunda ise zeminde artık boşluk suyu basınçları artar. Bu salınım sonucu oluşan aşırı boşluk suyu basıncının sönmümlenme ihtiyacı, zemin içindeki suyun yukarı yönde hareket etmesine neden olur. Eğer boşluk suyu yeteri kadar hızlı hareket ederse, zemindeki çatlaklar arasından yüzeyle kum taneleri taşınabilir. Bu kum taneleri kum tepelikleri veya kum kaynaması şeklinde birikir. Hidrolik denge için gerekli süreye bağılı olarak, deformasyonlar deprem sona erdikten sonrada görülebilmektedirler. Aşırı düşey oturmalar ve kum kaynaması oluşumu, yatay yüzeyle zemin tabakalarının sıvılaşmasının karakteristik belirtileridir.

Depremler sırasında zemin tabakalarında sıvılaşma oluşması, sonucunda zeminin rijitlik ve mukavemet özelliklerinin azalmasına bağılı olarak şekil değıştirmelerden dolayı, zemin üstündeki ve içindeki yapılarda, toprak dolgularda ve şevlerde birçok olumsuz etkilerin ortaya çıkmasına neden olabilmektedir. Sıvılaşmanın, mühendislik yapıları açısından en olumsuz etkileri zeminde mukavemet ve rijitlik kaybı ile aşırı şekil değıştirmeler ve yerdeğıştirmeler sonucunda, temellerin taşıma gücü kaybı ve aşırı oturmalarıdır. Bunun yanı sıra sıvılaşmanın yol açtığı yanal akma, akma göçmesi ve şev göçmeleri, zemin yapıları ve istinat yapılarında hasarlar, kazıklar üzerinde ek yüklemeler ve yanal destek azalması, gömülü yapılar üzerinde basınçlar ve kaldırma etkisi olduğu ifade edilebilir. Bu etkilerin birçoğunun henüz tasarım için gerekli doğrulukta ve güvenilirlikte tanımlanabildiğini söylemek zordur.

2.2 Sıvılaşmayı Etkileyen Faktörler

Arazide sıvılaşmayı kontrol eden ana faktörler depremin büyüklüğü ve süresi, yeraltı su seviyesi, zemin tipi ve rölatif sıkılığı, dane boyu gradasyonu, dane şekli, yerleştirme ve çökelme ortamı, drenaj şartları, çevre basınçları, tarihsel ortam ve üzerindeki yapısal yüklerdir [41]. Sıvılaşmaya en duyarlı saha koşulları dış merkeze veya büyük bir depremin fay yırtılma yerine yakın, yeraltı su seviyesinin yer yüzeyine yakın olduğu alanlardır. Saha olarak sıvılaşmaya en duyarlı zemin türü ise çok gevşek veya gevşek halde, zemin taneleri arasında çimentolaşma olmayan, evvelce ön yükleme ve

sıvılaşmaya maruz kalmamış, yakın zamanda çökelmiş, üniform gradasyonlu ve taneleri yuvarlak kumlardan oluşan zeminlerdir [41].

2.2.1 Zemin Tipi, İnce Dane Oranı ve Plastisite

Laboratuvarda Lee ve Seed [48]'de; Chang vd. [49]'da; Koester [50]'de ve arazide Mogami ve Kubo [51]'de, Robertson ve Campanella [52]'de, Holzer vd. [53]'te yapılan çalışmalarda hem kum hem de kum içeren zeminlerin sıvılaşabilir olduğu görülmüştür. Ayrıca, plastik olmayan siltlerin de sıvılaşabilir olduğu rapor edilmiştir [54], [55], [56]. Plastik olmayan ince tane oranının sıvılaşma üzerine etkisi konusunda bilimsel literatürde tam bir uzlaşma sağlanamamıştır [57]. Tokimatsu ve Yoshimi (1983) tarafından dünya çapında meydana gelen 17 depreme ilişkin çalışmalarında sıvılaşma olayı görülen zeminlerin %50'sinde ince tane oranının %5'ten daha az olduğunu bildirilmiştir [58].

Yapılan araştırmalarda ince taneli bileşenin plastisitesi ve miktarının kumlu zeminlerde sıvılaşma mukavemeti üzerine etkisi konusunda tam bir mutabakat sağlanmıştır. İnce daneli materyalin siltli ya da killi olması, daha da önemlisi plastik veya plastik olmayan özellik göstermesi durumunda zemin çevrimsel mukavemetinde tutarlı farklılıklar olduğu gerçeği birçok araştırmacı tarafından kabul görmüştür [57]. Bu konuda yapılan çalışmaların büyük çoğunluğunda zeminde plastik ince dane olması durumunda zeminin sıvılaşma mukavemetinin arttığı bildirilmektedir.

Killi zeminler sıvılaşmış zeminlerde olduğu gibi gerilme-yumuşama (strain-softening) davranışı göstermekle birlikte, kumlu zeminlerin sıvılaşmasında olduğu gibi bir sıvılaşma davranışı göstermezler [2]. Bu nedenle kil içeriğinin artması kohezyonsuz zeminlerde sıvılaşma tehlikesini azaltan bir etkidir. Bu içeriğin ne şekilde etkili olacağına ilişkin kriterler çeşitli araştırmacılar tarafından literatürde sunulmuştur. Düşük plastisiteli, ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirliği için yaygın olarak başvuru olan yöntem modifiye edilmiş Çin kriterleridir [59]. Bu kritere göre 0,005mm den daha küçük çaplı danelerin oranı ince dane oranının %15 den az olan zeminler için

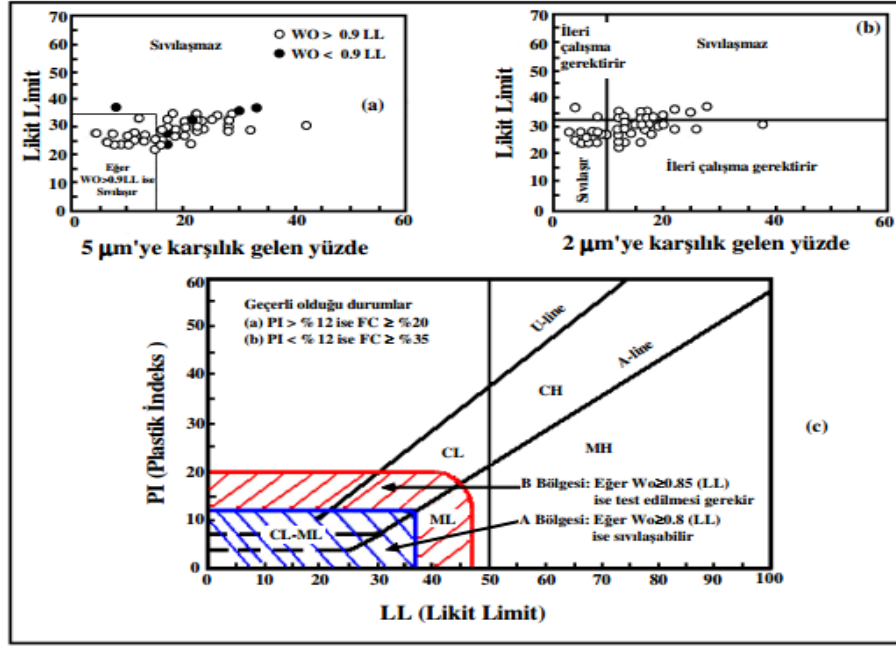
- Likit limit değeri %35 'ten küçük

- Ortamdaki su muhtevası likit limitin %90 ına eşit veya daha büyükse sıvılaşma potansiyeli oluşmaktadır. Adrew ve Martin [60]'da bu kriteri 0,002 mm'lik kil çapı için yeniden düzenlenmiştir. Buna göre, içerisinde kil oranı (0,002mm'den küçük dane oranı) yaklaşık olarak %10'dan az olan ve likit limit değeri %32'den küçük olan zeminler potansiyel olarak sıvılaşabilecek zeminler olarak kabul edilmektedir (Çizelge 2.1).

Çizelge 2. 1 Plastik olmayan ince daneli zeminlerin sıvılaşma kriteri [60]

	Likit Limit < %32	Likit Limit > %32
Kil içeriği <%10	Sıvılaşma olur	Daha fazla araştırma gerekli
Kil içeriği >%10	Daha fazla araştırma gerekli	Sıvılaşma olmaz

Bu sıvılaşma kriterleri tüm zemin türlerinin sıvılaşma davranışlarının belirlenmesi için yeterli değildir. Örneğin, Bray vd. [61]'de, Kocaeli 1999 depremi sonrası Adapazarı'nda yapılan bir çalışmada Çin kriterlerince sıvılaşmayacağı düşünülen zeminlerin de sıvılaşabileceği ortaya konmuştur. Çin kriterlerine göre ince daneli zeminlerde ($FC > 35$) sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için likit limit, $LL < 35$ ve $W_0/LL > 0,9$ olması gerekmektedir. Şekil 2.3 (a) ve (b) Kocaeli depremi sonucunda Adapazarı'ndan elde edilen deney sonuçlarını göstermekte olup, açıkça görüldüğü üzere sıvılaşmış zeminlerin bir kısmı hem Çin kriterlerine hem de Andrews ve Martin (2000)'e göre sıvılaşmayacağı düşünülen kısımda yer almaktadır. Bu verilere dayalı olarak Seed vd. [62]'de ince taneli zeminlerin sıvılaşma performansının belirlenmesine yönelik olarak Şekil 2.3 (c)'de verilen yeni ilişkileri tanımlamışlardır.



Şekil 2. 3 Kocaeli 1999 depremi sonucunda Adapazarı'nda Plastik olmayan ince daneli zeminlerin sıvılaşabilirliği [61]. (a) Çin kriterleri [59];(b) Andrews ve Martin kriteri [60]; (c) (Seed vd. 2003 kriteri [62].

2.2.1 Zeminin Rölatif Sıklığı, D_r

Relatif sıklık, kohezyonsuz zeminlerin tekrarlı yükler altında davranışlarını belirleyen en önemli faktörlerden biridir [63]. 1964 Niigata depreminde relatif sıklığı %75'in üzerinde olan zeminlerde sıvılaşma olmadığını bildirmiştir. Benzer şekilde Wang ve Law [64]'te sıvılaşma oluşabilecek relatif sıklık değerinin %75'ten daha küçük olduğunu bildirmektedir. Başlangıç relatif sıklık değeri arttıkça titreşim sırasında oturma ve boşluk suyu basıncının azaldığı bilinmektedir. Buna göre yer ivmesi, relatif sıklık ve sıvılaşma potansiyeli arasındaki ilişkiler Çizelge 2.2'de verilmiştir.

Çizelge 2. 2 Yer ivmesi ve relatif sıklığa bağlı olarak sıvılaşma potansiyeli [65]

Maksimum Yer İvmesi, a_{max} (g)	Sıvılaşma Riski		
	Yüksek	Orta	Düşük
0.10	$D_r < 0.33$	$0.33 < D_r < 0.54$	$D_r > 0.54$
0.15	$D_r < 0.48$	$0.48 < D_r < 0.73$	$D_r > 0.73$
0.20	$D_r < 0.60$	$0.60 < D_r < 0.85$	$D_r > 0.85$
0.25	$D_r < 0.70$	$0.70 < D_r < 0.92$	$D_r > 0.92$

2.2.3 Yeraltı Su Seviyesi ve Drenaj Şartları

Sıvılaşma için en elverişli koşullar yeraltı su seviyesi yüzeye yakın olduğu zaman ortaya çıkmaktadır. Yeraltı seviyesi üzerinde yer alan ve suya doymun olmayan zeminlerin sıvılaşması söz konusu değildir. Mevcut yeraltı su seviyesi üzerinde bulunan zeminler, hidrolojik rejimde oluşabilecek muhtemel değişimler de yüksek olasılıkla bu kısımda doymunluk oluşmayacağı gösteriyorsa, genellikle sıvılaşma potansiyeli için dikkate alınmaz [41]. Yeraltı su seviyesinin zaman içinde alçalıp yükseldiği yerlerde, sıvılaşma paralel olarak düşer ve artar. Diğer bilgi kaynakları su seviyesinde daha yüksek veya düşük bir seviyeyi işaret etmediği sürece, sıvılaşma analizinde geçmişte kaydedilmiş en yüksek yeraltı su seviyesi kullanılmalıdır [41].

Tabakalı zeminlerde sıvılaşma ve drenaj durumunu incelemek amacı ile Brennan ve Madabhushi tarafından laboratuvarında bir seri sentrifüj deneyi gerçekleştirilmiştir [66]. Model deneylerde üniform ve silt ara katmanlı kum tabakalarına yerleştirilmiş düşey drenlerin sıvılaşma sırasındaki davranışı incelenmiştir. İnce daneli silt tabakası bulunmasının etkisini incelemek için gevşek bir kum tabakası üzerinde ve iki kum tabakası arasında silt tabakası olması durumları iki farklı model kullanılarak test edilmiştir. Düşey drenler ise büyük çaplı tek bir dren ve küçük çaplı dren grubu olmak üzere iki farklı şekilde oluşturulmuştur. Her iki modelde maksimum ivmesi 11g yani prototip ölçekte 0.22g'e karşılık gelen bir sarsıntı uygulanmıştır. İnce daneli olan silt tabakasının kullanıldığı tabakalı kum deneylerinde suya doymun kum tabakası ile ince daneli zemin arasında su filmi oluştuğu gözlemlenmiştir. Düşey drenlerin yüzeyde ince daneli bir zemin tabakası bulunması ya da bulunmaması durumlarında benzer boşluk suyu basıncı davranışı sergilediği görülmüştür. Bunun nedeni ise üstteki silt tabakasının oldukça düşük bir gerilme aktarması olarak açıklanmıştır. Deneyler sırasında kum kaynamalarının zemin yüzeyindeki dağılımı da özellikle incelenmiştir. Drenlerden uzaklaştıkça kum kaynamalarının göreceli olarak daha yoğun olduğu ve düşey drenlerin kum kaynamalarını önlemede etkin bir yöntem olduğu görülmüştür. Ayrıca, düşey drenler civarında su filmi oluşumunun önemli derecede engellendiği de gözlemlenmiştir. Fakat bu olumlu katkının drenlerin üst kısmının yeterli drenajı olmaması durumunda azaldığı ve geçirimsizliği düşük olan tabakanın altına ulaşmayan

bir düşey drenin su filmi oluşumunu engellemediği görülmüştür. Gerçekleştirilen model deneylerden elde edilen sonuçlardan yola çıkarak araştırmacılar su filmi oluşumundan kaynaklanabilecek büyük şev kaymalarının düşey drenler kullanılarak azaltılabileceği yönünde bir öneride bulunmuşlardır [28], [66].

Sıvılaşmaya neden olan etken, suyun drene olamaması nedeniyle boşluk suyu basıncında oluşan artışların, efektif gerilmeyi azaltmasıdır. Bu nedenle eğer sıvılaşma riski olan tabakanın üzerinde daha az geçirimli bir tabaka varsa bu durum sıvılaşma riski taşıyan tabakada oluşacak boşluk suyu basıncı artışının sönümlenmesi için gerekli olan drenaj süresini uzatacağından tabaka için deprem sırası ve sonrasında sıvılaşma tehlikesi daha fazla olacaktır [4].

2.2.4 Çevre Basınçları

Çevre basınçları ne kadar büyükse zeminin sıvılaşmaya duyarlılığı o kadar azdır. Daha yüksek çevre basıncı oluşturan koşullar; daha derin bir yer altı su seviyesi, zemin yüzeyinden aşağıda daha derine yerleştirilmiş zemin ve zemin yüzeyine uygulanmış sürşarj yükleridir [41]. Sıvılaşma oluşumu efektif düşey gerilme tarafından kontrol edilmektedir. Günümüze kadar meydana gelen sıvılaşma olayları incelendiğinde 15 m'yi aşan derinliklerde rapor edilmiş bir sıvılaşma olayı gerçekleşmemiştir [67]. Bu durum, bu derinlikte meydana gelen sıvılaşma olayı etkilerinin yüzeye ulaşmadığını ya da belirli bir derinliğin altında sıvılaşma meydana gelmediğini göstermektedir. Daha derinlerde yer alan zeminler genellikle yüksek çevre basınçları altında sıvılaşmaz [41]. Ancak baraj gibi kritik yapılarda bazı durumlarda 15m'den daha derin zeminler için sıvılaşma analizi yapmak gerekebilir. Diğer taraftan, sıvılaşma olayının gözlemlendiği çoğu bölgelerde yer altı su seviyesi derinliği 3 m'den daha az olup, sadece birkaç olayda 3-4 m arasında değişmektedir. Yer altı su seviyesinin derinliği 5 m'nin üzerinde olduğu bölgelerde sıvılaşma olayı gözlenmemiştir [64].

2.3 Sıvılaşma Analizlerinde Yararlanılan Geoteknik Sentrifüj Model Deneyleri

Model deneylerinde diğer deneylerden farklı olarak genellikle belirli bir problemin sınır koşullarını, birebir ölçekteki prototip yapının küçük ölçeklisini tekrarlı yüklemeye maruz

bırakarak modellemeye çalışılır. Yerçekim ivmelerini arttırılmış olarak modelleme fikri 1869'da Philips tarafından ilk olarak önerilmiştir [68]. Daha sonra Amerika' da 1931 yılında, Sovyetler Birliğinde 1936'da Pokrorsky ve Fedorov [69]'da bu fikrin uygulanması için ilk çalışmaları başlatmıştır. Pokrorsky ve Fedorov tarafından sentrifüj üzerinde zemin hareketini oluşturmak için birçok model denemiştir. Bu çalışmalarda ise sentrifüj üzerinde ilk sismik modelleme deneyleri yapılmış uçarak salınımına izin verilen kutu içinde özel bir askı sistemi oluşturularak yapılmıştır. Bu çalışmalarda kuru kum ve kilden oluşan 12m yüksekliğinde eğimli arazinin stabilitesi 1/54 ölçeğinde 1 Hz frekans uygulanarak modellenmiştir. Daha sonra ise 1980 yılında Andrew N. Schofield modern sentrifüjün gelişmesini sağlamıştır [70].

Model deneylerinde diğer deneylerden farklı olarak genellikle belirli bir problemin sınır koşullarını, birebir ölçekteki prototip yapının küçük ölçeklisini tekrarlı yüklemeye maruz bırakarak taklit etmeye çalışılır. Temel prensip prototip ve modelde aynı geometrik noktalarda gerilmelerin aynı olmasıdır. Model uygun döner bir aparata konulduğunda eğer model ve prototip aynı malzemeden yapılmışsa model ve prototipteki birim deformasyonlar aynı olacaktır. Diğer bir ifadeyle eğer 1/N ölçekli prototip model sentrifüjde Ng ivmesi ile ivmelendirilirse, modelin davranışı prototipin davranışıyla benzer olduğu düşünülebilir. Bu ise zemin-yapı etkileşimi, depremin yol açtığı sıvılaşma gibi karmaşık problemlerin çözümü için hassas datalar elde etmemizi sağlamaktadır.

Sentrifüj deneyinin doğruluğu için aşağıdaki üç kabul tatmin edici olmalıdır. Bunlar,

- 1) Model prototip ölçeğinde doğrulanmalıdır.
- 2) 1/N ölçekli modele Ng arazi yerçekimi etkirse prototip 1g ivmelenmiş gibi davranır.
- 3) Sentrifüj arazideki ideal çekimi üretmelidir.

Sentrifüj modelde elde edilen sonuçlar arazi verileri, nümerik analizlerle kıyaslanarak bir tasarım problemi için uygun sonuçlara ulaşmak amaçlanmaktadır.

Senrifüj model eğer 1 m derinlikte model zeminle doldurulup ve sentrifüje yüklenip 50g ile ivmelendirilirse basınç ve gerilmeler 50'nin çarpanı olarak arttırılır. Bundan dolayı modelin tabanındaki düşey gerilmeler modelin tabanındaki yeryüzünde zemin yüzeyinden 50m derinlikteki düşey gerilmelere eşittir. Yine farklı bir sentrifüj deneyi

için 340mm tabaka kalınlığı (17m ye uyan prototip ölçeğinde) yine 1,54Hz (gerçek frekansı 77 Hz olan prototip ölçeği) 50g ile ivmelenmiş sentrifüj model için örnek verilebilir

Prototip ve model uzunlukları L_{prototip} ve L_{model} olarak ifade edilirse

$$L^* = \frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{N} \quad (2.1)$$

olarak belirtilir. N burada ölçek faktörüdür. Bu faktör birim ağırlık, hız, ivme için de oluşturulabilir.

$$a^* = g^* = \frac{a_{\text{model}}}{a_{\text{prototip}}} = N \quad (2.2)$$

$$p^* = \frac{p_{\text{model}}}{p_{\text{prototip}}} = 1 \quad (2.3)$$

$$\sigma^* = \frac{F}{L^2} \quad (2.4)$$

$$\sigma^* = \frac{m.a}{L^2} = \frac{p^*.L^3.a^*}{L^2} = p^*.L^*.a^* \quad (2.5)$$

$$\sigma^* = p^*.L^*.a^* \quad (2.6)$$

$$\sigma^x = 1.\frac{1}{N}.N = 1 \quad (2.7)$$

Burada a ivme, g yerçekimi, p yoğunluk, σ ise gerilme olarak ifade edilmektedir. Yukarıdaki ilişkiler ölçeklendirme kuralı Garnier vd. [71]'den alınan denklemlerde ifade edilebildiği gibi eğer aynı yoğunluktaki aynı zemin kullanılarak ölçek modelde azalma inşa edersek N faktörü tarafından boyda bir azalma aynı zamanda aynı faktör olan N tarafından ivmede artış meydana getirilerek prototipte oluşacakla aynı gerilmeler modelde sağlanmış olur. Birçok diğer nicelik için ölçek faktörü yukarıdaki ilişkilerden türetilebilir. 20 saniyelik prototip deprem hareketi 50g lik dönme ile 20/50 veya 0,4 saniye sürede sentrifüj modelde oluşturulur. Çizelge 2.3 'te sentrifüj modeli için ölçek faktörleri özetlenmiştir.

Çizelge 2. 3 Sentrifüj model için ölçek faktörleri [72]

		Sembol	Ölçek Faktörü (Model/Prototip)
Tüm Olaylar	Uzunluk	L	1/N
	Yerdeğiştirme	u	1/N
	Hacim	v	1/N ³
	Kütle	m	1/N ³
	Yoğunluk	p	1
	Yerçekimi	g	N
	Kuvvet	F	1/N ²
	Gerilme	σ	1
	Elastisite Modülü	E	1
Dinamik Olaylar	İvme	a	N
	Dinamik Zaman	t _{dyn}	1/N
	Hız	v	1
	Frekans	F	N
Difüzyon Olayları	Zaman	t	1/N ²
	Birim Deformasyon	γ	N ²

Şiddetli depremler nadir görülür fakat yıkıcı etkileri oluşturabilmektedir. Yıkıcı etkilerin ve sıvılaşma potansiyeline sahip zeminlerde boşluk suyu basıncı artışlarının değerlendirilmesi zeminin davranışını kavramak için önemlidir. Geçmiş depremlerdeki arazi araştırmalarıyla bu tür deprem etkilerinin araştırılması için gerekli dataları elde edilmesi işi zorlaştırmaktadır. Sentrifüj model deneyleri halkın güvenliği ve risk olmaksızın kritik yapılarda zemin sarsıntısının etkisinin araştırılması için değerli bir araçtır. Sentrifüj testler bilgisayar modelleri veya tasarım prosedürlerini doğrulamak için deneysel dataları elde etmede kullanılır. Son 20 yıldır bilgisayarlardaki hızlı gelişmeler mühendislik analizlerinde devrim oluşturmuş ve birçok bilgisayar modeli deprem sırasında geoteknik yapıların davranışını tahmin etmek için geliştirilmiştir. Bilgisayar modelini güvenilir olarak kullanmadan önce modelin geçerliliği deneysel datalarla ispatlanmalıdır. Doğal depremlerden elde edilen tekrarlanamayan veriler bu amaç için yetersizdir. Model testler yardımıyla kontrollü şartlar altında deneyler laboratuvarlarda yapılarak ve bu sayede zeminin davranışı yüksek gerilmelere bağlı

olarak gözlemlenmesi gereklidir. Bu testler arazi davranışını daha gerçekçi sunarak taban hareketini konu alan sayısal yaklaşımların geçerliliği için bir veri tabanı sağlayabilir.

Dinamik etkiler sonucunda zemin davranışının incelenmesi amacıyla yapılan model deneyler genellikle sonlu sınırları olan kapalı kutularda gerçekleştirildiğinden dolayı deney sonuçlarını az ya da çok etkilemektedir. Sıvılaşma sonucu kumun davranışının modellenmesinde sınır koşullarının etkisinin de dikkate alınması gerekmektedir. Bu etkileri azaltabilmek için ve gerçekte arazide bulunan yarı sonsuz durumu modellemek için tasarlanan deney tankları da zaman içinde büyük değişim göstermiştir. Model deneylerinde kullanılan farklı sınır özelliklerine sahip tanklar rijit duvarlı tanklar, laminar model tankları, ESB (Equivalent Shear Beam) tipi tanklardır. Teymur [73]'te bu modelin tanklarının özellikleri ile bu tankların avantaj ve dezavantajlarını ayrıntılı ayrıntılı şekilde anlatmaktadır. Yaygın olarak günümüzde sentrifüj deneylerinde kullanılan laminar model tankları ve ESB tipi model deney tankları arazi sınır koşullarını temsil etmesi bakımından en çok tercih edilen tank tipleridir [74].

Sıvılaşma ve dinamik zemin davranışını inceleyen model deneylerde sınır etkilerinin ölçüm sonuçları üzerindeki etkileri Elgamal vd. [75]'te yapılan sentrifüj deneyleriyle rijit konteynerin etkisi değerlendirilmiştir. Bu çalışmalarda Adalier ve Sharp tarafından yapılan sentrifüj deneyleri kullanılmıştır [76], [77]. Bu çalışmada farklı sıklıktaki tabakalarda rijit ve esnek tank modellerinin oluşan deformasyonlara, ivme ve boşluksuyu basınçlarına etkisi incelenmiştir. Esnek konteyner dinamik etkiyi sadece tabanda uygularken rijit konteyner kullanılarak dinamik etki hem tabanda hem de yanal sınırlardan etkitilmektedir. Yapılan analizler sonucu aynı girdi datası altında esnek konteynerlerde daha az yanal ve düşey yerdeğiştirmeler oluşmuştur. Daha da fazlası esnek konteyner modellerde gevşek alt tabaka bulunduğunda sismik enerji büyük oranda sönmülmüştür. Esnek konteynerlerde yapılan model barajlarda daha az yerdeğiştirme ve ivmeler oluşmuştur. Sentrifüj modellerde arazi davranışını daha fazla temsil eden konteyner esnek (flexible) konteyner tipidir. Elde edilen sonuçlar rijit konteyner kullanılarak elde edilen sonuçların daha konservatif tarafta kaldığını

göstermiştir. Rijit konteyner kullanılarak elde edilen bu sonuçlarla gerçek arazi davranışından daha yüksek sınırlar göz önünde bulundurulabilmektedir.

2.4 Sıvılaşma Analizleri

Sıvılaşma potansiyeli yüksek bulunan bir zemin için olası bir deprem öngörüsü yapılarak sıvılaşma analizinin yapılması gerekmektedir. Zemin sıvılaşma hesaplarının ilk aşaması sıvılaşma olasılığının sayısal yöntemler kullanılarak belirlenmesidir. Sıvılaşma olasılığının belirlenmesinde kullanılan iki yöntem vardır. Bunlar örselenmemiş numunelerin laboratuvar ortamında test edilmesi ve arazi davranışları ile “indeks” test parametrelerine dayalı ampirik bağlantıların kullanıldığı yöntemlerdir.

Numune alımı ve numunenin arazideki gerilmelere bağlı olarak konsolidasyonu neticesinde oluşan örselenmeler sebebiyle laboratuvar testlerinin kullanılması oldukça zordur. Tekrarlı basit kayma ve üç eksenli dinamik testlerin her projede uygulanabilirliği kısıtlıdır. Mühendislik uygulamalarında arazi deneylerinin kullanımı oldukça yaygındır. sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde dört değişik arazi deney yöntemi kullanılmaktadır. Bu testler standart penetrasyon deneyleri (SPT), koni penetrasyon deneyleri (CPT), arazi kayma dalga hızının ölçülmesi (V_s) ve Becker penetrasyon deneyleridir.

2.4.1 Basitleştirilmiş Sıvılaşma Analizi

Depremi yol açtığı yer hareketinin etkisinin bir çevrimsel kayma gerilmesi oranı (CSR) kullanılarak göz önüne alındığı bu yöntemde Seed ve Idriss [78] ; Youd vd. [11]’de bu değerin sıvılaşma direncini tanımlamak için kullanılan çevrimsel kayma mukavemeti oranı (CRR) ile karşılaştırması sonucu sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı hesaplanmaktadır.

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} * MSF \quad (2.8)$$

Burada F_L güvenlik sayısıdır. $F_L < 1$ ise sıvılaşma riski vardır, $F_L > 1$ ise sıvılaşma riski yoktur. Yukarıdaki ifadede yer alan çevrimsel kayma oranı (CSR) aşağıdaki eşitlikle hesaplanabilir.

$$CSR = 0,65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (2.9)$$

Yukarıdaki ifade de yer alan σ_v toplam düşey gerilme, σ'_v efektif düşey gerilme, r_d gerilme azaltma katsayısı, z yüzeyden itibaren derinlik metre birimi ile ifade edilmektedir.

$$r_d: 1-0,00765z \quad (z \leq 9,15 \text{ m için}) \quad (2.10)$$

$$r_d: 1,174-0,0267z \quad (9,15 \leq z \leq 23 \text{ m için}) \quad (2.11)$$

Eğimli sahalarda veya ağır yapılar altındaki tabakalarda başlangıç (statik) kayma gerilmelerinin bulunması sıvılaşma olasılığını etkilemektedir. Seed (1983) tarafından [79] de başlangıç kayma gerilmeleri ve yüksek çevre basınçlarının etkisini dikkate almak için CSR oranı üzerinde aşağıdaki düzeltmenin yapılmasını önermiştir.

$$(CSR_{arazi})_{a,\sigma} = (CSR_{arazi})_{a=0,\sigma < 100 \text{ kPa}} K_a K_\sigma \quad (2.12)$$

K_a değerinin gevşek ve sık çökellerde 1'den küçük, sıkı zeminlerde 1'den büyük alınması önerilmektedir[80]. Idriss ve Boulanger (2006) tarafında K_σ düzeltme faktörü için aşağıdaki bağıntıyı önermişlerdir [81]. Burada σ'_{vo} düşey efektif gerilme, $N_{1,60}$ düzeltilmiş SPT darbe sayısı olmaktadır.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \quad (2.13)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55 \sqrt{N_{1,60}}} \quad (2.14)$$

Sıvılaşmaya Karşı Direnç Oranı (CRR), SPT deneyi verilerinden yararlanılarak hesaplanabilir. SPT N değerlerinde düzeltme yapmak gerekebilir.

$$N_{1,60} = N C_N C_R C_S C_B C_E \quad (2.15)$$

$$\frac{2,2}{1,2 \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)} \leq 1,7 \quad (2.16)$$

Burada N ölçülen SPT darbe sayısı, C_N efektif gerilmeye göre düzeltme faktörü, C_R , C_S , C_B ve C_E sırası ile tij boyuna göre, standart olmayan numune alıcı için, sondaj kuyusu

apına göre ve tokmak oranına göre düzeltme faktörleri olmaktadır. (P_a ise σ'_v birimleri cinsinden atm basıncıdır.) İnce dane oranına göre aşağıdaki gibi düzeltme yapılması önerilmektedir.

$$N_{1,60,cs} = a + \beta \cdot N_{1,60} \quad (2.17)$$

$$FC \leq \%5 \text{ için } \alpha = 0 \text{ ve } \beta = 1,0 \quad (2.18)$$

$$\%5 \leq FC \leq \%35 \text{ için } \alpha = \exp \left(1,76 - \frac{190}{(FC)^2} \right) \quad \beta = \left(0,99 + \left(\frac{FC}{1000} \right)^{1,5} \right) \quad (2.19)$$

$$FC \geq \%35 \text{ için } \alpha = 5,0 \text{ ve } \beta = 1,2 \quad (2.20)$$

$$CRR = \frac{1}{34 - N_{1,60}} + \frac{N_{1,60}}{135} + \frac{50}{10 N_{1,60}} - \frac{1}{200} \quad (2.21)$$

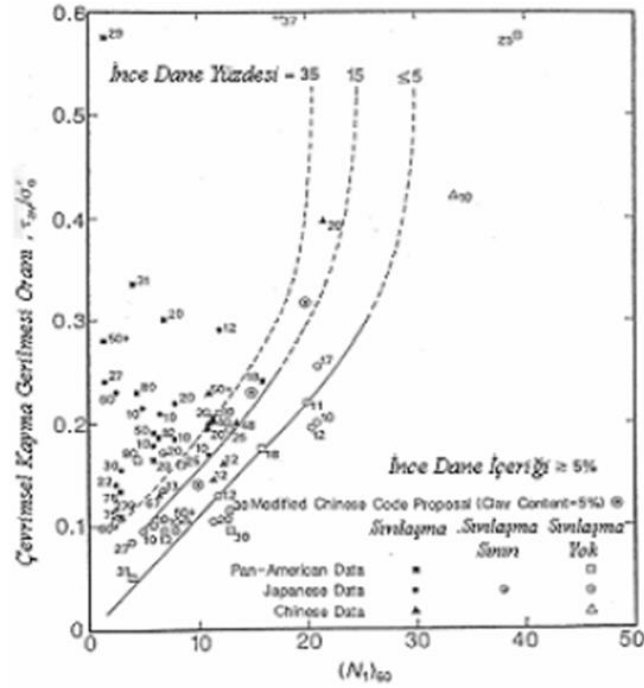
CRR hesabı için şekil 2.4' te verilen grafikten ince dane oranına bağlı ve Denklem 2.21 yardımıyla CRR değerleri hesaplanabilir ancak bu değerler $M=7,5$ büyüklüğünde depremler için geçerlidir. Eğer tasarım deprem büyüklüğü farklı ise, deprem büyüklüğü ölçeklendirme katsayısı (MSF) aşağıdaki gibi hesaplanarak sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı (FS) belirlenir.

$$MSF = 10^{2,24} / M_w^{2,56} \quad (2.22)$$

Sıvılaşma tehlikesi bulunan tabakalardaki güvenlik sayıları hesaplandıktan sonra yüzeyden 20 m derinliğe kadar Sıvılaşma Tehlikesi İndisi (PL) hesaplanarak bölgesel sıvılaşma tehlikesi değerlendirmesi yapılabilir.

$$PL = \int_0^{20} (1 - FS) w(z) dz \quad (2.23)$$

Burada $w(z)=10-0,5z$ (z: metre cinsinden yüzeyden derinlik) FS: z derinliğindeki güvenlik sayısı olmak üzere $PL \geq 15$ yüksek sıvılaşma olasılığını, $5 < PL < 15$ orta derece olasılığı ve $PL \leq 5$ düşük olasılığı gösterdiği kabul edilmektedir.



Şekil 2. 4 SPT-N değeri verisi yararlanarak CRR değerinin bulunması [11]

2.4.2 Olasılıksal Yöntemler

Basitleştirilmiş yöntem ile sıvılaşma analizi yaygın olarak kullanılmakla birlikte, son yıllarda benzer yaklaşımlar kullanılarak olasılıksal korelasyonlara dayalı bazı yöntemler geliştirilmiştir. Liao vd. [82]; Youd ve Noble [83]; Toprak vd. [84] ve Seed ve Idriss [78]'de önerilen çevrimli kayma direnci oranı (CRR) ile düzeltilmiş SPT-N değeri arasındaki deterministik ilişki farklı sıvılaşma olasılıkları için tanımlanmıştır. Bu yöntemlerde daha fazla arazi verisi dikkate alınmakla birlikte, yararlanılan regresyon yöntemine bağlı olarak belirsizlik yüzdesi artabilmektedir. Ayrıca bazı yöntemlerde örneğin ince dane oranı gibi bazı önemli faktörler dikkate alınmamaktadır. Seed vd. (2001) tarafından [85] de önerilen olasılıksal yöntem, geniş bir arazi veri tabanı içermesi, sahaya özgü yer hareketlerini etkileyen bazı faktörlerin göz önüne alınması ve yüksek mertebeli olasılıksal yöntemlerin kullanılması nedeni ile diğer yöntemlere göre bazı üstünlükler taşımaktadır. Çetin vd. tarafından [86] da verilen SPT tabanlı olasılıksal zemin sıvılaşması bağıntısının sunulduğu bir başka çalışmadır. Olasılıksal sismik tehlike analizleri ile zemin sıvılaşması değerlendirilmesi çalışmaları da yürütülmektedir [87].

2.4.3 Nümerik Analiz Yöntemleri

Çevrimli kayma gerilmeleri altında zemin davranışının nümerik analiz yöntemleri ile hesaplanabilmesi durumunda boşluk suyu basıncı artışları ve sıvılaşma olasılığı belirlenebilmekte, ayrıca sıvılaşmanın tetiklenmesinden sonraki davranış (rijitlik kaybı, yanal zemin hareketleri, oturmalar vb) modellenenbilmektedir. Bu amaçla geliştirilmiş analiz yöntemlerinde kullanılan bünye modellerinde, çevrimli kayma gerilmeleri altında oluşan hacim değişimleri, artık boşluk suyu basıncı ile yükleme çevrim sayısı ilişkisi ve deneysel gözlemler ışığında artık boşluksuyu basıncı-efektif gerilme izi-akma (göçme yüzeyi) arasındaki ilişkinin modellenmesi amaçlanmaktadır.

Seed vd. (1975) tarafından verilen artık boşluk suyu basıncı- yükleme çevrim sayısı arasındaki ilişkiyi kullanarak sıvılaşma davranışını açıklamaya yönelik bir yöntem geliştirmiştir [88]. Ishiara vd. (1976) tarafından verilen laboratuvar deneyleri gözlemleri ışığında artık boşluk suyu basıncı ve efektif gerilme izi arasında ilişkiyi modellemeye çalışırken [89], Yoshimi ve Tokimatsu (1978) tarafından çevrimli kayma gerilmeleri etkisinde oluşan hacim değişimleri ile yükleme çevrim sayısı arasındaki ilişkiyi modelleyen öncü çalışmalardan birini yapılmışlardır [90]. Nishi vd. (1986) tarafından [91] da verilen, Nishi ve Kanatani (1986) tarafından çok boyutlu zemin ortamlarında yüksek serbestlik dereceli sistemlerin dinamik davranışının analizi ve kum zeminlerde depremler sırasında oluşan oturmaların tahminine yönelik çalışmalar gerçekleştirilmiştir [92]. Bu çalışmalar, doğrusal olmayan (nonlinear) deformasyon davranışı tam olarak modellenememekle birlikte, basit ve pratik olması açısından oldukça yararlı yöntemler olarak literatürde yer almaktadırlar.

Yakın zamanlarda ise deneysel çalışmalar ile gerçekleştirilen bünye modellerinden yararlanılan nümerik yöntemlerde hızlı gelişmeler gözlenmiştir. Bu yöntemlerde zeminin depremler sırasındaki davranışı, efektif gerilme değişimlerine bağlı kayma gerilmesi ve kayma modülü değişimleri göz önüne alınarak modellendiği için, doğruya yakın bir şekilde tahmin edilebilmektedir.

Efektif gerilme izine dayalı bu tür bünye modellerinde boşluk suyu basıncının hesaplanabilmesi için önerilen yöntemler aşağıdaki gibidir.

- Doğrusal olmayan bir kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi ilişkisi ve artık boşluk suyu basıncı artışı veya hacimsel şekil değiştirmeler için deneysel gözlemlere dayalı bazı eşitlikler kullanan yöntemler

Bu yöntemlerde kayma gerilmesi - şekil değiştirme ilişkileri, efektif gerilmeye bağlı olarak hiperbolik eğrilerle ifade edilmektedir.

- Genleşme etkisini de içine alan elasto-plastik gerilme şekil değiştirme ilişkilerini kullanan yöntemler

İlk grupta yer alan yöntemlerde kayma gerilmesi-şekil değiştirme ilişkileri, efektif gerilmeye bağlı olarak hiperbolik eğrilerle veya Masing kuralını kullanan Ramberg-Osgood ilişkisinden yararlanan modeller ile ifade edilmektedir. Bu yöntemlerde artık boşluk suyu basıncı ve hacimsel şekil değiştirme, dinamik davranış analizlerinden belirlenen kayma gerilmesi-zaman, ya da kayma şekil değiştirmesi -zaman değişimlerinden yararlanılarak belirlenmektedir. Örneğin, (Martin vd. [88]),(Liou vd. [93]), (Finn vd. [94]) ve Ishiara ve Towhata (1990) tarafından [95] de yapılan çalışmalarda gerilme-şekil değiştirme davranışı ve kum zeminlerde sıvılaşma oluşumu bu yaklaşımdan faydalanılarak incelenmiştir. İkinci grup içerisinde Sato vd. [96]; Oka vd. [97],[98]'de; Hirarive, Satake (1985) tarafından [99] da önerilenler gibi bir boyutlu yöntemler yanında, Uchida ve Hasegawa [100]'de ve Ohtsuki vd. (1986) tarafından [101] de önerilen iki boyutlu yöntemler de bulunmaktadır.

2.4.4 Sismik Analizler İçin Avantajlı Çeşitli Bünye Modelleri ve Nümerik Programlar

Dolgu ve sıvılaşabilir malzemeler için kullanılabilecek üç adet malzeme bünye modeli vardır. Bu modeller elasto-plastik zemin davranışını temel alır. Bu nedenle bu modeller zemin malzemesi zemin iskeleti ve su olarak davranışını esas alarak sıvılaşma davranışını modeller. Bu nedenle, bu modellerde zemin ve su ayrı ayrı tanımlanır ve buna göre modellerde boşluk suyu basınçları hesaplanır. Bu bünye modellerinden toplam gerilme modeli, tetikleme sırasında sıvılaşabilir zeminlerdeki rijitlik kaybını dikkate alacak şekilde modellenebilmektedir. Bu modellerde sıvılaşmanın zemin içinde meydana geldiği noktalar ve zamanlaması sıvılaşmanın değerlendirilmesi için teorik formülasyonlar ve laboratuvar datalarını temsil eden çevrim sayısı ile kontrol edilebilir.

Bu modelde boşluk suyu basınçları direkt olarak tahmin edilemez. Doygun zeminlerdeki gerilmeler sürtünme açısının sıfır olduğu drenajsız değerler olarak özelleştirilir [102].

Diğer bir efektif gerilme modelinde (Loosely coupled effective stress model) ise zemindeki efektif gerilme oluşumunu içeren bir fonksiyona sahiptir. Bu model direkt olarak hacimsel birim deformasyonları hesaplamaktansa bağımsız boşluk suyu basıncı oluşumunu kullanır. Model boşluksuyu basınçlarındaki değişimi uyumlu tahmin etmek için çevrimlerde öngörölmüş kayma gerilmeleri ve kayma birim deformasyonlarını değişimini değerlendirir ve sonra boşluksuyu basınçlarını herbir çevrim ve yarım çevrime göre ayarlar. Bu efektif gerilme modeli tam plastik model ile non-linear modelin birleşimi olarak düşünölebilir [102].

Tam efektif gerilme model (Fully coupled effective stress model) ise sıvılaşma için yapısal modeller içinde en karmaşık olanıdır. Bu model herbir yükleme artışında zeminin sıkışma veya dilatasyon yardımıyla zemin sıvılaşma eğilimini tahmin eder. Oluşan hacimsel birim deformasyonlar, suya doygun zeminin boşluklardaki suyun rijitliği tarafından karşılanır. Böylece boşluk suyu basınçları tahmin edilebilir. Bu analizlerin aşamaları çok karmaşık olmasına rağmen genellikle boşluklardaki suyun akışından dolayı oluşan etkiler göz önünde bulundurulabilir. Bu çeşit modellerden hesaplanan rijitlik ve boşluk suyu basınçları yanıtları hacimsel birim deformasyonun hassasiyetine bağlıdır. Bu nedenle kalibrasyon ve doğrulama zordur. Bu analizlerin uygunluğu kritik yapılarda laboratuvar testleri, olay tarihçesi, sentrifüj deneyleri ile karşılaştırılmalı olarak analizlerle ispat edilmelidir [102].

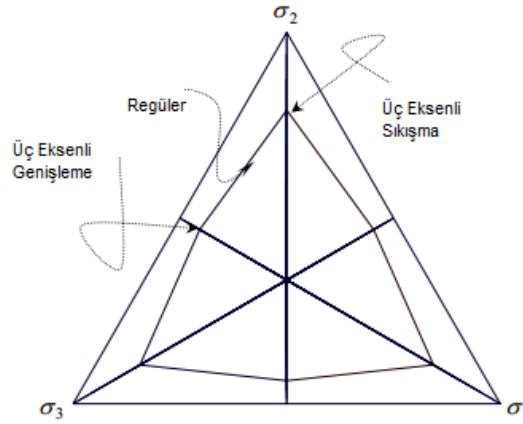
Nümerik modelleme yapan programlar, zeminin non lineer davranışını iki parametre (G_{sec} , D) ile tanımlayan eşdeğer lineer bir metot ile yaklaşma prensibine dayanan yazılım olan SHAKE Schanabel ve Lysmer [103]'de yapılabilmektedir. Bunun yanı sıra Windows ortamında çalışan SHAKE 2000, PROSHAKE, nonlinear toplam ve efektif gerilme analizini bir boyutlu yapabilen LASSIII (1979), nonlinear analiz yapan CHARSOIL [104], DERSA [105], FLAC ve DEEPSOIL verilebilir. İki ve üç boyutlu analiz yapabilen DYNAFLOW [106]; DIANA- SWANDYNE [107], [16] ve PLAXİS programına kullanıcı tanımlı eklenebilen UBCSAND modölü UBC3D-PLM Beaty ve Byrne [18]'de son yıllarda kullanılmaktadır.

PLAXİS-UBC3D-PLM SIVILAŞMA MODELİ VE DİĞER BÜNYE MODELLERİ

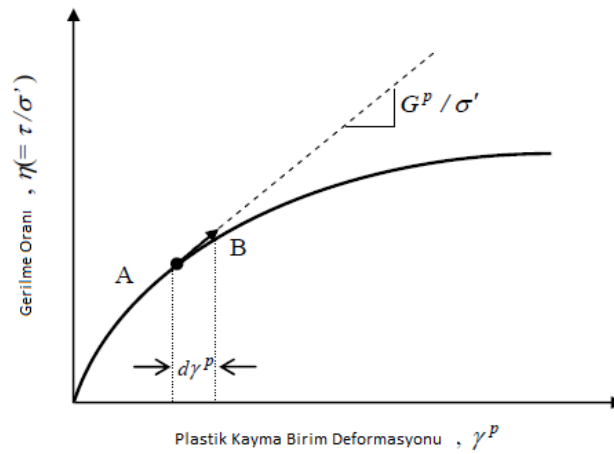
3.1 Giriş

Model öncelikle sismik yükleme altında sıvılaşma potansiyeline sahip kum gibi zeminler için geliştirilmiştir. Bu modelin geliştirilmesinin amacı dinamik analiz yöntemlerinde kullanılan mevcut sentrifüj testlerinin sonuçlarının ve diğer nümerik analiz sonuçlarının UBC3D-PLM yapısal modeli ile doğrulanması ve kullanılabilir veriler sağlamaktır. PLAXİS'e kullanıcı tanımlı olarak uygulanan UBC3D-PLM modeli Tsegaye tarafından geliştirilmiştir [33]. Bu model Puebla vd. [32]'de ve Beaty-Byrne [18]'de geliştirilmiş UBCSAND modelini temel alır. UBCSAND pratikte sıvılaşma problemleri modellemek için kullanılabilecek en genel sıvılaşma modellerinden biridir. Bu model ileri düzey bir model olmasına rağmen arazi ve laboratuvarlarda elde edilebilir sayılı parametrelerle işlem yaptığından kullanılması oldukça basittir. UBCSAND ile farkı UBC3D-PLM MohrCoulomb kriterinde 2D yerine 3D asal gerilme alanı kullanılmasıdır (Şekil 3.1). UBC3D-PLM modeli Drucker-Prager kriteri temel alan modifiye edilmiş plastik potansiyel fonsiyonuna sahiptir. Modelin bu versiyonunda UBC3D-PLM çevrimsel yükleme esnasında boşluk suyu basıncının gelişiminin daha iyi tahmini için zemin pekleşme kuralını kullanır. Bu modelin formülasyonu Duncan-Chang yaklaşım ve değişimini temel alan hiperbolik birim deformasyon pekleşme kuralıyla klasik plastisite teorisini temel alan efektif gerilme modelidir. Bu pekleşme kuralı verilen gerilmelerde plastik kayma birim deformasyonuyla ve mobilize sürtünme açısıyla ilgilidir (Şekil 3.2).

Modeldeki akma kuralı, enerji göz önünde bulundurularak basitleştirilmiş ve linerize edilmiş Rowe tarafından [34] de geliştirilmiş gerilme-dilatasyon teorisini temel alır [35].



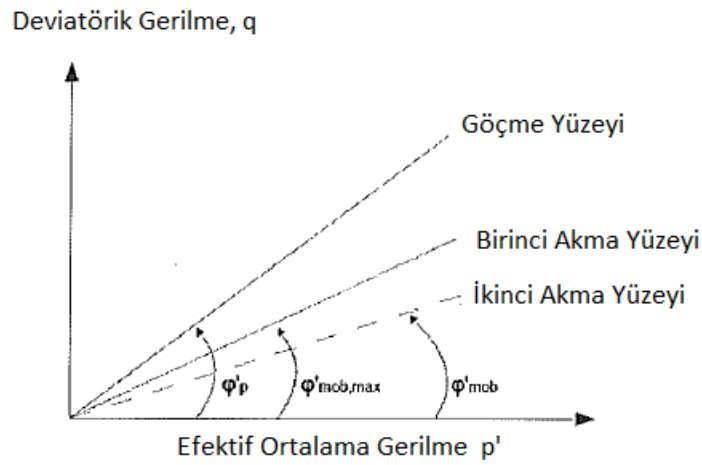
Şekil 3. 1 Deviatorik uzayda Mohr Coulomb akma yüzeyi izdüşümü [35]



Şekil 3. 2 UBC3D-PLM hiperbolik pekleşme kuralı (Beaty ve Byrne [18])

UBC3D-PLM model birinci ve ikinci akma yüzeyleri olarak adlandırılan zeminlerin çevrimsel davranışını modellemek için iki adet akma yüzeyi kullanır. Birinci akma yüzeyi maksimum mobilize sürtünme açısına eşit olan mobilize sürtünme açısına her ulaşıldığında aktive olur ve izotropik pekleşmeyi temel alır. Bu durumda gerilme oranı yükleme tarihçesindeki en yüksek gerilme oranıdır. Basitleştirilmiş kinematik pekleşme ise mobilize sürtünme açısı maksimum sürtünme açısından daha küçük sürtünme açısına geldiğinde aktive olur. Bu yükleme tarihçesinde maksimum gerilme oranından daha düşük gerilme oranına sahip olduğu durumdur. Bu iki akma kuralı arasındaki

ayrım ikincil akma yüzeyinde pekleşme kuralına sahip olabilmesi için yapılır. Akma yüzeylerinin her ikisinin de etkisini açıklamak için bir gerilme durumu izotropik aksta göz önünde bulundurulur ve akma yüzeylerinin her ikisi de aynı pozisyonundadır. Şekil 3.3’de görüldüğü gibi birincil ve ikincil akma yüzeylerinin ikisi de izotropik gerilme durumundaki yüklemeyle aynı pekleşme kuralına göre genişlemektedir. Eğer zemin yüklenmemişse, ikincil akma yüzeyi azalmakta ve zeminin davranışı elastik olmaktadır. Zeminin tekrar yüklenmesiyle ikincil akma yüzeyi aktive olmakta ve davranış yine elasto-plastik olmaktadır. Mobilize sürtünme açısı maksimum mobilize sürtünme açısına ulaştığında, birincil akma yüzeyi tekrar aktif olur [35].



Şekil 3. 3 Akma yüzeyleri [35]

Kritik akma yüzeyi Denklem 3.1 yardımıyla ifade edilir.

$$f_m = \frac{\sigma'_{\max} - \sigma'_{\min}}{2} - \left(\frac{\sigma'_{\max} - \sigma'_{\min}}{2} + c' \cot \phi'_p \right) \sin \phi_{mob} \quad (3.1)$$

Buradaki $\sigma'_{\max}$ ve $\sigma'_{\min}$ maksimum ve minimum gerilmelerdir. ϕ_p ve ϕ_{mob} ise pik, mobilize sürtünme açıları, c' kohezyondur.

Elastik davranış ise doğrusal olmayan (non-linear) ilişki ile yönetilen akma yüzeyini içine alarak oluşur. İki parametre bu non-linear davranışı kontrol etmektedir. Bunlar elastik hacim modülü K ve elastik kayma modülü G değerleridir. Elastik davranış izotropik kabul edillir ve Denklem 3.2 ve Denklem 3.3 de tanımlanmış olan elastik hacim ve kayma modülü ile açıklanır.

$$K_B^e = k_B^e \cdot P_A \cdot \left(\frac{p'}{P_A} \right)^{me} \quad (3.2)$$

$$K_G^e = k_G^e \cdot P_A \cdot \left(\frac{p'}{P_A} \right)^{ne} \quad (3.3)$$

Buradaki K_B^e elastik hacim modülü, K_G^e elastik kayma modülü, p' efektif gerilme, P_A referans gerilme (genellikle 100 kpa eşit), ve k_B^e , k_G^e sırasıyla hacim ve kayma modülü sayısı değerleri ve me , ne rijitliğe bağlı oran olarak belirlenen elastik üstlerdir.

Eğer yükleme devam ederse, zemin deformasyonları plastik hal almaya başlar. İlk kez akma yüzeyine ulaşılır. Mobilize sürtünme açısının artışıyla plastik kayma birim deformasyon artmakta Beaty ve Byrne (1998) ve hiperbolik pekleşme kuralıyla Şekil 3.2' de tanımlanan plastik pekleşme oluşur [18]. Bu Puebla vd. (1997) 'de verilen plastik kayma birim deformasyonları artışı için mobilize sürtünme açısının artması ile ilişkilidir [32]. Plastik kayma deformasyon artışı $\delta\gamma_p$, denklem 3.4 ile ifade edilir.

$$\delta\gamma^p = \frac{1}{G^*} \delta \sin \varphi_{mob} \quad (3.4)$$

Buradaki,

$$G^* = k_G^p \cdot \left(\frac{p'}{P_A} \right)^{np} \left\{ \left(1 - \frac{\sin \varphi_{mob}}{\sin \varphi'_p} \right) R_f \right\}^2 \quad (3.5)$$

Buradaki k_G^p plastik kayma deformasyon modülü sayısı, φ_{mob} mobilize sürtünme açısı, φ_p pik sürtünme açısı, p' efektif gerilme, n_p plastik kayma modülü üssü ve n_f/n_{ult}

göçme oranıdır, n_f göçme anında gerilme oranı ve n_{ult} asimptot gerilme oranıdır. Pekleşme kuralı, Tsegaye [33]'te verilen UBC3D-PLM modelinde Denklem (3.6) kullanılarak formüle edilmiştir.

$$d \sin \phi_{mob} = 1,5 K_G^p \left(\frac{p}{p_A} \right)^{np} \frac{p_A}{p_m} \left(1 - \frac{\sin \phi_{mob}}{\sin \phi_{peak}} R_f \right)^2 d\lambda \quad (3.6)$$

Denklem 3.6'da yer alan $d\lambda$, plastik birim deformasyon çarpanı, n_p plastik kayma modülü üssü, R_f göçme oranıdır.

UBC3D-PLM de birleşik olmayan akma kuralını temel alan Drucker Prager plastik potansiyel fonksiyonunu kullanılır [33]. Bu plastik potansiyel fonksiyonu Denklem 3.7 ile ifade edilebilir.

$$g = q - \alpha(p' + c \cot \varphi_p) \quad (3.7)$$

Buradaki,

$$\alpha = \frac{\sqrt{3} \sin \psi_m}{\cos \theta + \frac{\sin \theta \sin \psi}{\sqrt{3}}} \quad (3.8)$$

ile ifade edilir. Denklemde yer alan g plastik potansiyel fonksiyonu, ψ_m dilatasyon açısı, q deviatörük gerilme, p' efektif gerilme ve $\theta=30^\circ$ eşit açı çünkü Drucker Prager yüzeyinde basınç noktası sabitleştirilmiştir.

Akma kuralı ise Denklem 3.9, Denklem 3.10 kullanılarak ifade edilebilir.

$$d\varepsilon_v = \sin \psi_m d\gamma_p \quad (3.9)$$

$$\sin \psi_m = \sin \varphi_m - \sin \varphi_p \quad (3.10)$$

Burada, $d\varepsilon_v$ hacimsel birim deformasyon artışı, $d\gamma_p$ plastik kayma birim deformasyon artışı, ψ_m mobilize dilatasyon açısı, φ_{cv} sabit şiddetteki sürtünme açısı, φ_m mobilize sürtünme açısı, φ_p pik sürtünme açısıdır.

Pekleşme kuralı basitleştirilmiş kinematik pekleşme kuralının ve ikincil akma yüzeyinin kullanıldığı UBC3D-PLM’de uygulanmaktadır. Plastik kayma modülü değeri ikincil yükleme için izleyen pekleşme kuralına göre her bir çevrimden sonra artmaktadır. Plastik kayma modülü sayısı bağıntısı denklem (3.11)’de verilmiştir.

$$K_G^p = K_G^p \left(4 + \frac{n_{cross}}{2} \right) hard fac_{hard} \quad (3.11)$$

Buradaki n_{cross} , test başlangıcında oluşan yarım çevrim sayısıdır ve hard ise gevşek zeminler için pekleşmeyi doğrulama faktörü ve f_{achard} pekleşme kuralının düzetme faktörü olarak ifade edilir. Hassas sonuçlar elde etmek için uygun gerilme izinin kalibrasyonu önemlidir. Bu durumda en uygun deneyler drenajlı basit kayma deneyleridir. Bununla beraber bu parametreleri zeminler için direkt basit kesme deneylerinden bulmak her zaman mümkün olmayabilmektedir. Bu durumda girdi parametrelerinin elde edilmesi için birkaç korelasyon bulunmaktadır. Bunlar SPT deney sonuçlarıdır.

Beaty ve Byrne [108]’de verilen ve Neasgard [109]’da önerilen UBC3D-PLM formülasyonu ve deneysel gözlemlere göre ($5 \leq N_{160} \leq 9$) gevşek kumlar için pekleşme kuralında düzeltme yapılır. Doğrulama kuralı aşağıdaki ifadeyle yapılır.

$$hard = \min(1; \max(0,5; 0,1(N_1)_{60})) \quad (3.12)$$

Plastik kayma modülü sıkı kumlar sıkı zeminler için SPT ($N_{1,60}$) değerlerine bağlı olarak sınırlandırılmıştır. $(N_1)_{60}$ olarak sıkı kumlar için sınırlanmıştır. $(N_1)_{60}$ çok sıkı kumlar için 60 değeri alınabilir. Bu kural direkt basit kesme deney sonuçlarından belirlenmiştir.

$$K_{G,max}^p = K_G^e \cdot (\max N_{1,60,max})^2 \cdot 0,003 + 100 \quad (3.13)$$

3.2 Malzeme Özellikleri Belirlenmesi UBC3D-PLM Modelin Kalibrasyonu

Sonlu elemanlar analizleriyle çok karmaşık veya basit sıvılaşma modelleri kullanımında ilk adım farklı zemin çeşitleri ve yükleme koşulları için model parametrelerini belirlemektir. Daha önce de belirtildiği gibi bu aşama sıvılaşma modelleri kullanımında

herhangi bir projede uygulanmadan önce o projeye göre kalibre edilmelidir. Çünkü bu modellerin çoğu gerilme durumuna bağlı ve laboratuvar testleri ile doğrudan belirlenemeyen parametreler içerir.

Literatürde birçok laboratuvar deneyi sivilaşma modellerinin kalibrasyonu için kullanılmıştır. Gerilme durumlarının bağımlılığından dolayı birkaç araştırmacı Finn vd. [110], Marcuson [111]'de, Beaty ve Perlea [112]'de tarafından önerilen dinamik analizler için basit kesme ve üç eksenli burulmalı kesme deneyi gibi çevrimsel yükleme testleri kullanılarak kalibrasyon yapılabilir. O arazide uygun özellikteki mevcut yükleme koşulları için uygun laboratuvar testleri kullanılarak model parametrelerinin belirlenmesi analiz parametrelerinin hassaslığı için önemlidir. Çizelge 3.1' de UBC3D-PLM sayısal modelinde kullanılan malzeme parametreleri verilmiştir.

Çizelge 3. 1 Plaxis UBC3D-PLM parametreleri

ϕ_{cv}	Sabit sürtünme açısı
ϕ_p	Pik sürtünme açısı
c	Kohezyon
K_B^e	PA =100kPa referans seviyesindeki zeminin elastik hacim modülü
K_G^e	PA =100kPa referans seviyesindeki zeminin elastik kayma modülü
K_G^p	Drenajlı plastik kayma modülü
k_B^e, k_G^e, k_G^p	Sırasıyla referans elastik kayma, hacim modülü ve plastik kayma modülü katsayıları
m_e	Elastik hacim modülü üssü
n_e	Elastik kayma modülü üssü
n_p	Plastik kayma modülü üssü
R_f	Göçme Oranı
f_{achard}	Pekleşme faktörü
$(N_1)_{60}$	Düzeltilmiş SPT değeri
f_{acpost}	Rijitlik azalma sırasında kayma modülünün değerinin minimum şiddetinin belirlenmesi faktörü
P_A	Atmosfer basıncına eşit olan referans gerilme

3.2.1 UBC3D-PLM Parametrelerinin SPT-N Korelasyonlarıyla Belirlenmesi

Birçok sıvılaşma modelinde olduğu gibi UBC3D-PLM modelinde de model parametreleri çevrimsel drenajsız basit kesme deneyleri (DSS) ile belirlenebilmektedir. Bununla birlikte birçok durumda bu tarz deney sonuçları her zaman mevcut olmayabilir. Eldeki veriler sadece SPT (Standart Penetrasyon Testi) veya CPT (Koni Penetrasyon Testi) gibi arazi deneylerinden elde edilen deney verileri olabilir. Bu nedenle doğrulanmış eşdeğer SPT darbe sayısı $(N_1)_{60}$ ölçümlerinden faydalanarak UBC3D-PLM modelde kullanılan model parametrelerinin (Çizelge 3.1) elde edilmesi için temiz kumlar için bazı korelasyonlar önerilmiştir [108]. Daha önce yapılan bazı çalışmalarda bu korelasyonlarda A katsayısı 15-20 aralığında ve α katsayısı 0,7-1,3 olarak elde edilmiştir. Beaty ve Byrne [108]'de, Naesgaard [109]'da ve Marka [102]'de önerilen korelasyonlarda A katsayısının 20 ve α katsayısının 0,7 alınması önerilmektedir.

$$k_G^e = 21,7 \cdot A \cdot (N_1)_{60}^{0,333} \quad (3.14)$$

$$k_B^e = k_{Ge} \cdot \alpha \quad (3.15)$$

$$k_G^p = k_{Ge} \cdot (N_1)_{60}^2 \cdot 0,003 + 100 \quad (3.16)$$

$$\phi_{pi} = \phi_{cv} + (N_1)_{60} / 10 \quad (3.17)$$

$(N_1)_{60} = 15$ den daha büyük değerleri için pik sürtünme açısı aşağıdaki ifadeye bağlı olarak arttırılır.

$$\phi_p = \phi_{pi} + \max(0,0 ; ((N_1)_{60} - 15) / 5) \quad (3.18)$$

Burada,

k_G^e , k_B^e , k_G^p : elastik kayma, hacim modülü ve plastik kayma modülü sayıları,

A: 15-20 arasında değer alan sabit katsayı,

α : 0,7-1,3 arasında sabit katsayı,

$(N_1)_{60}$: Düzeltilmiş SPT darbe sayısı

ϕ_{cv} : Sabit sürtünme açısı

ϕ_{pi} : Pik sürtünme açısı

m_e , n_e için 0,5 sabit değeri, n_p için ise 0,4 değerleri kullanılması önerilir. Göçme oranı R_f ise aşağıdaki eşitlikle hesaplanır.

$$R_f = 1,1 \cdot (N_1)_{60}^{-0,15} \quad (3.19)$$

Göçme oranı R_f değeri ise genel olarak 0,99 değerinden küçük değerler alır. Plaxis UBC3D-PLM modülünde pekleşme faktörü f_{achard} değerinin 1 alınması önerilmiştir. Ancak bu faktör sıvılaşma sonrası davranışta deplasmanlar aşırı büyük hesaplanmasına neden olduğu için bu değer düz yüzeyli arazilerde 0,45 değeri, baraj ve eğimli yüzeylerde ise 1 alınması önerilmiştir [102]. Denklem 3.15'deki elastik kayma ve hacim modülü arasındaki direkt ilişki elastisite teorisinden 0,02 poisson oranı için uygun bulunmuştur. Ancak poisson oranının bu değeri statik hesaplamalar için çok düşük ve gerçekçi olmayan sonuçlara yol açacağından gerçekçi değildir. Bununla beraber Hardin (1978)'de poisson oranındaki bu değişim 0,0-0,2 arasında dikkate almaktadır [113]. Bu nedenle dinamik hesaplamalar için daha küçük poisson oranı kullanılarak küçük kayma birim deformasyonları hesaplanmaktadır. Bu kabul Byrne vd. (1987)'de kumlar için genelde 0,1 olarak yapılmıştır [114]. Sıvılaşma sonrası davranışı belirleyen f_{acpost} faktörü için ise 0,2 ile 1 arasında değer alınması önerilmiştir [35].

Relatif sıklık ve penetrasyon dayanımının arasındaki genel korelasyonun $(N_1)_{60}$ değerini elde etmek için kullanılan genel kabul aşağıdaki gibidir.

$$D_r = [(N_1)_{60}/C_d]^{0,5} \quad (3.20)$$

Rölatif sıklık D_r oranında kullanılan C_d ise kalibrasyon faktörüdür. Denklemde C_d değeri Meyerhof (1957) tarafından önerilen ve kullanılan 41 değeridir [115]. Bunun gibi birçok araştırmacı tarafından önerilen C_d değeri vardır. C_d birkaç parametreye bağlıdır. Bunlar dane çapı, dane dağılımı, aşırı konsolidasyon oranıdır. C_d değeri 36 ile 60 arasında değişen değerler almaktadır.

3.3 Nümerik çalışmalarda Kullanılan Diğer Plaxis Malzeme Modelleri

Malzeme modelleri, gerilmeler ve şekil değiştirmeler arasındaki ilişkileri tanımlayan matematiksel denklemlerdir. Plaxis programında dinamik analizlerde kullanılabilen diğer malzeme modellerinden linear elastik model, hardening soil model ve hardening soil-small strain model aşağıda özetlenmiştir [166].

3.3.1 Linear Elastik Model:

Bu model Hooke kuralını kullanan birim deformasyon artışının, gerilme artışıyla ilgili olan basit bir modeldir. Temel tabakasından daha güçlü rijitliğe sahip kaya gibi malzemelerin davranışını modellemede kullanılır. Bu modelin en basit halinde iki basitleştirme yapılmıştır. Bunlar sabit bir elastisite modülünün kullanılması ve zeminin göçtükten sonra limitsiz genleşme eğiliminde olmasıdır. Gerçek davranışta, zemin göçtükten sonra, zeminin boşluk oranı kritik bir değere ulaşmakta ve genleşme sona ermektedir.

3.3.2 Hardening Soil (HS) Model:

Drenajlı üç eksenli deneyin özel bir durumunda, eksenel şekil değiştirme ve deviatorik gerilme arasında tanımlanan ilişki bir hiperbol ile modellenenir. Bu ilişki hiperbolik model olarak tanımlanmıştır. Hardening-Soil model hiperbolik modelin yerini almış gelişmiş bir bünye modelidir. Modelde plastisite teorisi easa alınarak, zeminin genleşmesi gözönüne alınabilecek ve bir akma başlığı tanımlanmaktadır.

Hardening Soil Modelin ana karakteristik özelliklerini aşağıdaki gibi özetlemek mümkündür.

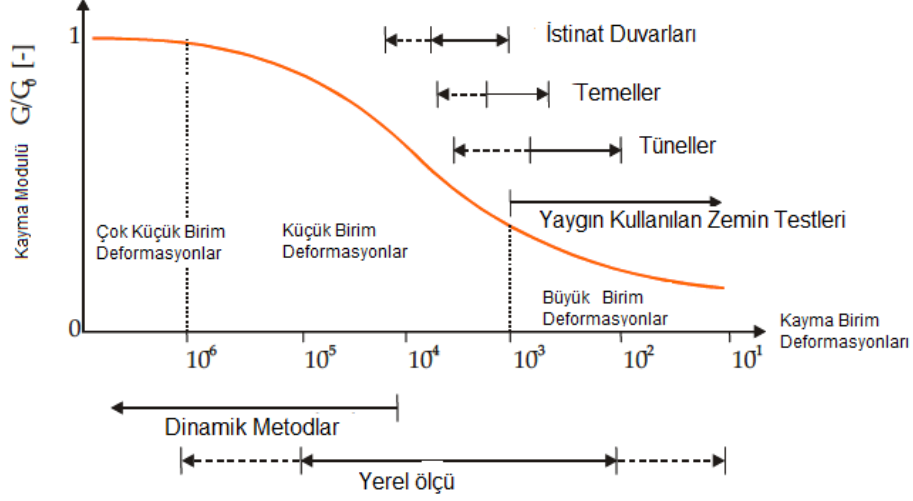
- Bu model ile hem yumuşak hem de katı zeminlerin davranışını modellenenir.
- Elastik-tam plastik modelin tersine gerilme uzayında akma yüzeyi sabit değildir.
- Plastik şekil değiştirmeler arttıkça akma yüzeyi genişler.
- Kayma pekleşmesi ve sıkışma pekleşmesi arasındaki ayrım yapılabilir.
- Kayma pekleşmesinde, birincil deviatorik yükleme nedeniyle geri gelmeyen plastik şekil değiştirmeler modellenir.

Sıkışma pekleşmesinde, ödometre yüklemesi ve izotropik yükleme nedeniyle birincil sıkışmada geri gelmeyen plastik şekil değiştirmeler modellenir.

Çizelge 3. 2 Hardening soil model parametreleri

Mohr Coulomb Göçme Kriterine Göre Göçme Parametreleri	
c (kPa)	Efektif kohezyon
$\phi^{(o)}$	Efektif sürtünme açısı
$\psi^{(o)}$	Dilatasyon açısı
Rijitlik Parametreleri	
E_{50}^{ref} (kPa)	Deviatörük gerilme etkisinde oluşan şekil değiştirme için referans deformasyon modülü
E_{oed}^{ref} (kPa)	Referans ödometre modülü
E_{urref} (kPa)	Referans elastik boşaltma / tekrar yükleme modülü
m	Gerilme bağımlı rijitlik parametresi
Geliştirilmiş Diğer Parametreler	
ν_{ur}	Boşaltma / tekrar yükleme poisson oranı (0,2)
p_{ref} (kPa)	Reference gerilme
K_0^{nc}	Normal konsolide zeminler için sükunetteki toprak basıncı katsayısı ($K_0^{nc}=1-\sin\phi$)
R_f	Göçme Oranı ($R_f=0,9$)

3.3.3 Hardening soil-small strain model



Şekil 3. 4 Çeşitli yapılarda dikkate alınan kayma deformasyonları için kayma modülü değerleri [116]

Dinamik analiz için kullanılan sıvılaşmayan tabakalar için kullanılan plaxis modeli HS-small strain modeldir. Hardening soil modelle kıyaslandığında küçük birim deformasyon artışıyla onun nonlinear davranışını hesaba katar. Şekil 3.4'te Hardening soil-small

modelin dikkate aldığı kayma modülü-deformasyon değişimi gösterilmektedir. Hardening soil modelden farkı ise iki adet ek rijitlik parametresi eklenmesidir. Bunlar,

G_0 =Sınır ve çok küçük deformasyonlardaki kayma modülü

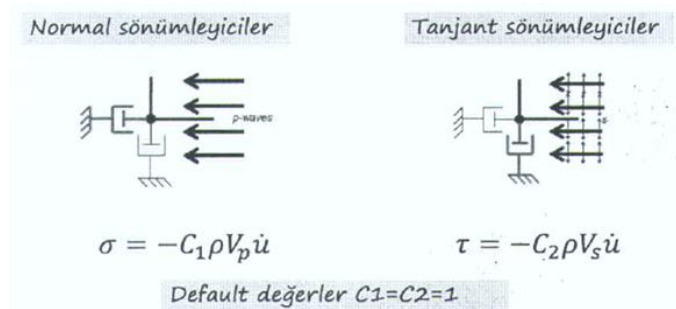
$\gamma_{0.7}=G_0$ 'ın yaklaşık %70 azaltılması ile oluşan sekant kayma modülü G_s olduğu değerdeki kayma birim şekil değiştirme değeri

Bu model sıvılaşmanın beklenilmediği kil, sıkıştırılmış dolgu gibi zeminler için kullanılabilir.

3.4 Dinamik Sınır Şartları

Dinamik sınırlar, araziden uzak davranışı modellemek için analizlerdeki etki alanını arazideki duruma benzetmek için kullanılır. Gerçek durumda dalgalar ortamda sonsuza yayılır (Radyasyon sönümü). Standart mesnetli modelde ise dalgalar model sınırlarında yansır. Dinamik analizlerde ise ilk tanımlanan sınırlar absorbent (emici) sınırlar olup bunlar viskoz sınırlar ve serbest alan (free field) sınırlar olarak adlandırılır. Çevrimsel sınırlar ise bağlanmış (tied) serbestlik derecesi (sadece yatay sınırlar için geçerli) sınırlardır.

Viskoz sınırlar olarak adlandırılan yerel emici sınırlar ilk olarak Lysmer ve Kuhlmeyer [117]'de önerilmiştir. Cisim dalgaları viskoz sınırı dik olduğunda bir boyutlu dalga yayılımı idealdir. Eğimli dalgaların gelmesi $\theta \geq 60^\circ$ olduğunda modelin performansını önemli ölçüde etkilemesine rağmen eğimli dalgalar için de kullanılabilir.

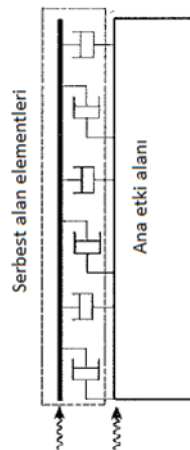


Şekil 3. 5 Viskoz sınır koşullarının şematik gösterimi [118]

Plaxis 2D 'de tanımlanmış sınırlarda standart emici (absorbent) sınırlar, modelin sol, sağ ve alt kenarlarında emici sınırlar olarak tanımlanabilmektedir. Standart deprem

sınırlarının tanımlanması durumunda ise modelin sol ve sağ kenarlarında emici sınırlar, tabanında tanımlı yerdeğiştirme (prescribed displacement) ($u_x=0,01$, $u_y=0$) olarak tanımlanabilmektedir. Viskoz sınır koşullarının kullanımının sismik saha tepki analizleri için bazı sınırlamaları vardır. Bunun için özel deprem sınır koşulları geliştirilmiştir.

Şekil 3. 6 Bağlı serbestlik dereceli sınır koşullarının şematik gösterimi [118]



Şekil 3. 7 Deprem sırasında araziden uzak davranışı dikkate alan serbest alan sınır koşulları [118]

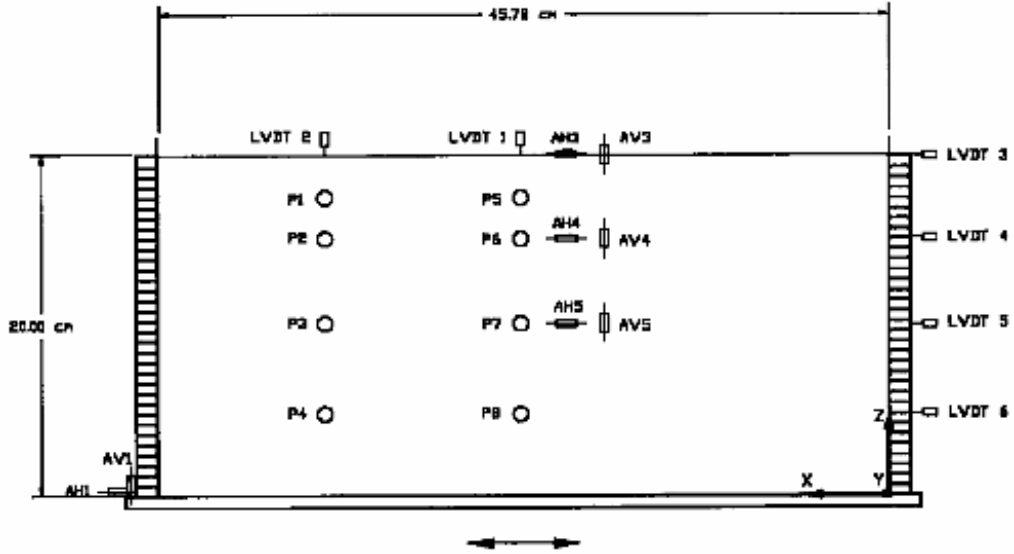
NÜMERİK MODELLEME ÇALIŞMALARI

4.1 Giriş

Bu bölümde PLAXIS sonlu elemanlar programında yer alan UBC3D-PLM modelinde yer alan parametrelerin sivilaşma sırasındaki davranış üzerindeki etkileri değerlendirilerek, malzeme parametreleri sıklık derecesine bağlı nasıl belirlendiği araştırılmıştır. Ayrıca eğimli arazide yapılmış sentrifüj model nümerik modellenerek elde edilen sonuçlar deneysel sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

4.2 VELACS Projesi Kapsamında Gerçekleştirilen Sentrifüj Deneyinin Nümerik Analizi

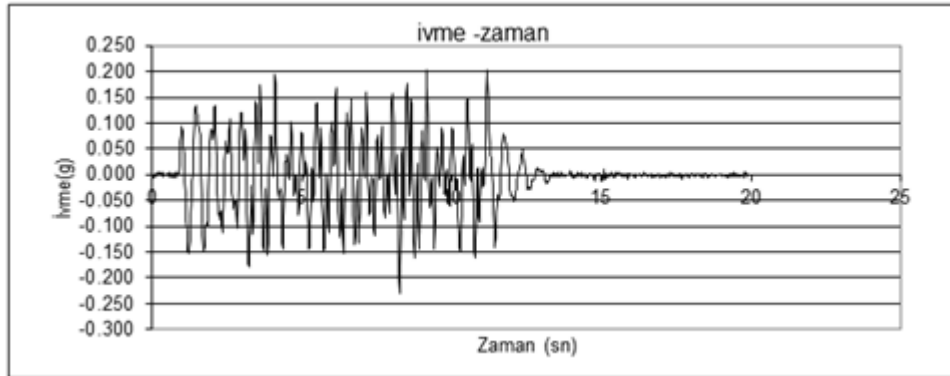
Bu çalışmada VELACS (Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies) projesi Arulanandan ve Scott tarafından [120] de yapılmış olan 1 nolu model deney kullanılmıştır. Bu modelde Şekil 4.1’de %40 rölatif sıklığa sahip suya doymun gevşek bir kum tabakası üzerinde gerçekleştirilen sentrifüj deneyi nümerik olarak analiz edilmiştir. Nümerik modelleme sonucunda hesaplanan artık boşluk suyu basınçları, ivmeler ve düşey deplasmanlar model deneyden elde edilen değerler karşılaştırılmıştır. Bu çalışmada parametrik analizler yapılarak $SPT(N_1)_{60}$ darbe sayıları yardımıyla Bölüm 3.2.1’de verilen korelasyonlar yardımıyla belirlenen malzeme parametreleri kullanılarak PLAXIS programına kullanıcı tanımlı model olarak eklenen UBC3D-PLM model parametreleri belirlenmiştir.



NOTES

- LVDT Deplaman ölçer
- (AH) ivme ölçer (yatay yönde ölçüm için)
- (AV) ivme ölçer (dişey yönde ölçüm için)
- (P) Boşluk suyu basıncı sensörü

Şekil 4. 1 VELACS 1 no'lu model deney düzeneğı [120]



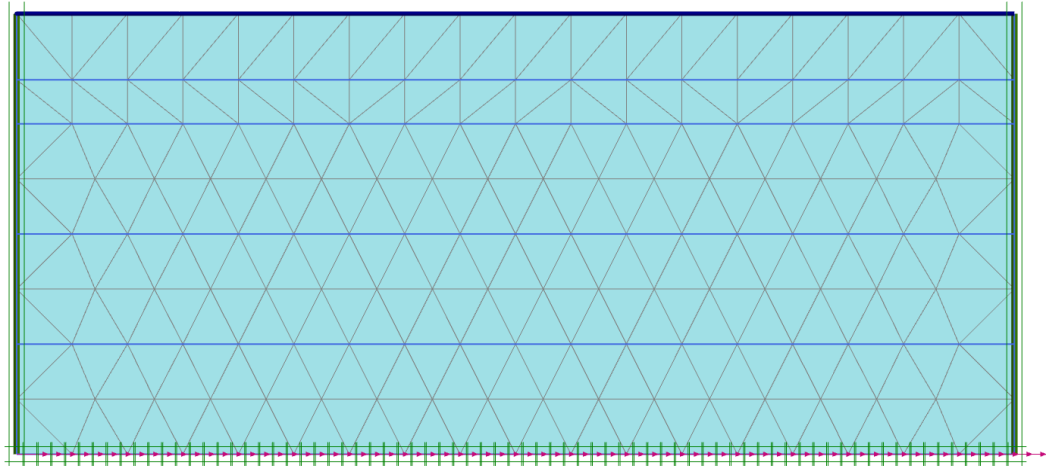
Şekil 4. 2 Velacs 1 no'lu model taban ivme datası [120]

Bu amaçla öncelikle UBC3D-PLM modeli parametrelerinden referans elastik kayma modülü katsayısını bulmak için önerilen ampirik A katsayısının korelasyonlarda bulunan değişimini değerlendirmek için farklı A değerleri için nümerik α katsayısı sabit tutularak analizler yapılmıştır. Yapılan analizlerden dinamik yükleme sonucu meydana gelen artık boşluk suyu basıncının zamanla değişimi elde edilerek Şekil 4.1'de gösterilen model deney sisteminde P1, P2, P3 ve P4 noktalarında ölçülen artık boşluk suyu basınçları A katsayısının 15, 17, 20 değerleri ve α sabiti 0,7 değeri için hesaplanmıştır. Hesaplanan değerler sentrifüj deney sonuçları ile karşılaştırılmalı olarak Şekil 4.4, Şekil 4.5, Şekil 4.6

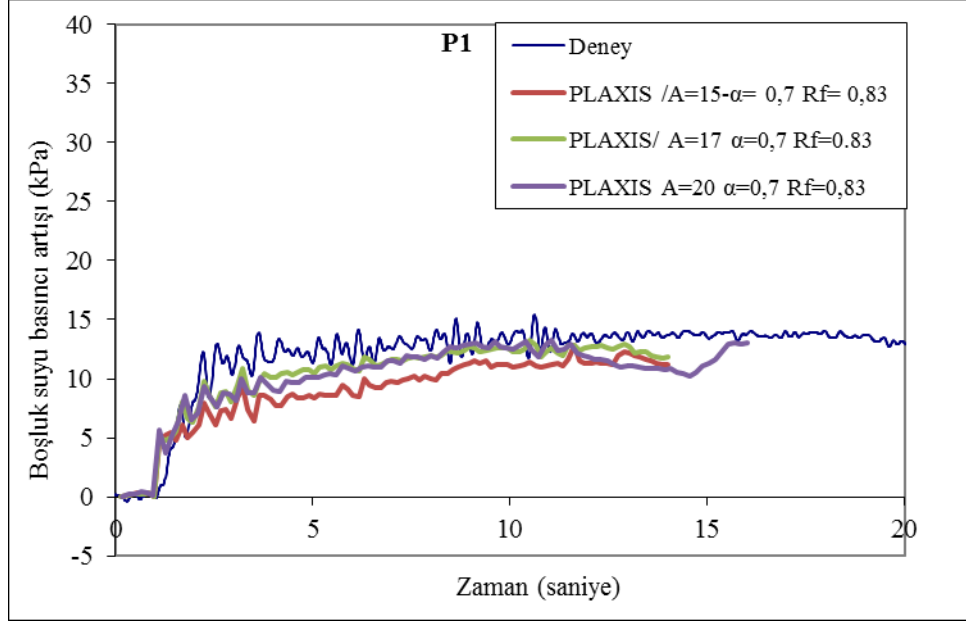
ve Şekil 4.7’de gösterilmiştir. Yapılan bu analizlerde dinamik sınır koşulları kullanılmıştır. Yapılan analizlerde tamamen drenajsız durum kabul edilerek analizler yapılmıştır. Bu kabul sıvılaşma modülünde tam efektif gerilme modeli için gereklidir. Analizlerde kullanılan ivme datası Şekil 4.2’de ve oluşturulan sonlu elemanlar ağı Şekil 4.3’te ve gösterilmiştir. Bu analizlerde kullanılan UBC3D-PLM parametreleri Çizelge 4.1’de verilmiştir.

Çizelge 4. 1 Analizde kullanılan parametreler

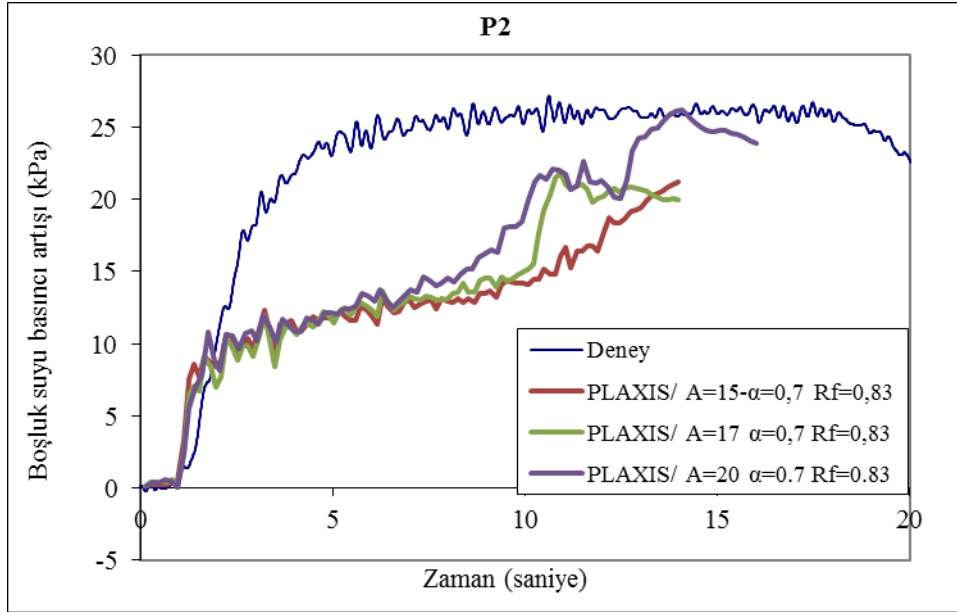
	Kum (A=15 $\alpha=0,7$)	Kum (A=17 $\alpha=0,7$)	Kum (A=20 $\alpha=0,7$)
$(N_1)_{60}$	6,5	6,5	6,5
ϕ_{cv}	33	33	33
ϕ_{pi}	33,65	33,65	33,65
k_{Ge}	607	688	809
k_{Be}	425	461	566,6
k_{GP}	177	187	202,6
R_f	0,83	0,83	0,83
m_e	0,5	0,5	0,5
n_e	0,5	0,5	0,5
n_p	0,5	0,5	0,5
fac_hard	0,45	0,45	0,45
fac_post	0,02	0,02	0,02



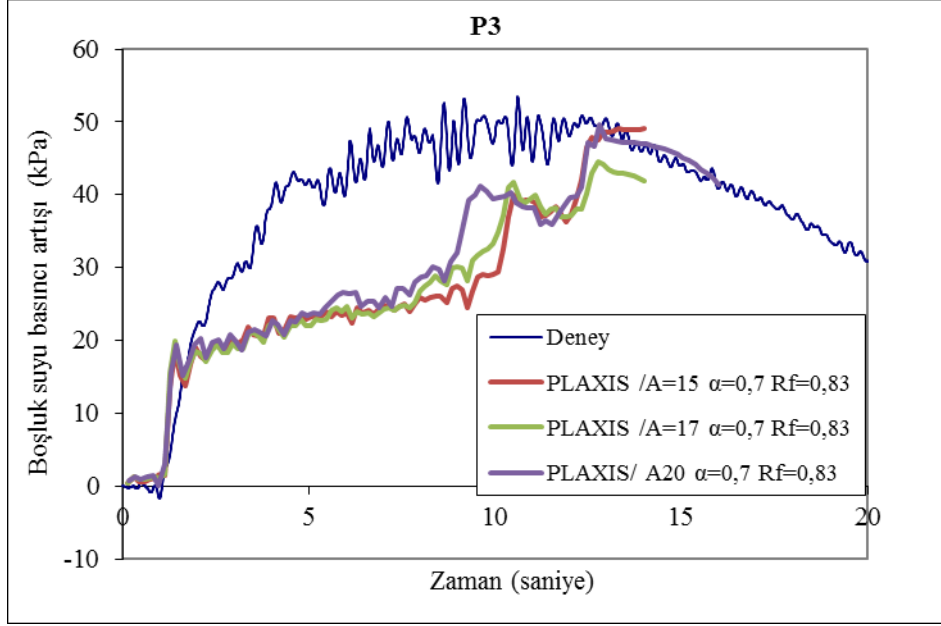
Şekil 4. 3 Analizde oluşturulan sonlu elemanlar ağı



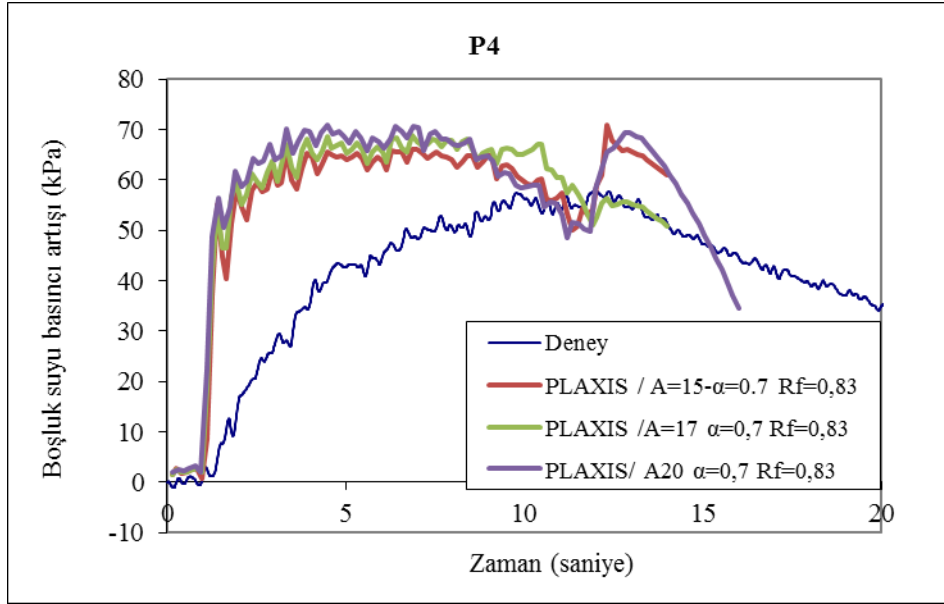
Şekil 4. 4 P1 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değeri için $\alpha=0,7$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları



Şekil 4. 5 P2 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değeri için $\alpha=0,7$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları



Şekil 4. 6 P3 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değeri için $\alpha=0,7$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları

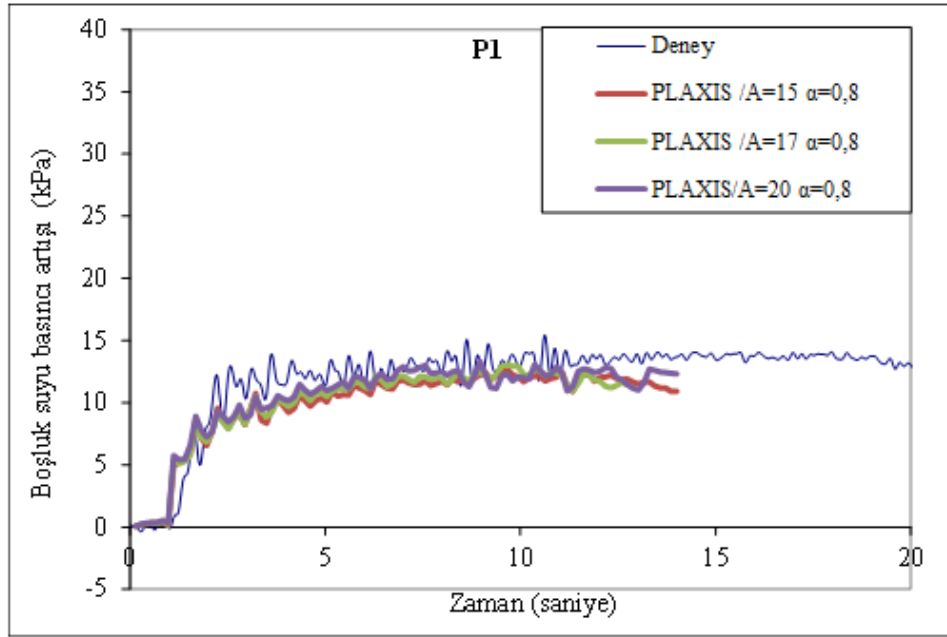


Şekil 4. 7 P4 noktalarında A katsayısı için 15, 17, 20 değeri için α sabiti için 0,7 değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları

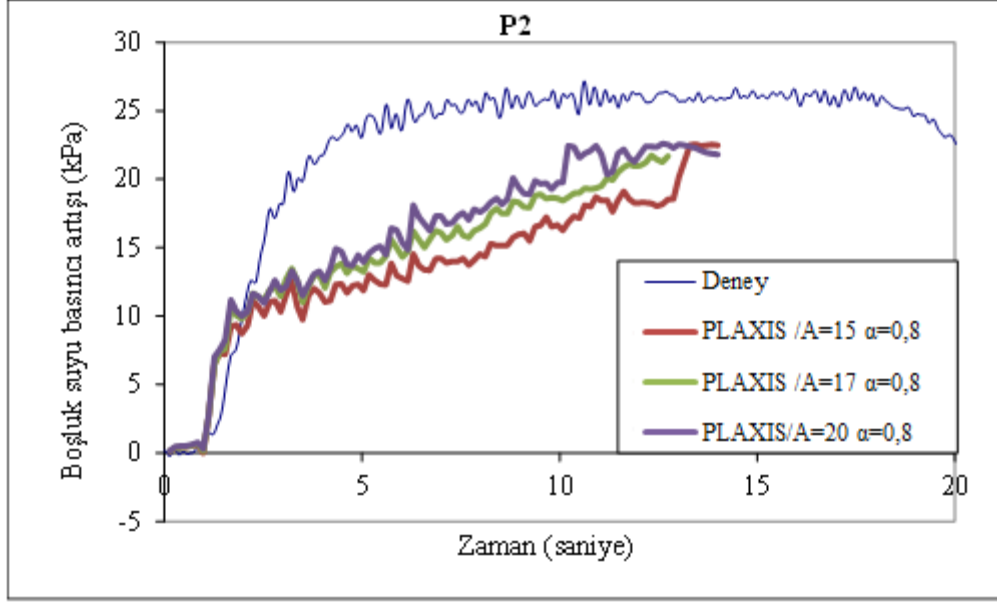
P1, P2, P3 ve P4 noktalarında ölçülen artık boşluk suyu basınçları A katsayısı 15, 17, 20 ve α sabiti 0,8 değeri için analiz sonuçları sentrifüj deney sonuçları ile karşılaştırılmalı olarak Şekil 4.8, Şekil 4.9, Şekil 4.10 ve Şekil 4.11’de gösterilmiştir.

Çizelge 4. 2 Analizde kullanılan parametreler

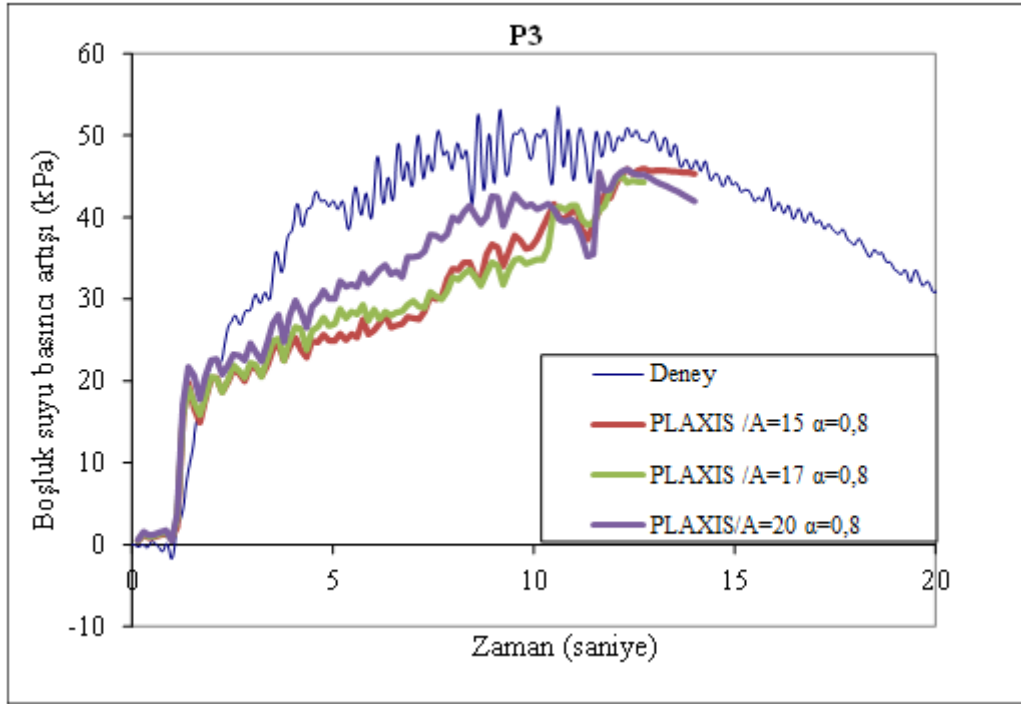
	Kum (A=15 $\alpha=0,8$)	Kum (A=17 $\alpha=0,8$)	Kum (A=20 $\alpha=0,8$)
$(N_1)_{60}$	6,5	6,5	6,5
ϕ_{cv}	33	33	33
ϕ_{pi}	33,65	33,65	33,65
k_{Ge}	607	688	809
k_{Be}	486	550	647
k_{GP}	177	187	202,6
R_f	0,83	0,83	0,83
me	0,5	0,5	0,5
ne	0,5	0,5	0,5
np	0,5	0,5	0,5
fac_hard	0,45	0,45	0,45
fac_post	0,02	0,02	0,02



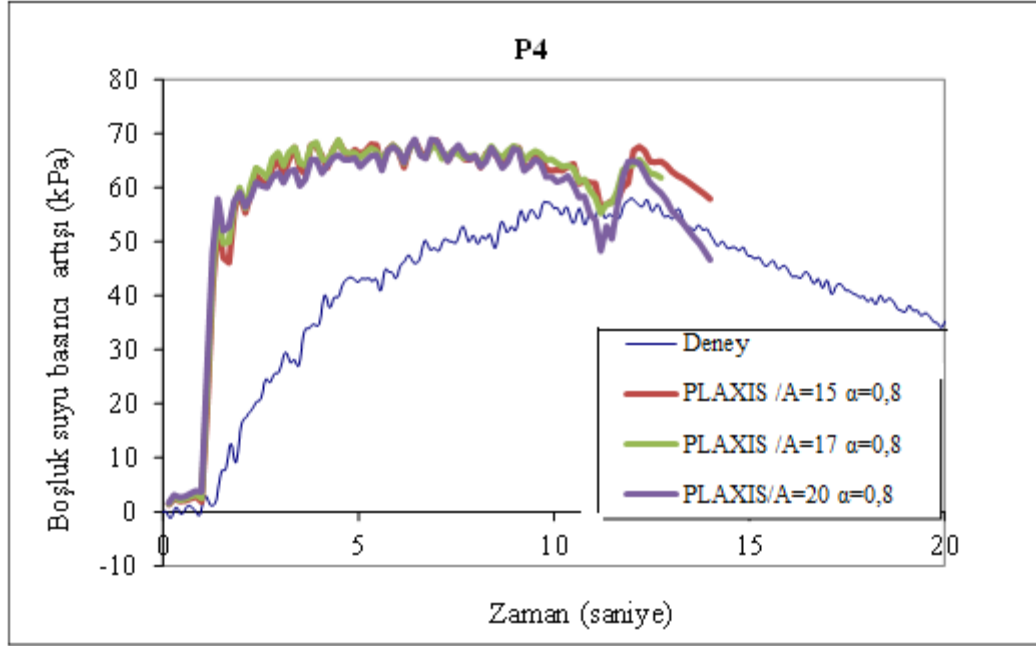
Şekil 4. 8 P1 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için $\alpha=0,8$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları



Şekil 4. 9 P2 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için $\alpha=0,8$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları



Şekil 4. 10 P3 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için $\alpha=0,8$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları

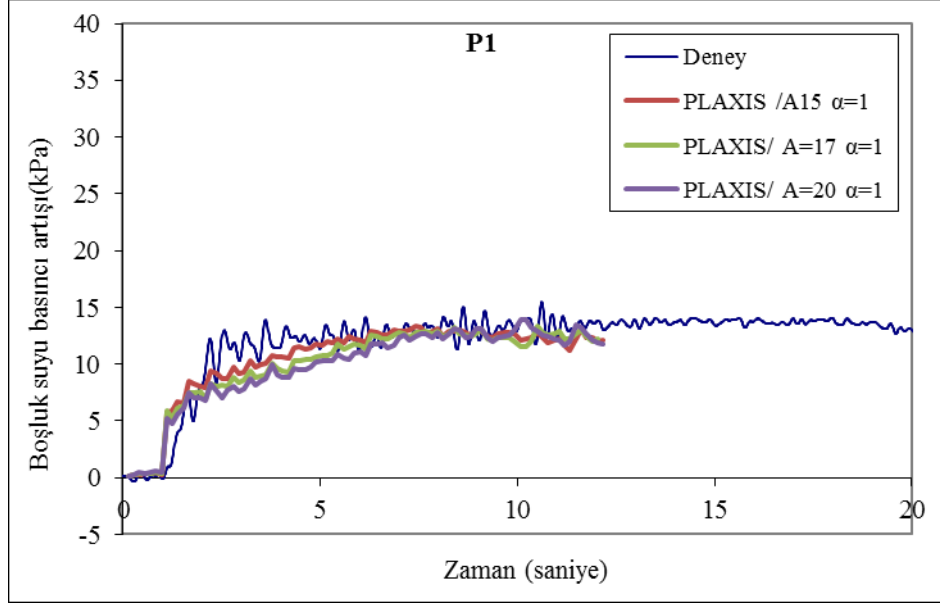


Şekil 4. 11 P4 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için $\alpha=0,8$ değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları

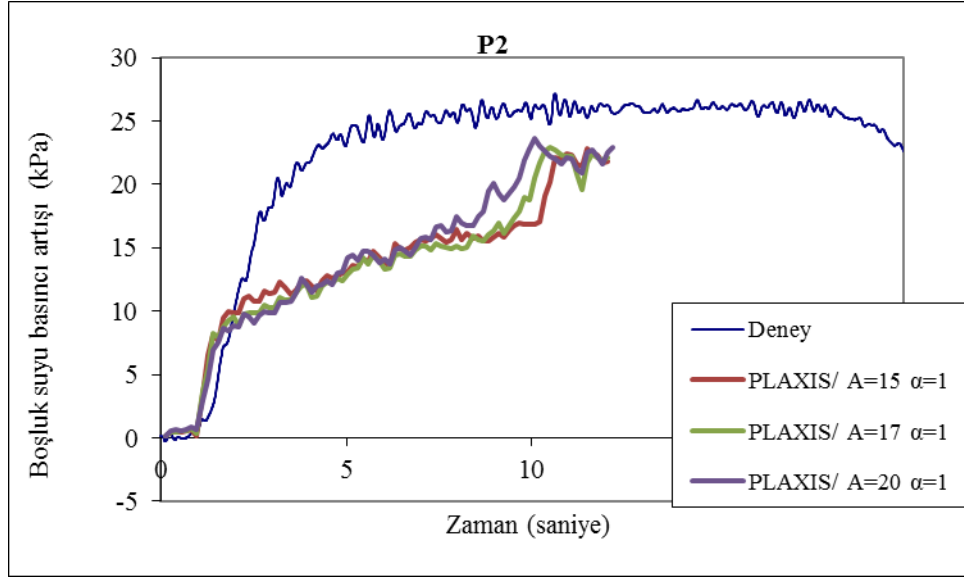
P1, P2, P3 ve P4 noktalarında ölçülen artık boşluk suyu basınçları A katsayısı 15, 17, 20 ve α sabiti için 1 değeri için sentrifüj deney sonuçları ile karşılaştırılmalı olarak Şekil 4.12, Şekil 4.13, Şekil 4.14 ve Şekil 4.15 gösterilmiştir.

Çizelge 4. 3 Analizde kullanılan parametreler

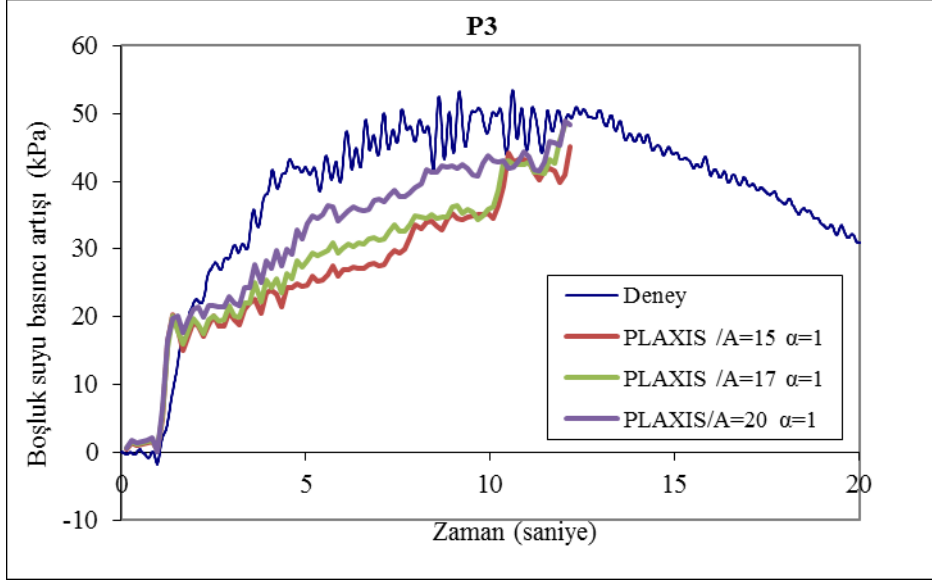
	Kum (A=15 $\alpha=1$)	Kum (A=17 $\alpha=1$)	Kum (A=20 $\alpha=1$)
$(N_1)_{60}$	6,5	6,5	6,5
ϕ_{cv}	33	33	33
ϕ_{pi}	33,65	33,65	33,65
k_{Ge}	607	688	809
k_{Be}	607	688	809
k_{GP}	177	187	202,6
R_f	0,83	0,83	0,83
me	0,5	0,5	0,5
ne	0,5	0,5	0,5
np	0,5	0,5	0,5
fac_hard	0,45	0,45	0,45
fac_post	0,02	0,02	0,02



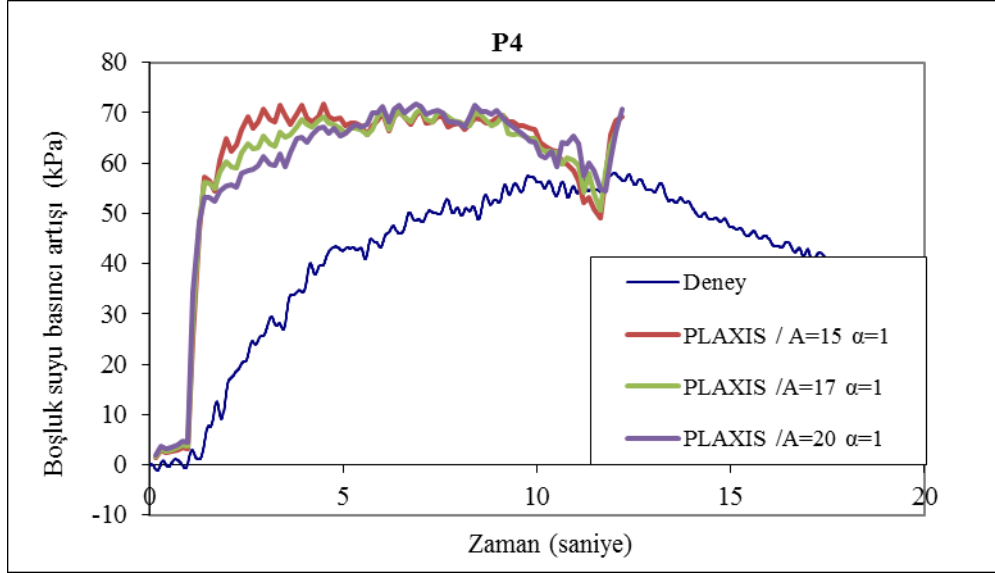
Şekil 4. 12 P1 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için α sabiti için 1 değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları



Şekil 4. 13 P2 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için α sabiti için 1 değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları



Şekil 4. 14 P3 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için α sabiti için 1 değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları



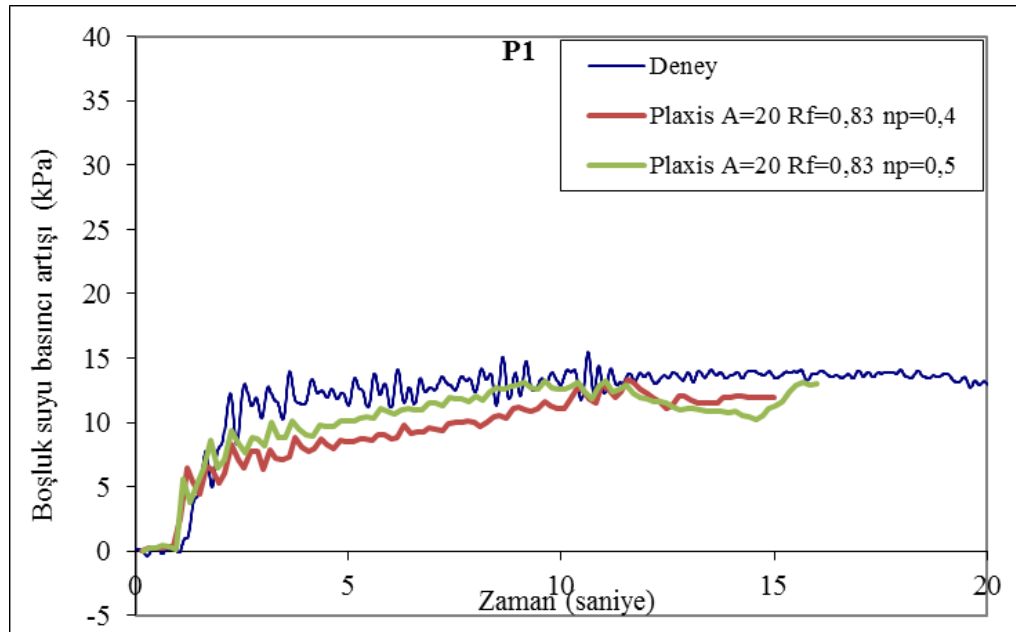
Şekil 4. 15 P3 noktasında A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için α sabiti için 1 değeri kullanılarak yapılan analiz sonucu hesaplanan artık boşluk suyu basınçları

Yapılan analizler sonucunda A katsayısının 20 değeri alındığında ve α sabiti ise 0,7 değeri için en uygun sonuçlara ulaşılmıştır. Sabit α değerinin değişimi sadece boşluksuyu basıncının artışı sırasındaki değişimi etkilemiştir. Beaty ve Byrne (2011) ve Marka (2013) tarafından A değerinin 20 alınması ve α sabiti ise 0,7 alınması önerilmiştir [108], [102].

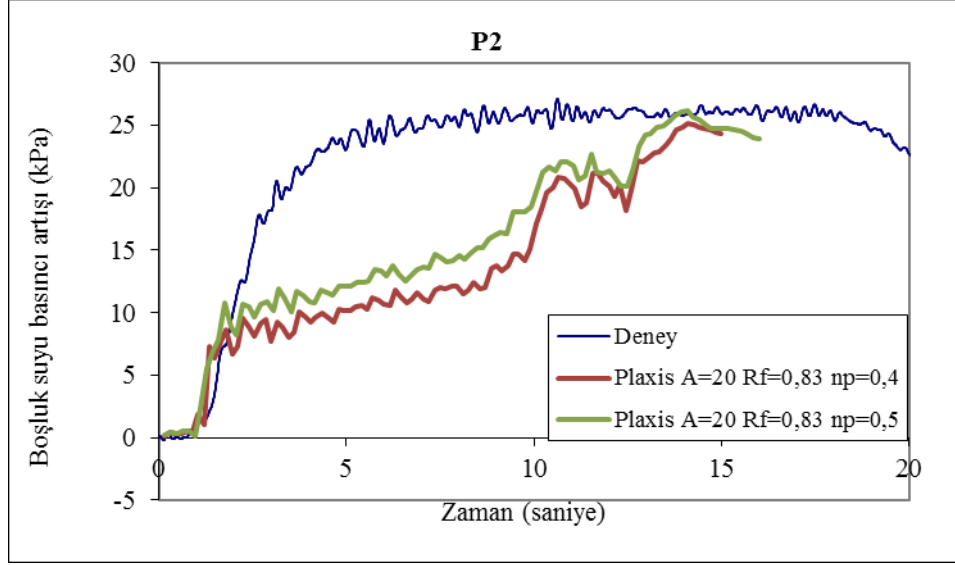
Buna ek olarak $A=20$ ve α sabiti 0,7 kullanılarak parametreler hesaplanarak plastik kayma modülü üssü n_p için 0,4 ve 0,5 değerleri için analizler yapıp parametrenin nümerik analizler üzerindeki etkisine bakılmıştır. Sonuçlar aşağıda verilmiştir.

Çizelge 4. 4 Analizde kullanılan parametreler

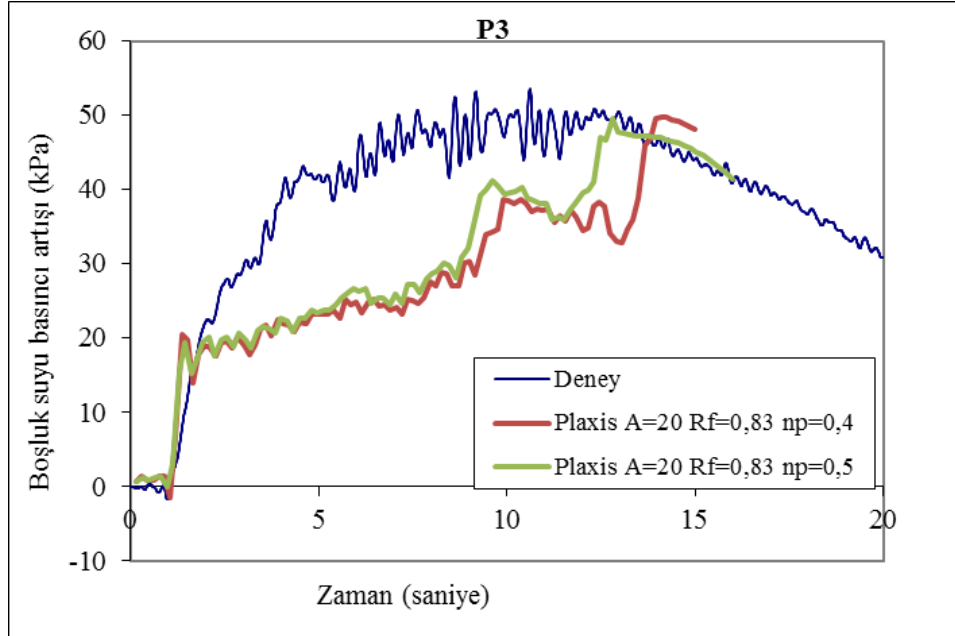
UBC3D-PLM	Kum
$(N_1)_{60}$	6,5
ϕ_{cv}	33
ϕ_{pi}	33,65
k_{Ge}	809
k_{Be}	566,6
k_{GP}	202,6
R_f	0,83
Me	0,5
Ne	0,5
N_p	0,5/0,4
fac_hard	0,45
fac_post	0,02



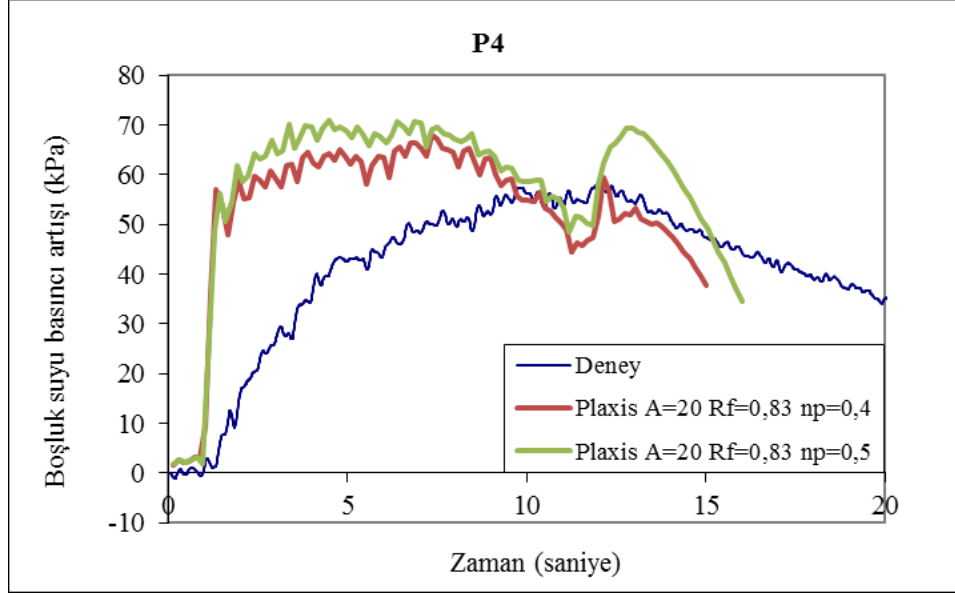
Şekil 4. 16 P1 noktasında hesaplanan artık boşluk suyu basınç artışları



Şekil 4. 17 P2 noktasında hesaplanan artık boşluk suyu basınç artışları



Şekil 4. 18 P3 noktasında hesaplanan artık boşluk suyu basınç artışları



Şekil 4. 19 P4 noktasında hesaplanan artık boşluk suyu basınç artışları

Sabit n_p değerinin 0,5 olmak durumunda boşluksuyu basınçları artışı yaklaşık %7 daha yüksek hesaplanmıştır. Plaxis sınılaşma modülü raporunda bu değer sabit olarak 0,5 olarak verilmiştir [35]. Marka (2013)'deki tez çalışmasında ise analizlerde n_p sabit değeri 0,4 alınmıştır [102]. Buna ek olarak bu çalışmalarda pekleşme faktörünün f_{achard} değerinin düz yüzeyli arazilerde 0,45 değeri kullanılması bu değerin sıklıkla azaltılabileceği belirtilmiştir [102].

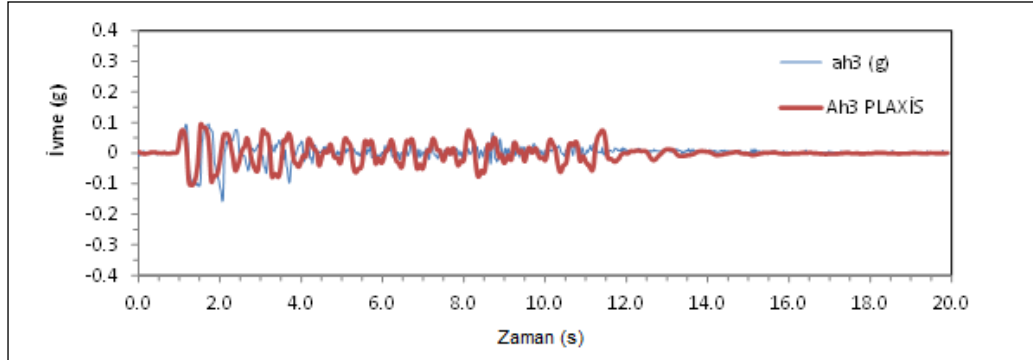
Dinamik sınır koşulları plaxis programına eklenen bir dosya yardımıyla dinamik analizler için sınır şartları daha detaylı belirlenebilmektedir. Yukarıdaki analizlere ek olarak serbest alan dinamik sınır şartları seçilerek serbest alan elemanları (free field boundary) kullanılarak analizlerde daha uyumlu sonuçlar elde edilmiştir.

Dinamik sınır koşullarından serbest alan elemanları kullanılarak ve dinamik sınırlarda sınılaşabilir drenajsız malzeme bulunmasından kaynaklanan hataları önlemek amacıyla drenajlı linear elastik malzeme tanımlanarak analizdeki bu hatalar önlenerek analizlerin istenen dinamik sürede yapılması sağlanmıştır. Yapılan bu analizde kullanılan malzeme parametreleri Çizelge 4.5 'te verilmiştir. Malzeme parametreleri SPT-N korelasyonları yardımıyla A değeri 20, α değeri 0,7 alınarak hesaplanmıştır.

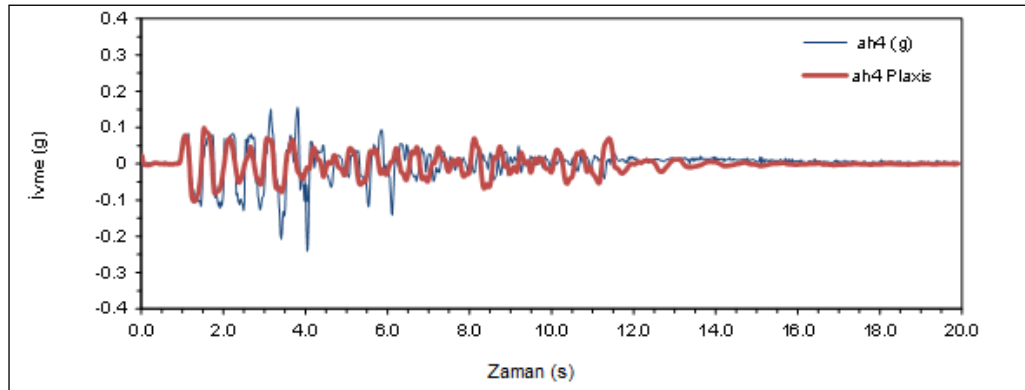
Çizelge 4. 5 Nümerik analizde kullanılan UBC3d_PLM parametreleri

UBC3D-PLM	Kum
$(N_1)_{60}$	6,5
$\phi_{cv} (^{\circ})$	33
$\phi_{pi} (^{\circ})$	33,65
k_G^e	809
k_B^e	566,6
k_G^p	202,6
R_f	0,83
me	0,5
ne	0,5
np	0,4
fac_hard	0,45
fac_post	0,02

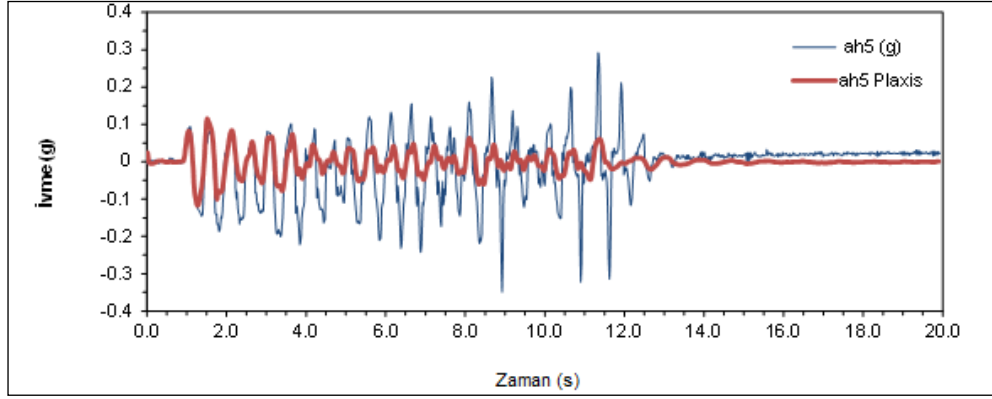
Nümerik analiz sonucu hesaplanan ivme değerlerinin karşılaştırılması aşağıda Şekil 4.20, Şekil 4.21 ve Şekil 4.22 da gösterilmiştir.



Şekil 4. 20 Velacs 1 nolu modelde ah3 ivmeölçer yardımıyla sentrifüj ve plaxis modelde hesaplanan ivme ölçümleri



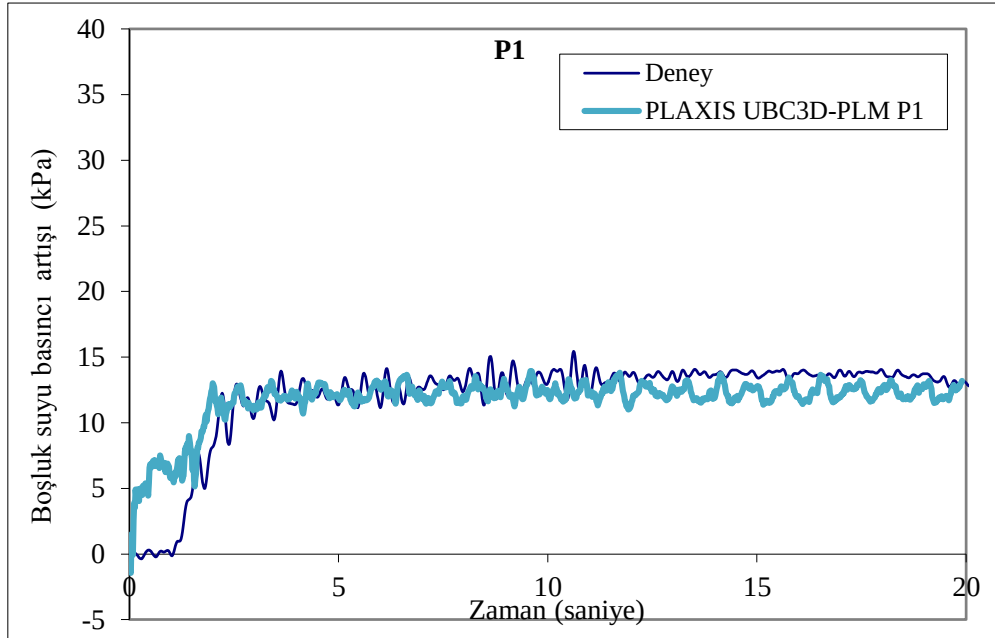
Şekil 4. 21 Velacs 1 nolu modelde ah4 ivmeölçer yardımıyla sentrifüj ve plaxis modelde hesaplanan ivme ölçümleri



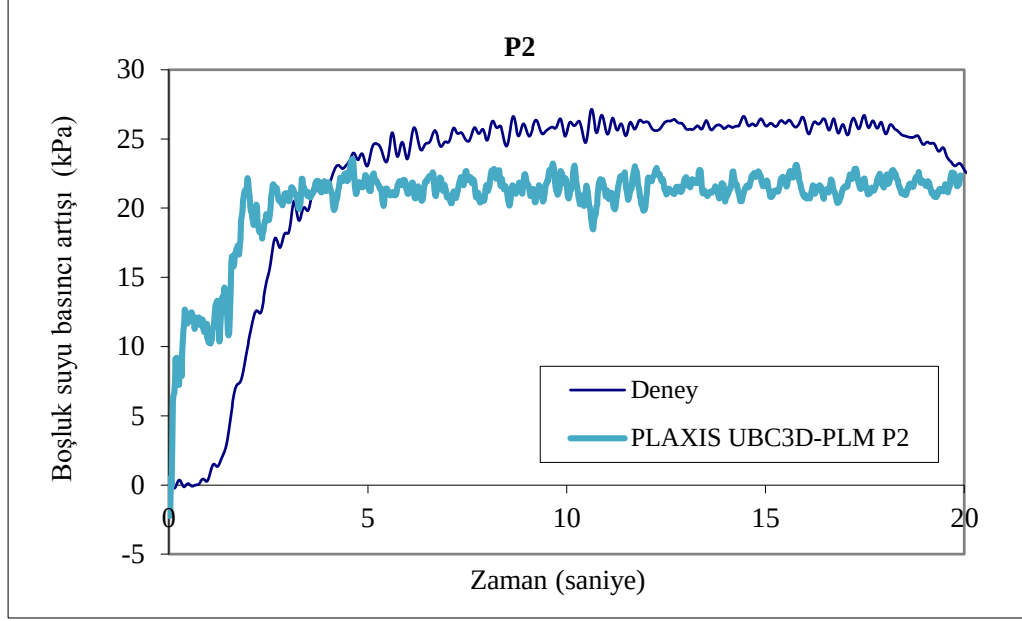
Şekil 4. 22 Velacs 1 nolu modelde ah5 ivmeölçer yardımıyla sentrifüj ve plaxis modelde hesaplanan ivme ölçümleri

Nümerik analiz ve sentrifüj deneylerinden elde edilen ivme-zaman değişimleri karşılaştırıldığında Şekil 4.1 de gösterilen derinliklerdeki ah3 ve ah4 noktalarında ivme ölçümlerinin daha uyumlu olduğu, ah5 noktasında ise sentrifüj modele göre daha düşük ivme değerleri hesaplanmıştır.

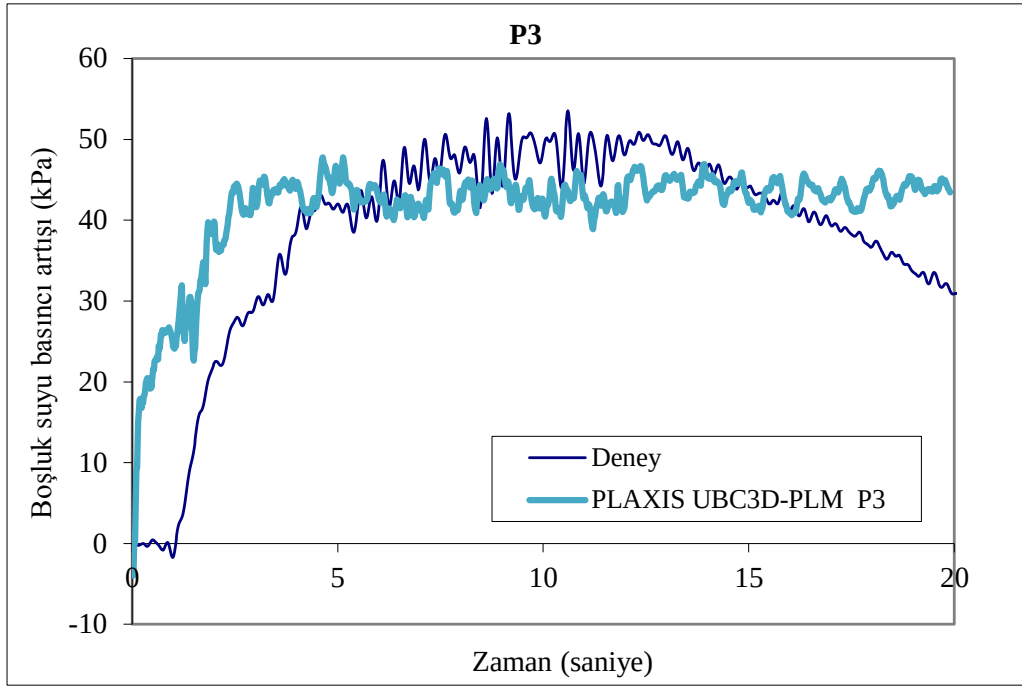
P1, P2, P3 ve P5 noktalarında sentrifüjde ölçülen boşluk suyu basınç artışlarının nümerik analiz sonuçları ile karşılaştırılması ise Şekil 4.23, Şekil 4.24, Şekil 4.25, Şekil 4.26'da verilmiştir.



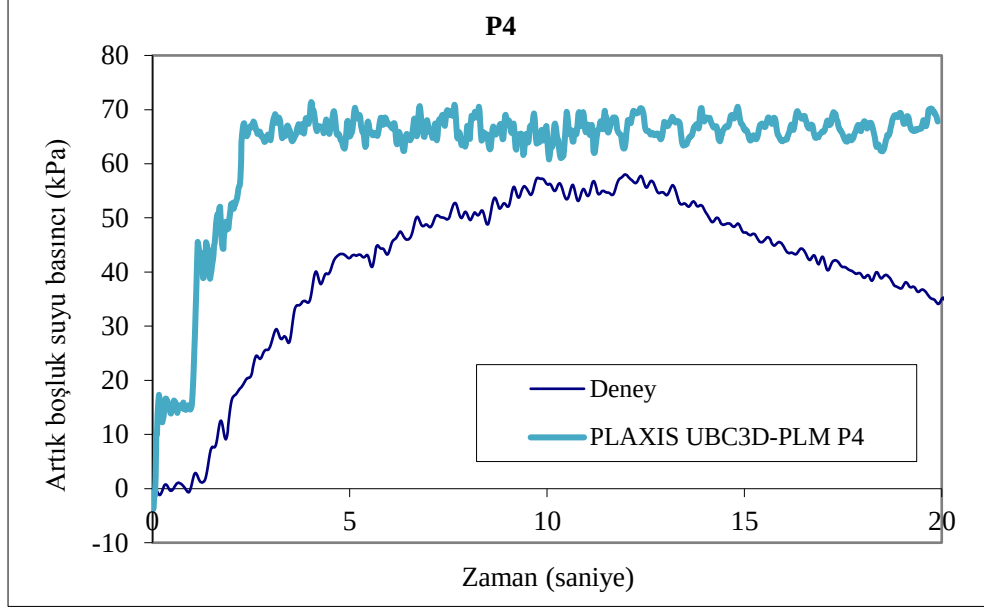
Şekil 4. 23 P1 noktasında ölçülen ve Plaxis UBC3D-PLM ile hesaplanan boşluk suyu basıncı artışlarının karşılaştırılması



Şekil 4. 24 P2 noktasında ölçülen ve Plaxis UBC3D-PLM ile hesaplanan boşluk suyu basıncı artışlarının karşılaştırılması

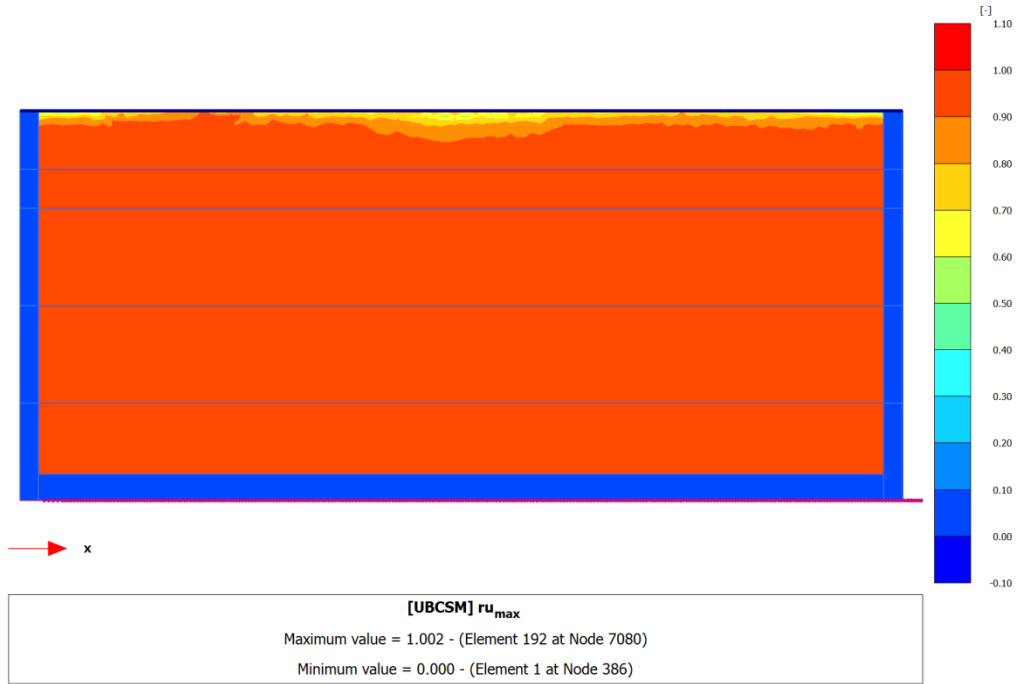


Şekil 4. 25 P3 noktasında ölçülen ve Plaxis UBC3D-PLM ile hesaplanan boşluk suyu basıncı artışlarının karşılaştırılması



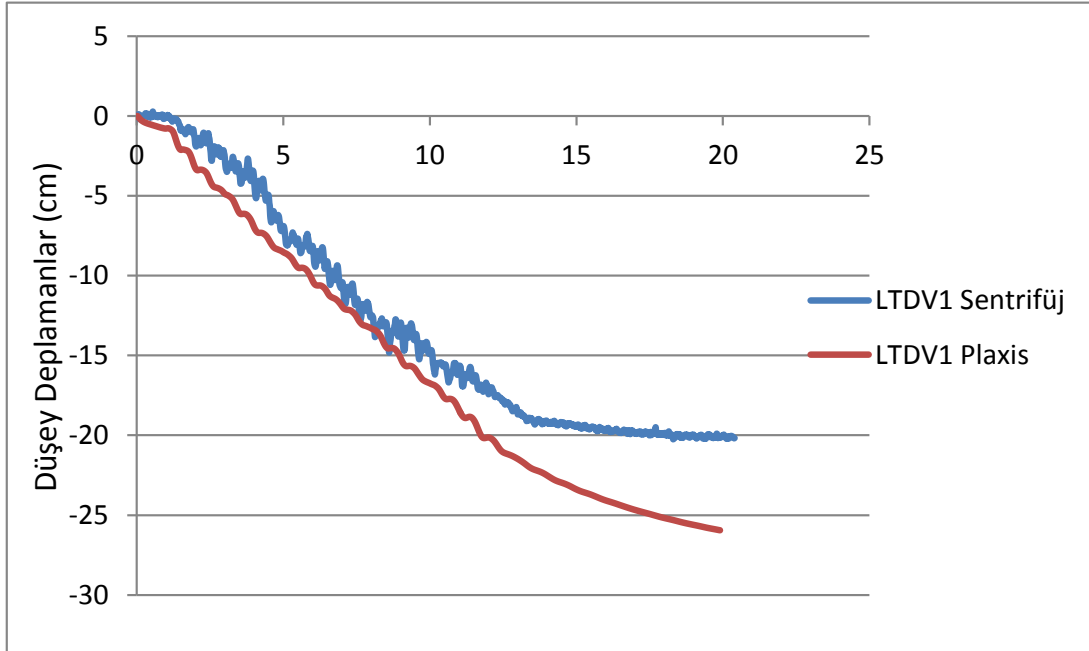
Şekil 4. 26 P4 noktasında ölçülen ve Plaxis UBC3D-PLM ile hesaplanan boşluk suyu basıncı artışlarının karşılaştırılması

Analizlerde 20. saniye sonunda plaxiste hesaplanan maksimum boşluksuyu basınç artış oranının değişimi Şekil 4.27’de verilmiştir. Analiz sonuçlarına göre kum tabakasında maksimum boşluksuyu basıncının oranı $r_{u_{max}}$ 0,9 ile 1 arasında olduğu ve sıvılaşmanın meydana geldiği görülmektedir.

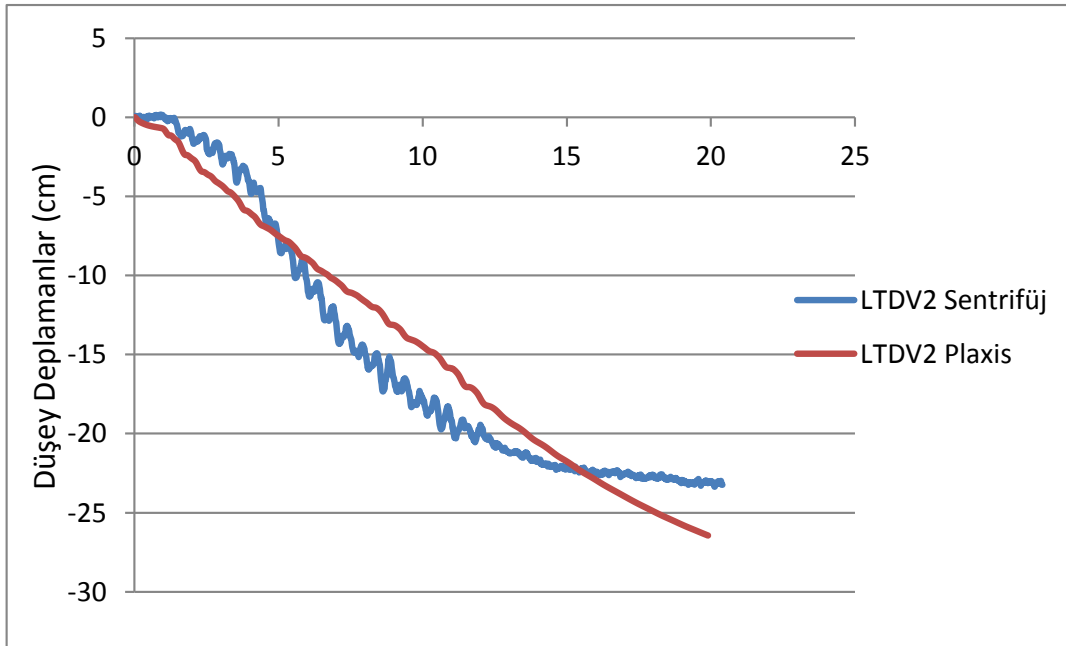


Şekil 4. 27 Plaxiste hesaplanan boşluksuyu basınç oranı $r_{u(max)}$ değeri

Velacs 1 nolu modelde sentrifüj ve Plaxis modelde LVDT1, LVDT 2 noktalarında elde edilen düşey deplasmanların karşılaştırılması Şekil 4.28 ve Şekil 4.29'da gösterilmiştir. Analiz sonuçlarına göre Velacs 1 nolu sentrifüj modelde ölçülen deplasmanlarla nümerik analiz sonuçlarının uyumlu olduğu gözlenmiştir.



Şekil 4. 28 Velacs 1 nolu modelde sentrifüj ve Plaxis modelde LTDV1 noktasında elde edilen düşey deplasmanlar

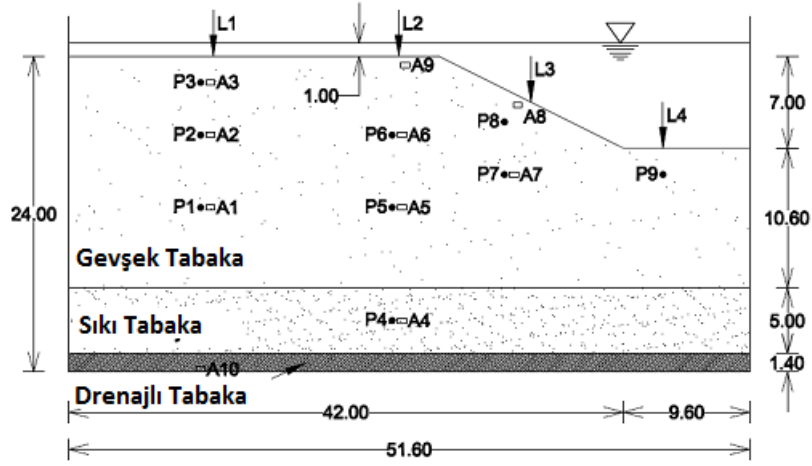


Şekil 4. 29 Velacs 1 nolu modelde sentrifüj ve Plaxis modelde LTDV2 noktasında elde edilen düşey deplasmanlar

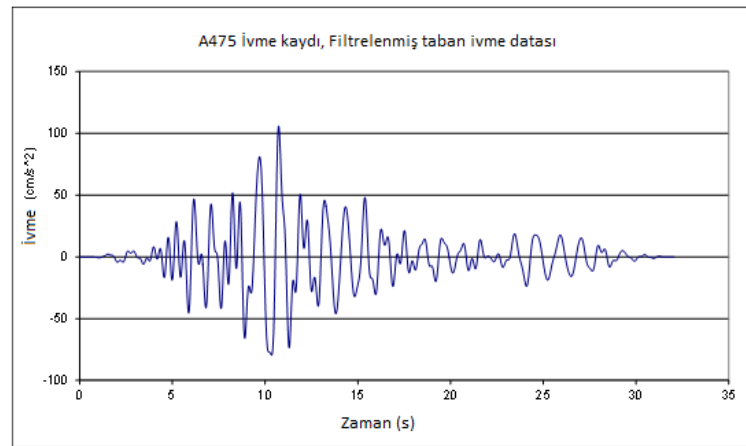
4.3 Eğimli Arazide Meydana Gelen Sıvılaşmayı Modelleyen Sentrifüjün Deney Modeli

Deprem etkisiyle oluşan sıvılaşmadan kaynaklanan hasarların azaltılması konulu proje kapsamında C-CORE sentrifüj deneyleri yapılmıştır. Bu çalışma kapsamında yapılan eğimli sentrifüj modeli Plaxis programının UBC3D-PLM modülü kullanılarak analiz edilmiştir. Sentrifüj deneyi sırasında 70g'lık ivme uygulanmış ve deney sırasında Fransız nehri kumu kullanılmıştır. Prototip ölçekte deneysel modelin geometrisi Şekil 4.30'de gösterilmiştir. Buradaki P boşluk suyu basınç ölçeri, A ivme ölçeri, LVDT düşey deplasman ölçerleri gösterilmektedir. Su seviyesi zemin yüzeyinden 1m yüksektedir.

Modele uygulanan dinamik etki Şekil 4.31'de, nümerik analizlerde kullanılan UBC3D-PLM malzeme parametreleri ise Çizelge 4.6'da verilmiştir.



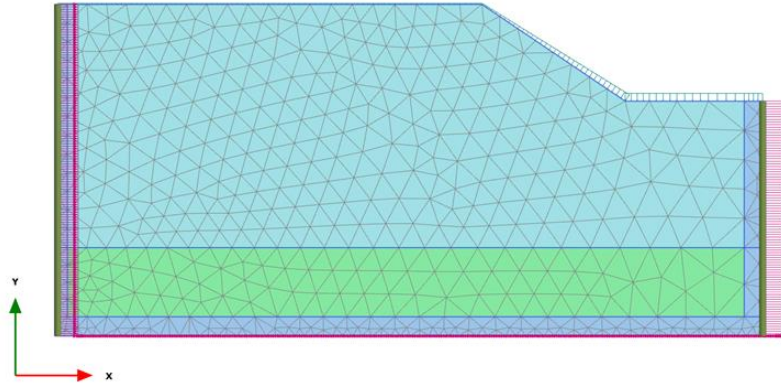
Şekil 4. 30 Prototip ölçekte deney modeli [102] (Tüm ölçekler metre olarak verilmiştir.)



Şekil 4. 31 Deney modeline uygulanan deprem ivme kaydı [121]

Çizelge 4. 6 Nümerik analizde kullanılan malzeme parametreleri

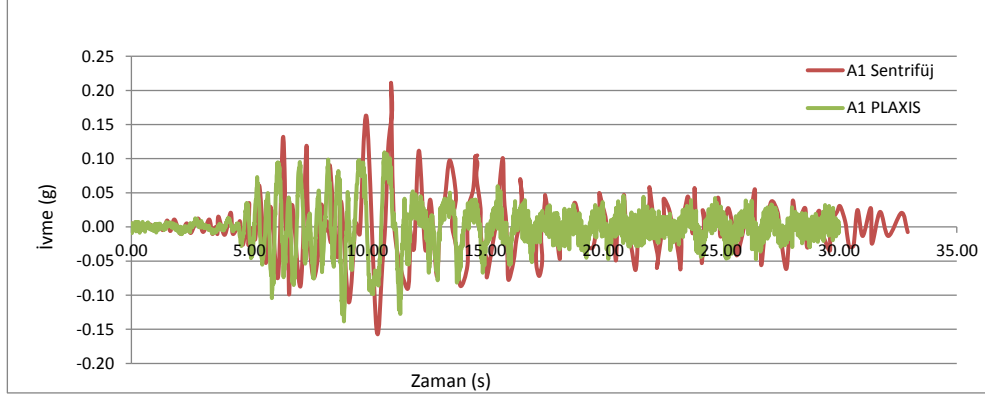
UBC3D-PLM	Kum (Dr=%40)	Sıkı Kum (Dr=%80)
$(N_1)_{60}$	6,5	24,5
$\phi_{cv}(^\circ)$	33	33
$\phi_{pi}(^\circ)$	33,65	37,35
k_{Ge}	809	1259
k_{Be}	566,6	881
k_{GP}	202,6	2367
R_f	0,83	0,68
me	0,5	0,5
ne	0,5	0,5
np	0,4	0,4
fac_hard	1	1
fac_post	1	1



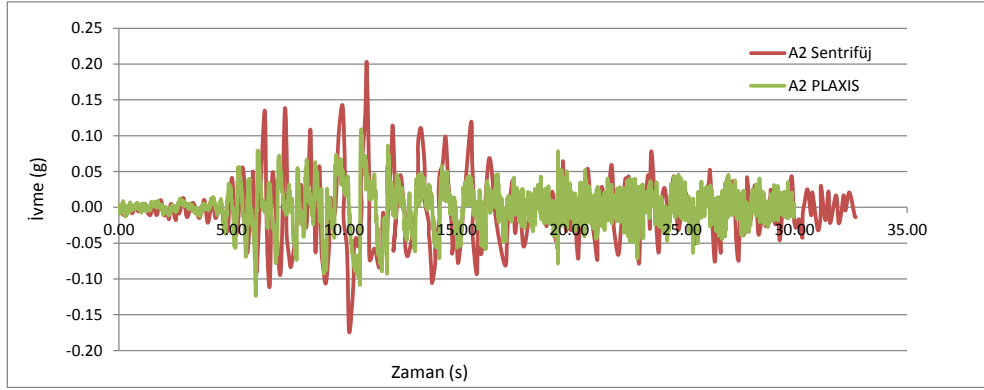
Şekil 4. 32 Eğimli arazi modelinin sonlu elemanlar ağı

Nümerik analizlerde tamamen drenajsız davranış kabul edilerek Plaxis sonlu elemanlar metodu kullanılarak UBC3D-PLM bünye modeli ile nümerik modellemeler yapılmıştır. Bu kabul Plaxis modelinin efektif gerilme analizleri için gereklidir. Nümerik analizde zemin %100 suya doymun kabul edilmektedir. Bu çalışmada kullanılan sentrijüj deneyi rijit konteyner kullanılarak yapılmıştır. Dinamik analizlerde tüm sınırlarda tanımlı yer değıştirmeler kabulü yapılarak analizler yapılmış tabanda y doğrultusunda deformasyona izin verilmezken yan sınırlarda y doğrultusunda hareketine izin verilmiştir. Tanımlı yerdeğıştirmeler verilen ivme zaman tarihçesinde x doğrultusunda uygulanmıştır.

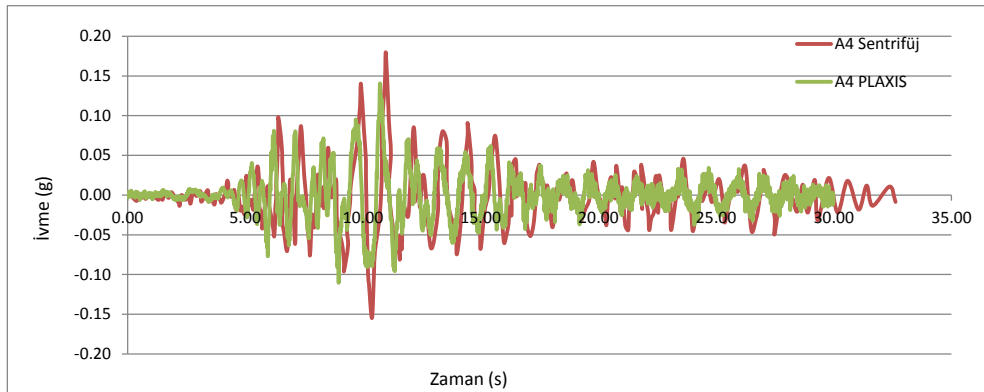
Analiz sonucunda, modelde farklı derinliklerdeki ivme değerleri, boşluksuyu basıncı artışları, yatay ve düşey deplasmanlar hesaplanmıştır. Analizden elde edilen sonuçlar Şekil 4.22-4.46 'da gösterilmiştir.



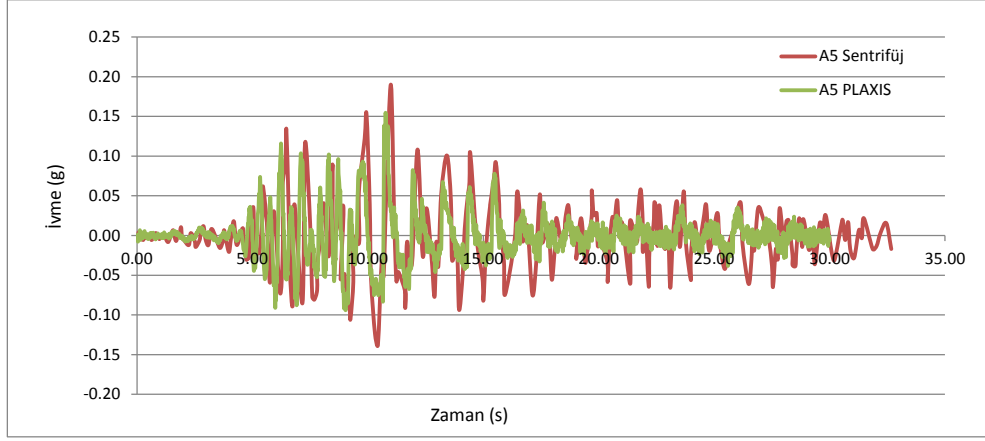
Şekil 4. 33 Gevşek kum tabakasında A1 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması



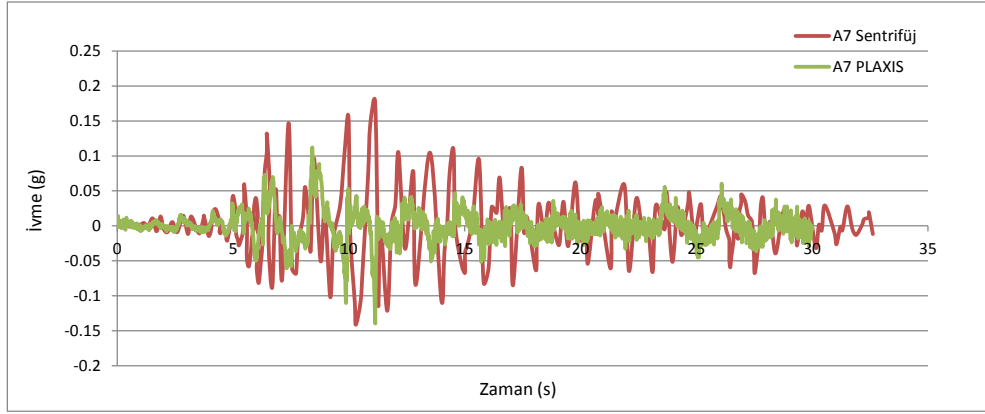
Şekil 4. 34 Gevşek kum tabakasında A2 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması



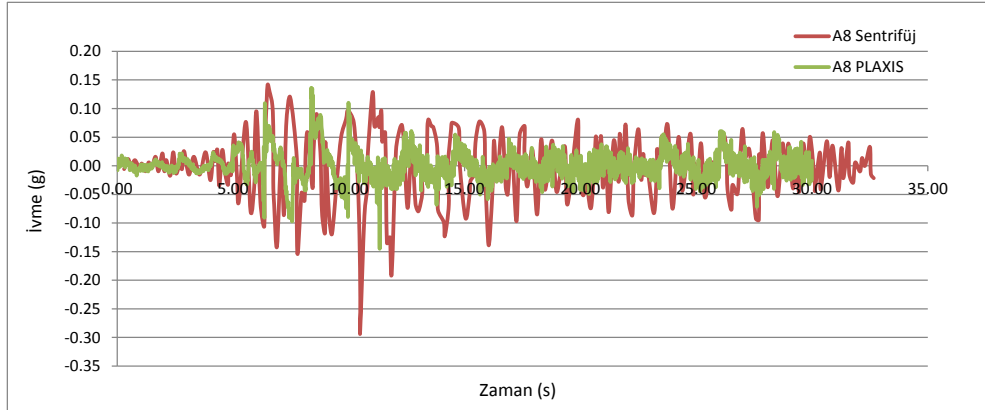
Şekil 4. 35 Sıkı kum tabakasında A4 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması



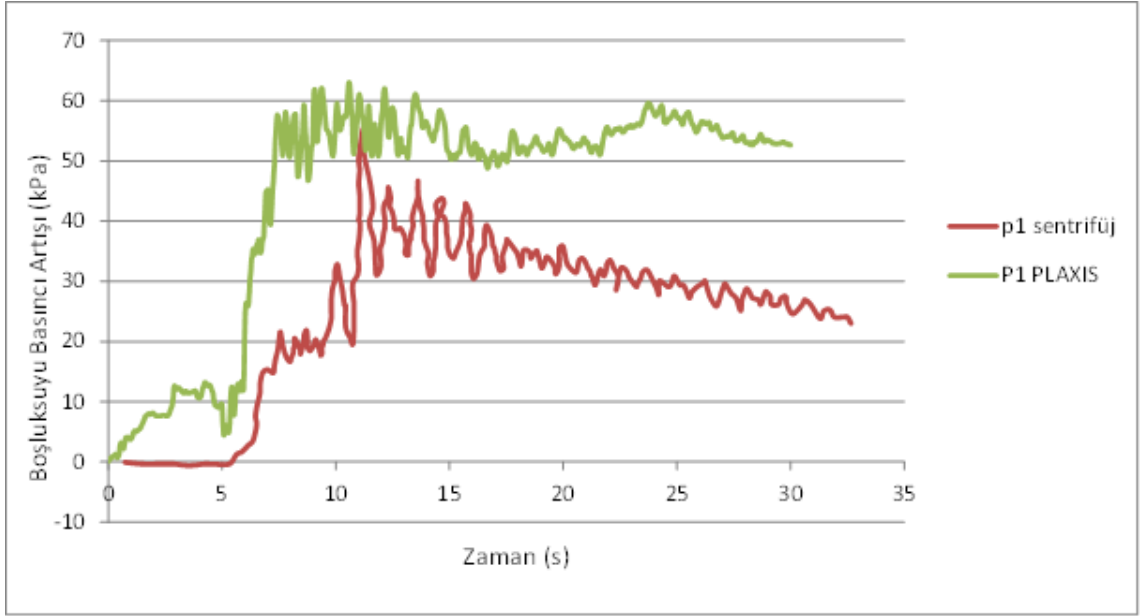
Şekil 4. 36 Gevşek kum tabakasında A5 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması



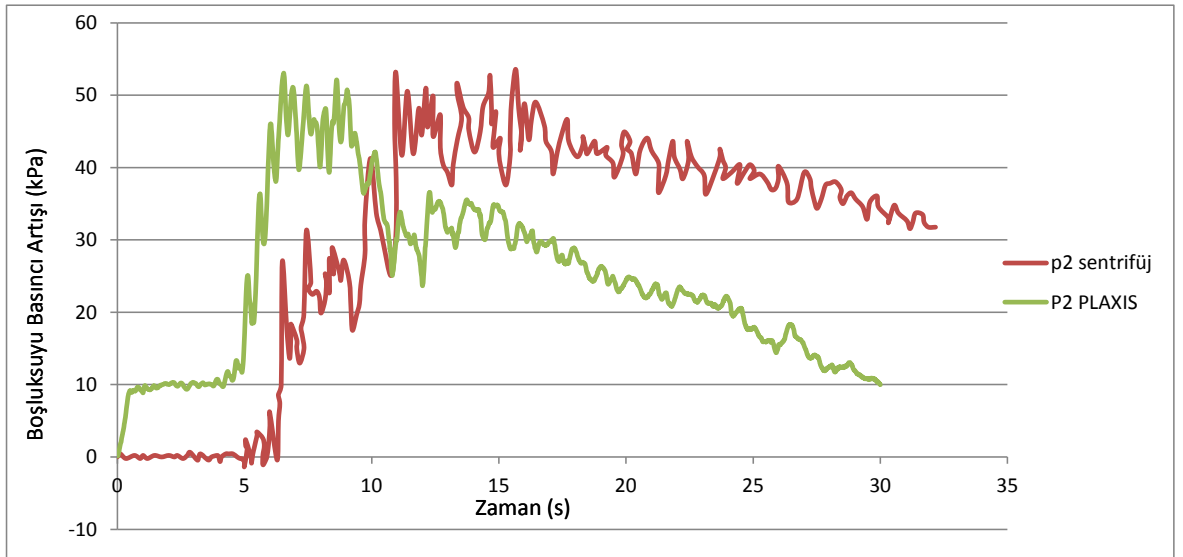
Şekil 4. 37 Eğimli araziye yakın gevşek kum tabakasında A7 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması



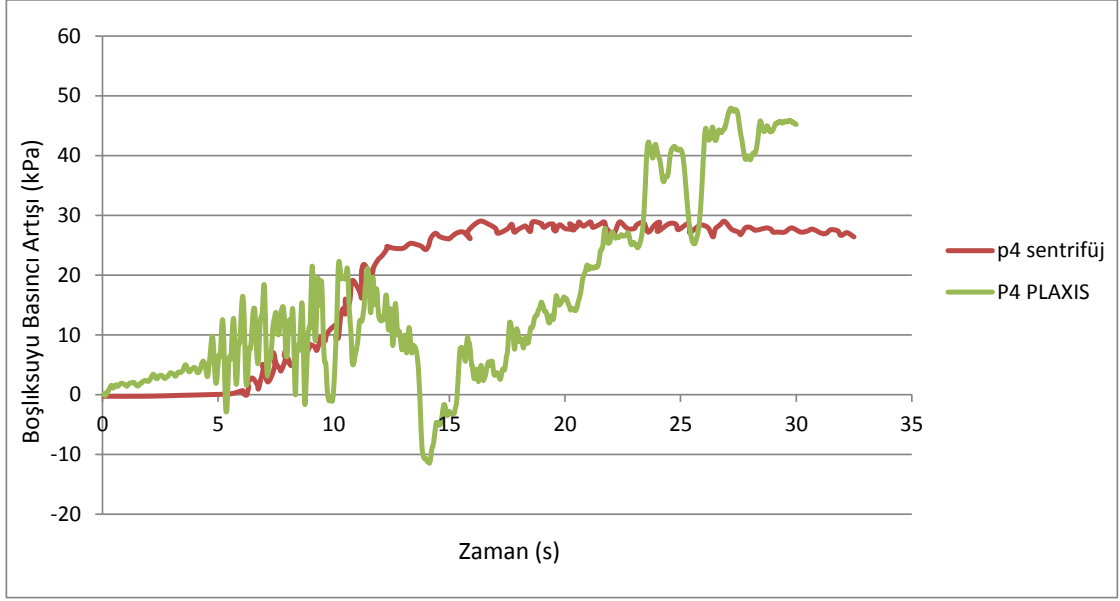
Şekil 4. 38 Eğimli araziye yakın gevşek kum tabakasında A8 noktasında sentrifüj ve plaxisteki deneysel ve nümerik analizlerden elde edilen ivme-zaman değişimlerinin karşılaştırılması



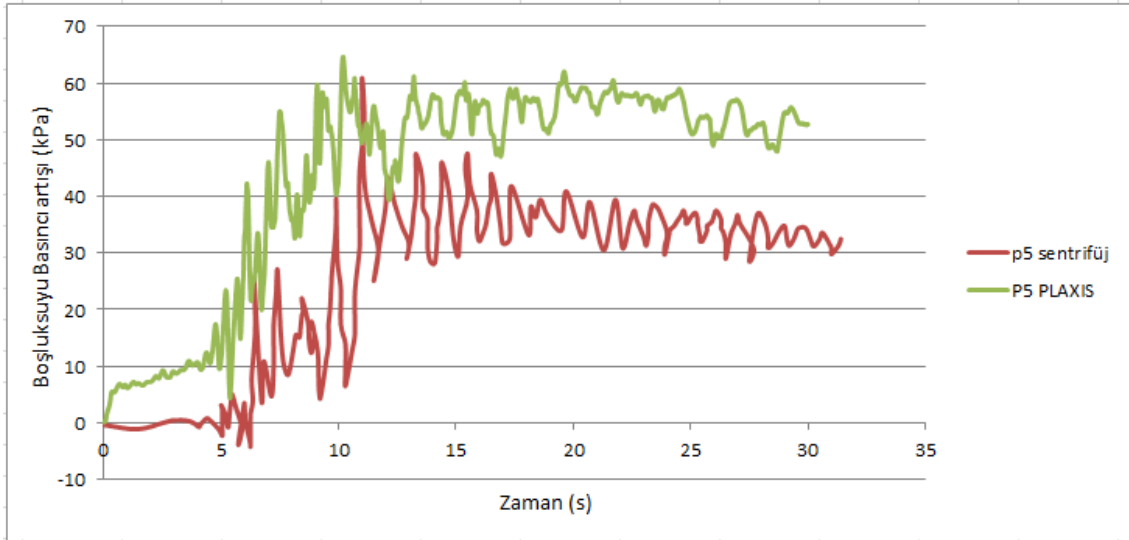
Şekil 4. 39 P1 noktasında gevşek kum tabakasında sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması



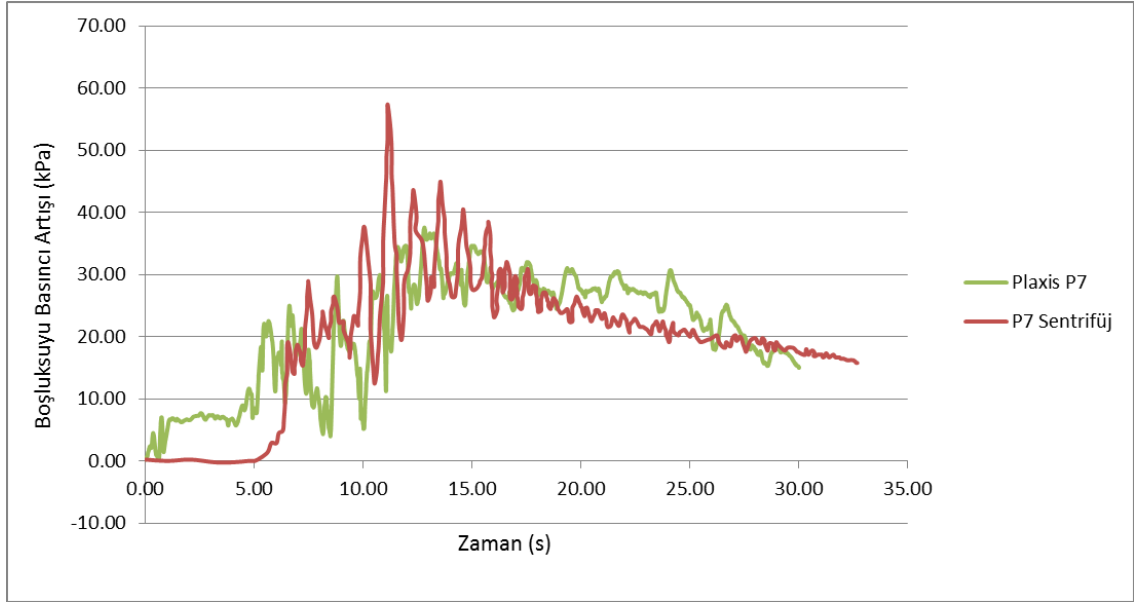
Şekil 4. 40 P2 noktasında gevşek kum tabakasında sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması



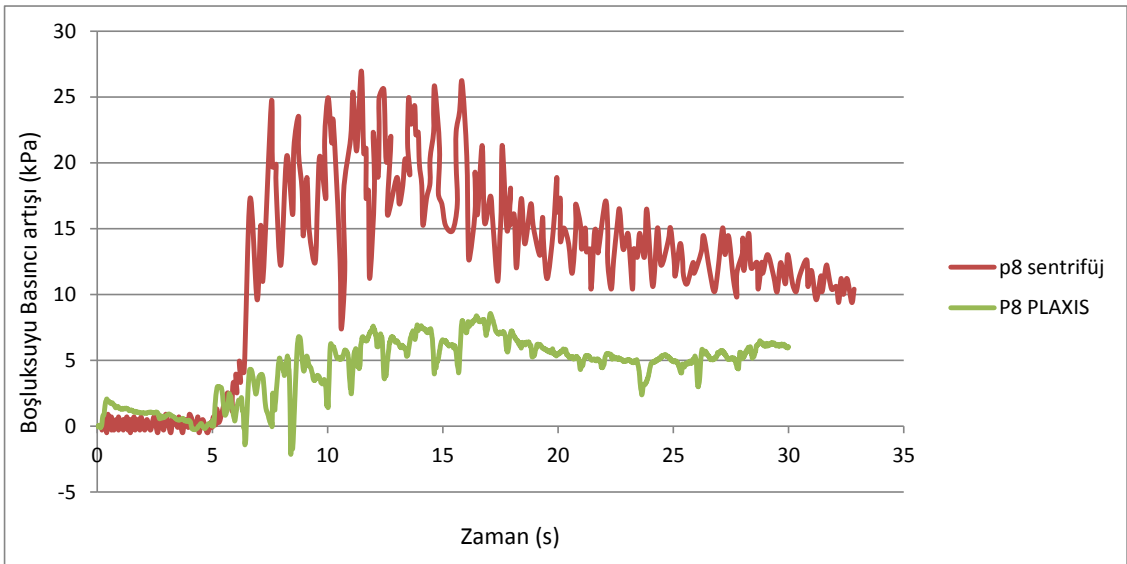
Şekil 4. 41 P4 noktasında sıkı kum tabakasında sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması



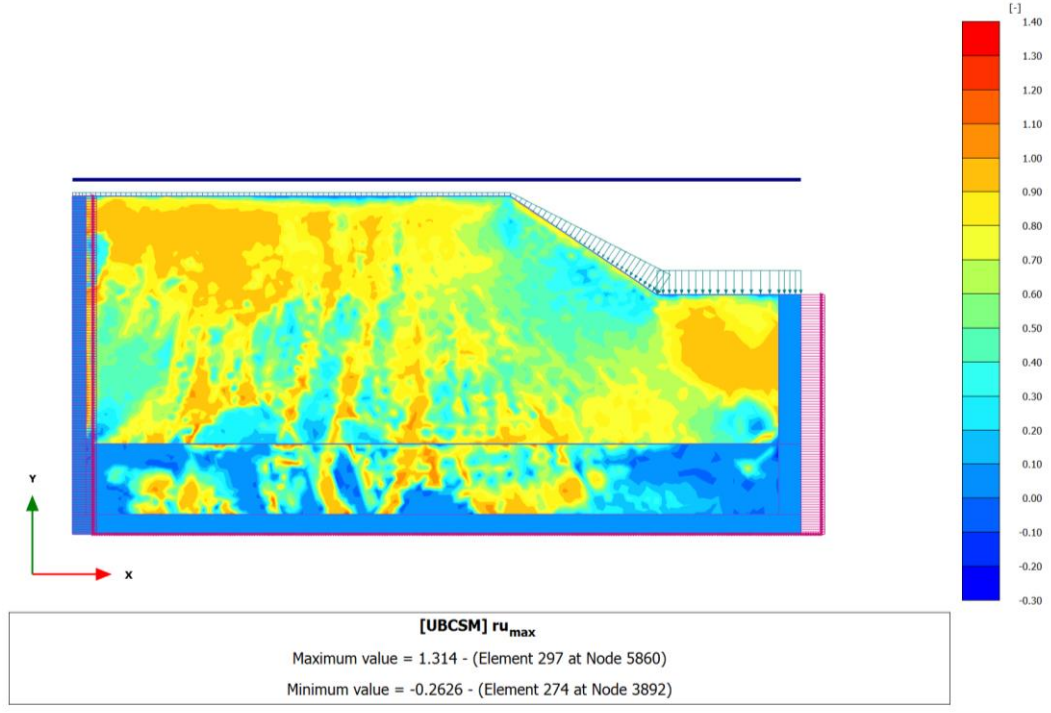
Şekil 4. 42 P5 noktasında gevşek kum tabakasının orta kısmında sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması



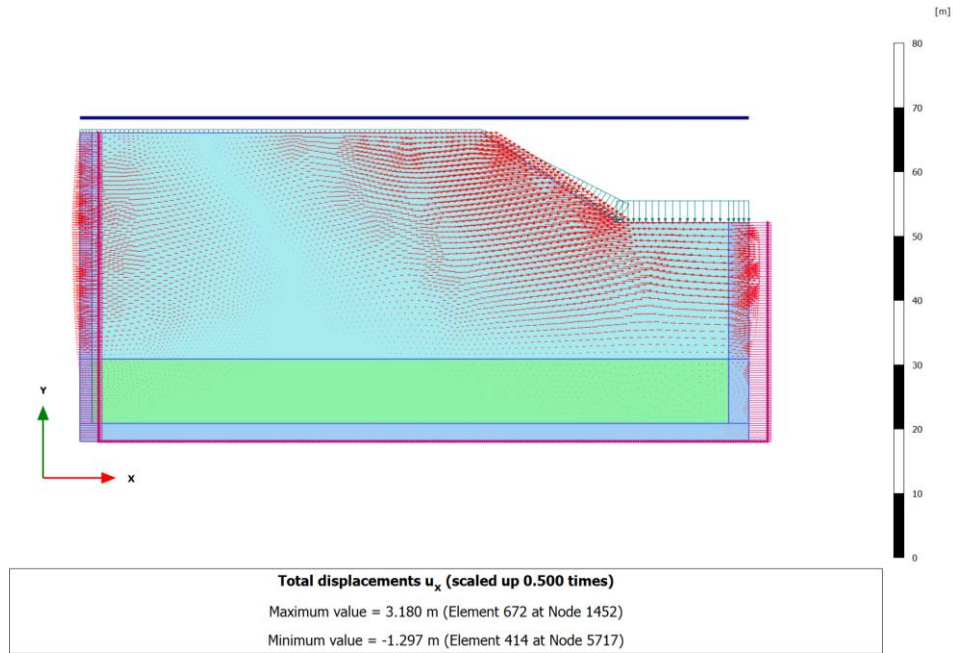
Şekil 4. 43 P7 noktasında eğimli araziye yakın kısımda sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması



Şekil 4. 44 P8 noktasında eğimli araziye yakın kısımda sentrifüj boşluksuyu basıncı artışı ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışının karşılaştırılması



Şekil 4. 45 Analizler sonucunda 30. saniyede oluşan $ru_{\max}$ değerlerinin değişimi

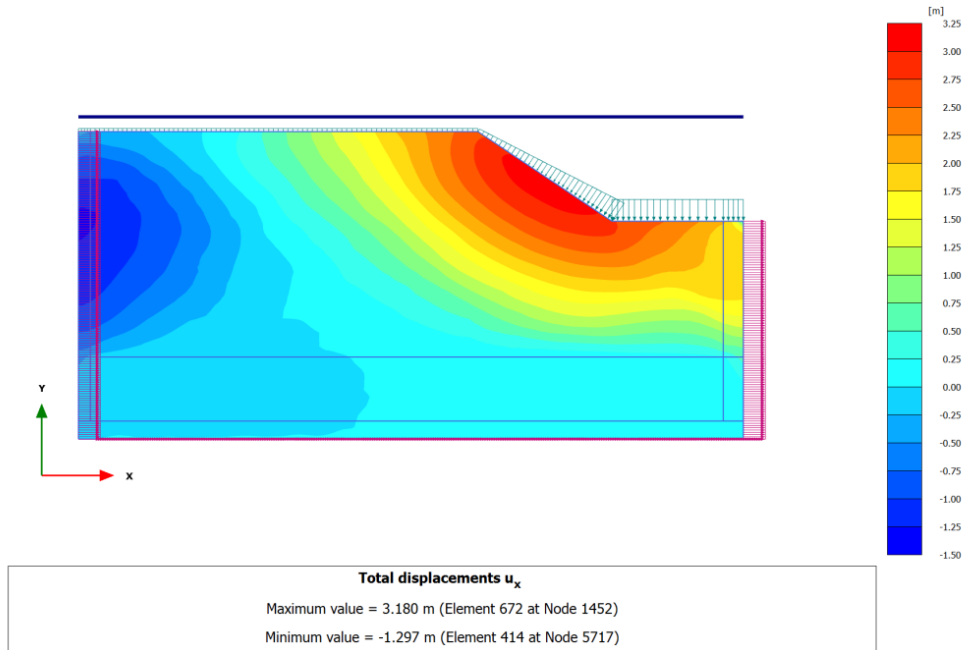


Şekil 4. 46 30. saniyede oluşan toplam yatay yerdeğiştirme vektörleri

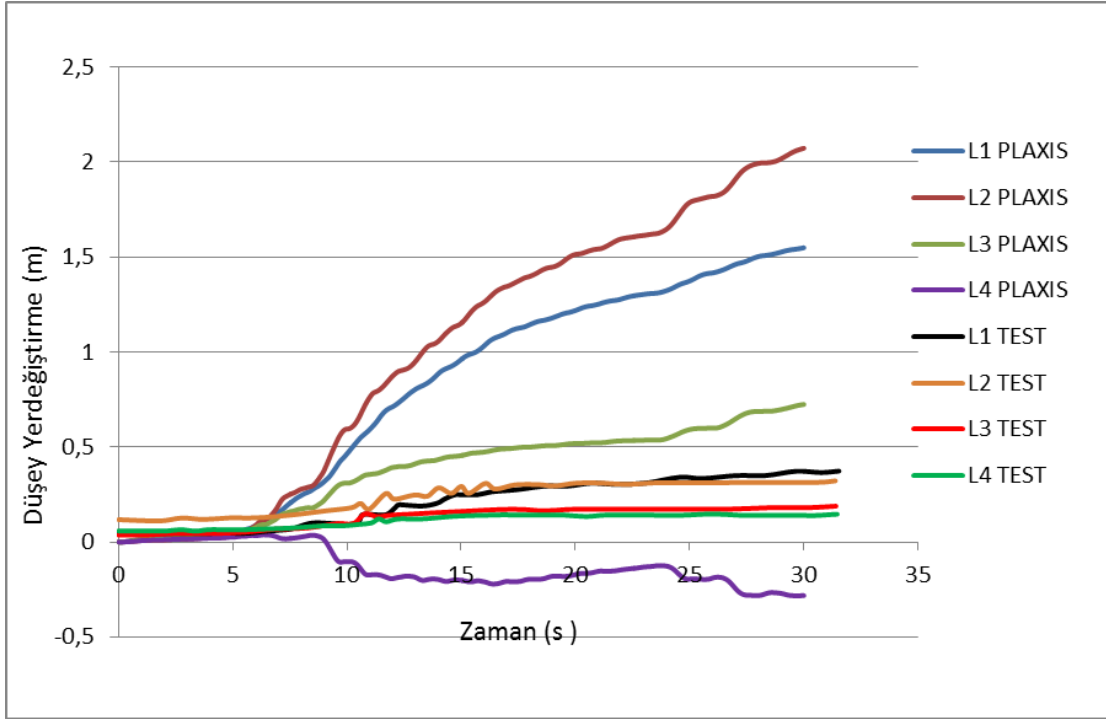
Nümerik analizlerden hesaplanan sonuçlar sentrifüj deney ölçüm sonuçlarıyla karşılaştırıldığında, nümerik analizlerden hesaplanan ivme değerlerinin zamanla değişiminin model deneyinde ölçülen değerler ile genel olarak uyumlu olduğu, nümerik

analizlerden hesaplanan artık boşluk suyu basınçlarının ise ölçülen değerlerden daha büyük olarak değiştiği görülmektedir. Boşluksuyu basıncı artışında bu farklılığın nümerik analizlerde gevşek kum tabakası için kullanılan malzeme parametrelerinin %40 sıkılıkta ki kum tabakasını tam olarak temsil etmediği için olabileceği ya da UBC3D-PLM sıvılaşma modelinin akma sıvılaşmasının meydana geldiği eğimli arazilerdeki sıvılaşma davranışını modelleyememesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Bu analizde eğimli araziler için önerildiği gibi f_{achard} ve f_{acpost} değerleri 1 alınarak analiz yapılmış elde edilen yatay toplam deplasmanlar Şekil 4.47’de gösterilmiştir. Analizlerde ölçülen ve hesaplanan düşey deplasmanların karşılaştırılması Şekil 4.48’de gösterilmiştir. Analizlerden hesaplanan değerler ile deneylerde ölçülen deplasmanlar merteye olarak farklılık göstermekte olup, hesaplanan değerler ölçülen değerlerden yaklaşık 4 kat yüksek olarak belirlenmiştir.



Şekil 4. 47 30. saniyede oluşan toplam yatay yerdeğiştirme kontürleri



Şekil 4. 48 Eğimli arazide Plaxis ile hesaplanan düşey deplasmanların sentrifüj deney sonuçlarıyla karşılaştırılması

4.3.1 Sonuçlar ve Genel Değerlendirme

Bu bölümde model parametrelerinin etkisinin değerlendirmek için çeşitli analizler yapılmıştır. Bu amaçla Velacs 1 nolu model deneyi ve eğimli sentrifüj model nümerik olarak modellenmiştir. Bu sentrifüj model için analiz model girdi parametrelerinden elastik kayma modülü sayısı k_G^e değerini $SPT(N_1)_{60}$ korelasyonlarıyla elde etmede kullanılan denklemde yer alan sabit A katsayısı için 15, 17, 20 değerleri için analiz yapılmıştır. Yapılan analizlerde en uygun sonuçlar A için 20 değeri kullanıldığında elde edildiği gözlemlenmiştir. Ayrıca analiz parametrelerinden k_B^e değerini elde etmede kullanılan α değeri için (0,7-1) aralığında değerlerle analizler yapılarak parametrenin etkisi değerlendirilmiştir. Yapılan analizler sonucu α değerinin analiz sonuçlarına çok büyük bir etkisi olmadığı sadece boşluksuyu basıncının artışında hafif farklar oluşturduğu ancak belli bir saniyeden sonra bu farkın kapandığı gözlemlenmiştir. Diğer bir parametrik analizde plastik kayma modülü üssü n_p (0,4-0,5) değeri için analizler yapıp, bu parametrenin boşluksuyu basıncı artışları üzerindeki etkisine bakılmıştır. Plastik kayma modülü üssü n_p değerinin analiz sonucunu çok fazla değiştirmede sadece n_p değeri için 0,4 verildiğinde boşluksuyu basınçlarının oluşumunda %7

oranında bir azalma gözlenmiştir. Bahsedilen tüm bu analizlerde Plaxis dinamik sınır koşulları kullanılmıştır. Yapılan bu analizlerde standart deprem sınırları modelin sağ ve sol kenarlarında viskoz emici sınırlar olarak, tabanında ise tanımlı yerdeğiştirme (prescribed displacement $u_x=0,01$, $u_y=0$) tanımlanarak yapılmıştır.

Analizlerin bir sonraki aşamasında ise serbest alan durumunu dikkate alacak şekilde iyileştirilerek analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler malzeme parametreleri hesabında olan $A=20$ ve α değeri 0,7 değerleri kullanılmıştır. Elde edilen ivme sonuçları ve boşluksuyu basınçları karşılaştırılarak daha uyumlu sonuçlara ulaşıldığı gözlenmiştir. Analiz sonucunda nümerik modelde hesaplanan deplasmanlar ile deneyde ölçülen deplasmanların değişimi Şekil 4.28 ve Şekil 4.29'da gösterilmiş ve sonuçların uyumlu olduğu görülmüştür. Oluşan deplasmanların uyumlu olduğu gözlemlenmiştir. Analiz sonuçlarına göre Plaxiste hesaplanan ru_{max} değeri sıvılaşabilir tabakalarda beklenildiği gibi 1 değerine ulaştığı ve tabakada sıvılaşmanın meydana geldiği görülmüştür.

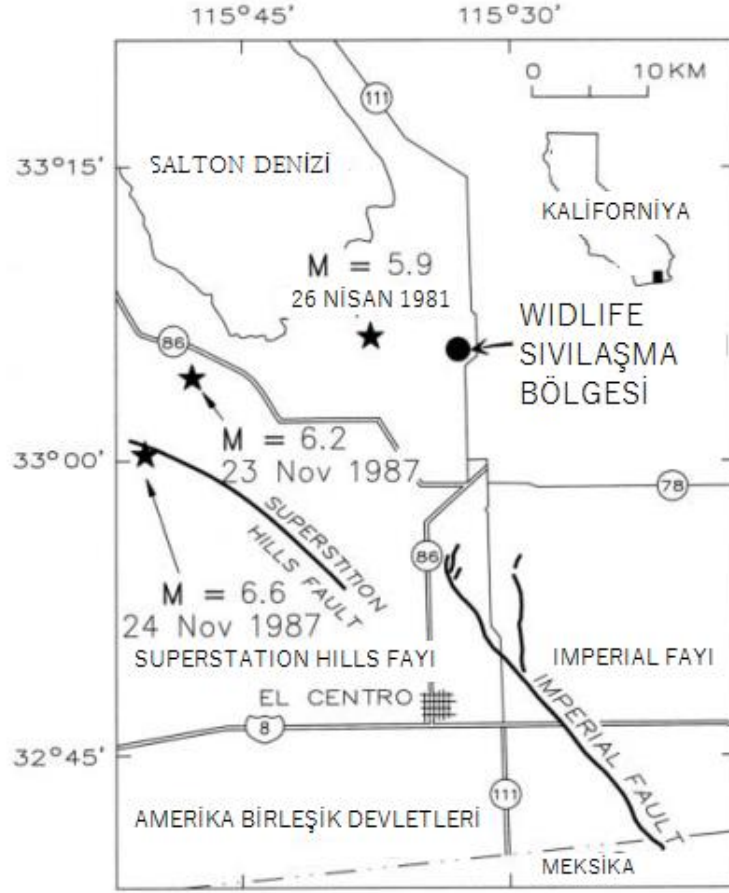
Analizde sınır şartı olarak serbest alan elamanları kullanılmıştır. Yapılan nümerik çalışmada P1, P2, P5 noktalarında düz yüzeyli kısımda oluşan boşluksuyu basınçları ve ivmeler karşılaştırılmıştır. Bu noktalarda sentrifüj ölçümleri ile ivme-zaman değişimlerinin uyumlu olduğu görülmüştür. Sıkı kum tabakasında yer alan P4 noktasında gevşek kum tabakasına göre beklenildiği gibi daha düşük boşluksuyu basınç artışı olduğu ve hesaplanan ve ölçülen değerlerin uyumlu olduğu görülmüştür. P7 noktasında sentrifüj sonuçlarıyla uyumlu boşluksuyu basınçları elde edilmiştir. P8 noktasında ise sentrifüj ölçümlerine oranla yaklaşık %60 daha az boşluksuyu basıncı hesaplanmıştır. Analizler sonucunda Şekil 4.47'de görüldüğü gibi sıvılaşma sonrası 3 m civarında yatay deplasmanlar oluşturmuştur. Bu durumda yine L1, L2, L3 ve L4 noktalarında hesaplanan düşey deplasmanlar Şekil 4.47'de gösterilmiştir. Bu sonuçlara göre deplasmanlar deney verileriyle kıyaslandığında aşırı fazla hesaplanmıştır.

Elde edilen sonuçlara göre, kullanılan UBC3D-PLM sıvılaşma bünye modelinin yatay yüzeyli arazilerdeki sıvılaşma davranışını daha iyi tahmin edebilmekte, akma sıvılaşmasının meydana geldiği eğimli arazilerde bu davranışı gerçekçi modelleyemediği düşünülmektedir.

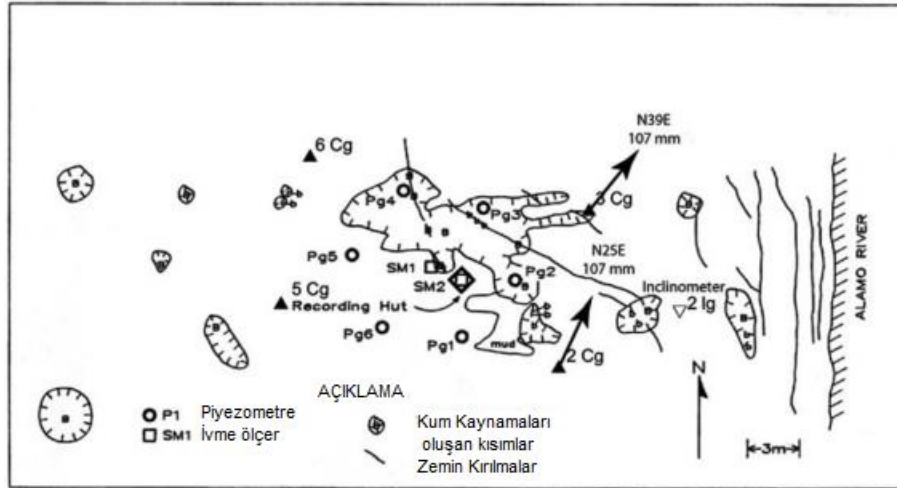
WILDLIFE ARAZİSİNİN SIVILAŞMA SIRASINDAKİ DAVRANIŞININ UBC3D-PLM MODEL İLE SAYISAL ANALİZİ

5.1 Wildlife Sıvılaşma Alanı Zemin Davranışı [122]

Wildlife arazisinde 1981 Westmorland depreminde belli bölgelerde sıvılaşmanın neden olduğu etkiler görülmüştür [123]. Bu gözlemlerden sonra araziye SM1 ve SM2 adlı iki ivmeölçer ve 5 adet piyezometre yerleştirilmiştir. Bunlardan SM1 zemin yüzeyine, SM2 ise yüzeyden 7,5 m derinliğe yerleştirilmiştir. Bu çalışmadan sonra 23 Kasım 1987’de 12 saat içinde Wildlife yakınlarında iki deprem meydana gelmiştir. Bunların ilki Elmore Ranch depremi ana depremden 9 saat önce oluşan $M_w = 6,2$ büyüklüğünde ikincisi yani ana deprem ise $M_w = 6,6$ büyüklüğündeki Superstition Hill depremidir (Şekil 5.1). Bu depremde 4,3 m kalınlığında kum tabakasında sıvılaşma meydana gelmiştir [124]. Sıvılaşma sonrası alanın yüzeyi su ve çamurla kaplanmıştır. Arazideki deprem sırasında alınan kayıtlar sıvılaşma davranışı ile ilgili datalar elde edilmesini sağlamıştır. 1987 yılında meydana gelen Superstition Hill depremi $M_w = 6,6$ sırasında (Şekil 5.2) de görüldüğü gibi araştırma alanında piezometreler yardımı ile deprem sırasında kum tabakasında oluşan ve sıvılaşmaya yol açan boşluk suyu basıncı artışları kaydedilmiştir. Elde edilen birçok araştırmada bu datalar nümerik analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Sıvılaşma sonrası arazideki deformasyonlar ve kum kaynamaları Şekil 5.2’de gösterilmiştir.

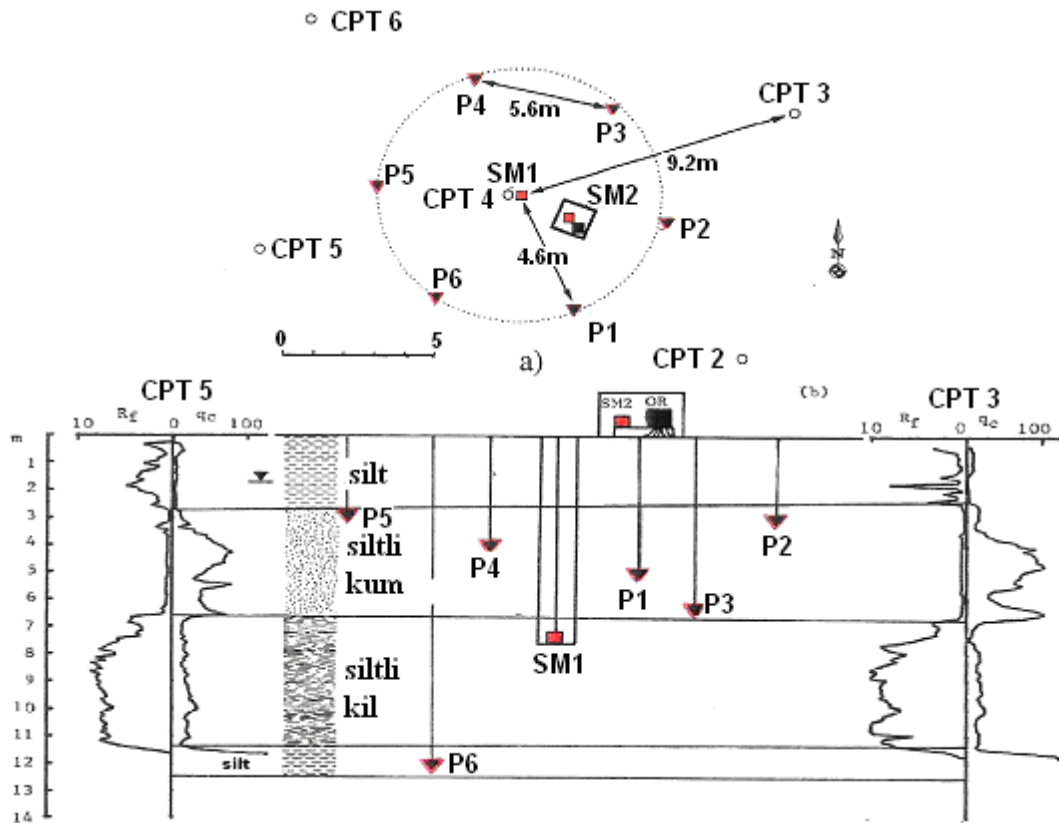


Şekil 5. 1 Büyüklükleri M6,6, M6,2 ve M5,9 olan Superstition Hills, Elmore Ranch ve Westmorland depremleri [124]



Şekil 5. 2 Wildlife arazisinde piyezometrelerin, ivmeölçerlerin yerleri ve kum kaynamaları ve oluşan deformasyonlar [125]

Arazi verilerine göre üstteki silt tabakası yaklaşık 2,5m kalınlıktadır. Bu tabakanın altında sıvılaştırılabilir kabul edilen siltli kum tabakası yer almaktadır. Siltli kum tabakasının altında ise 5 m kalınlıkta siltli kil tabakası bulunmaktadır. Bu arazide yeraltı su seviyesi yaklaşık 1,2m derinliktedir. Arazi zemin profili ve boşluksuyu basınç ölçerlerin konumları Şekil 5.3’ te gösterilmiştir.



Şekil 5. 3 Wildlife sıvılaşma araştırma alanı a) arazi planı
b) piezometre derinlikleri [122]

5.2 Nümerik Analizlerde Kullanılan Wildlife Arazisi Zemin Tabakalarının Özellikleri

Bu kısımda parametrik analizler sonucunda elde edilen malzeme parametreleri kullanılarak, sıvılaşma potansiyelinin yüksek olduğu bilinen bir arazi Plaxis sonlu elemanlar programının UBC3D-PLM modeli ile analiz edilmiştir. Nümerik modellemenin geçerliliğinin sınanması amacı ile depremselliği ve sıvılaşma potansiyeli yüksek olan Wildlife sıvılaşma araştırma alanı’nda bir deprem sırasında elde edilen arazi ölçümleri ile analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Analizlerde kullanılacak zemin tabakalarının

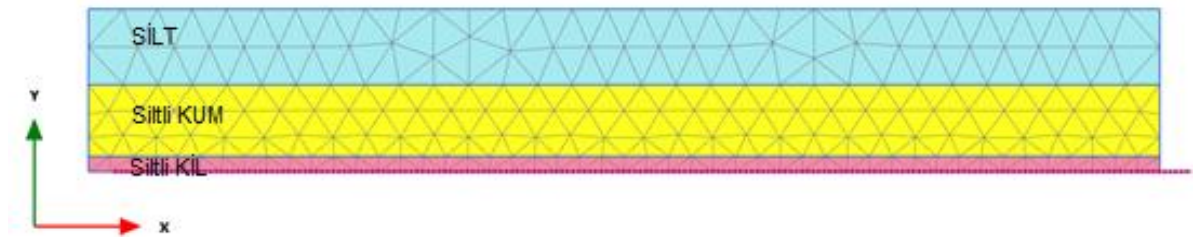
özelliklerini belirleyebilmek için Çizelge 5.1’de verilen arazide yapılmış olan standart penetrasyon darbe sayısı değerlerinden faydalanılmıştır. Kayma modülü değerlerinin hesabı için ise kayma dalgası hızı ile kayma modülü arasındaki ilişki aşağıda belirtilen bağıntı kullanılmıştır. Burada V_s kayma dalgası hızı, G kayma modülü, ρ yoğunluk değeridir.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (5.1)$$

Çizelge 5. 1 Derinlik boyunca zemin tabakalarının özellikleri

Derinlik (m)	V_s (m/s)	γ (kN/m ³)	SPT-N
1,5	100,1	19	17
2,5	123,6	19	17
3,5	148,8	19,5	17
4,5	156,6	19,5	17
5,5	163,5	19,5	17
6,8	170,4	19,5	17
7,5	177,5	19,6	17

UBC3D-PLM sivilaşma modeli kullanılarak Wildlife Sivilaşma Araştırma Alanı’nın Superstition Hill depremi sırasındaki davranışı analiz edilerek yerinde ölçülen artık boşluk suyu basınçları ile nümerik analizden elde edilmiş sonuçlar karşılaştırılmıştır. Analizlerde, deprem hareketi Şekil 5.3’de görülen yüzeyden 7,5 m derinlikte yer alan siltli kil tabakasının tabanında etkililerek, deprem sırasında oluşacak boşluk suyu basınçları hesaplanmıştır. Analizler dinamik deprem sınırları ve drenajsız durum dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Oluşturulan modelin sonlu elemanlar modeli Şekil 5.4’ de görülmektedir.



Şekil 5. 4 Oluşturulan modelin sonlu elemanlar ağı

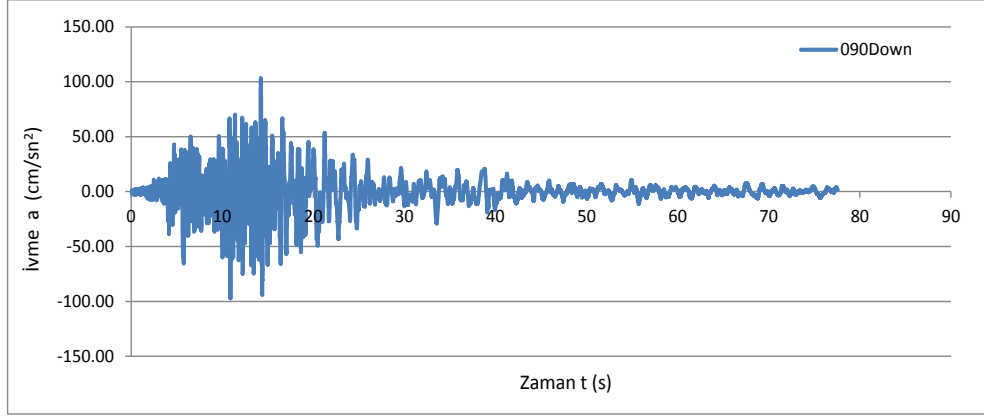
Hesaplarda kullanılan sıvılaşmayan tabakalar için kullanılan parametreler ve kullanıcı tanımlı eklenen UBC3D-PLM sıvılaşma bünye modeli parametreleri Çizelge 5.2’de ve Çizelge 5.3 gösterilmektedir.

Çizelge 5. 2 HS small model kullanılarak oluşturulan malzeme parametreleri

	Silt	Siltli Kil
γ_{unsat} (kN/m ³)	17	17
γ_{sat} (kN/m ³)	19	19
c (kPa)	5	5
$\phi^{(o)}$	26	26
E_{50}^{ref} (kPa)	17000	17000
E_{oed}^{ref} (kPa)	17000	17000
E_{ur}^{ref} (kPa)	51000	51000
m	1	1
v_{ur}	0,2	0,2
K_0^{nc}	0.5616	0.5616
R_{inter}	1	1
R_f	0,9	0,9
G_0	29302	58013
$\gamma_{0.7}$	1×10^{-4}	1×10^{-4}

Çizelge 5. 3 UBC3D-PLM kullanıcı tanımlı sıvılaşma modeli için kullanılan parametreler

UBCSAND	Siltli Kum
$(N_1)_{60}$	17
$\phi_{cv} (^{\circ})$	33
$\phi_{pi} (^{\circ})$	35,1
k_G^e	1115
k_B^e	780,4
k_G^p	1067
R_f	0,72
me	0,5
ne	0,5
np	0,4
f_{ac_hard}	0,45
f_{ac_post}	0,02



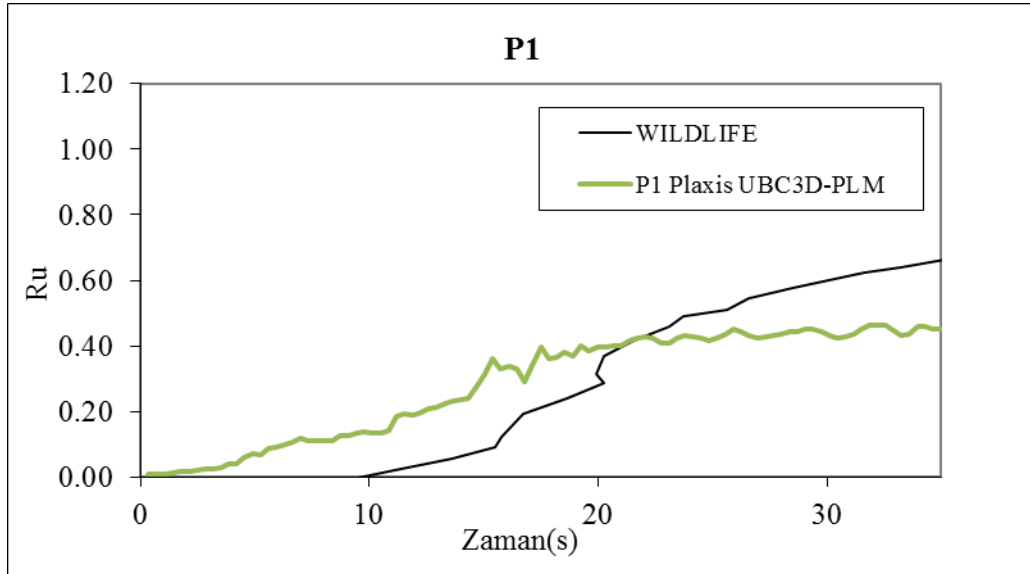
Şekil 5. 5 Analizde kullanılan doğu-batı (Down090) doğrultusundaki deprem datası

Doğu-Batı Hareketi (Down090) deprem datası 7,5m derinlikten input datası olarak girildiğinde sıvılaştırılabilir tabakada hesaplanan, arazide ölçülen boşluksuyu basınç oranları karşılaştırılmıştır.

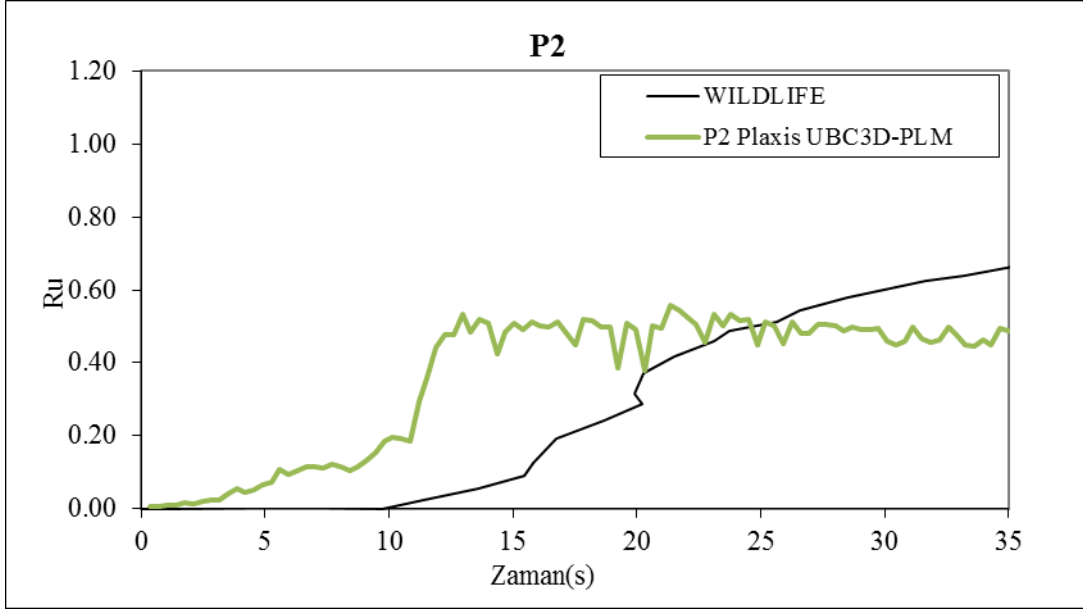
UBC3D-PLM bünye modeli kullanılarak yapılan analizlerde boşluksuyu basınç oranları

$$ru = \frac{u - u_o}{\sigma'_{vo}} \quad (5.2)$$

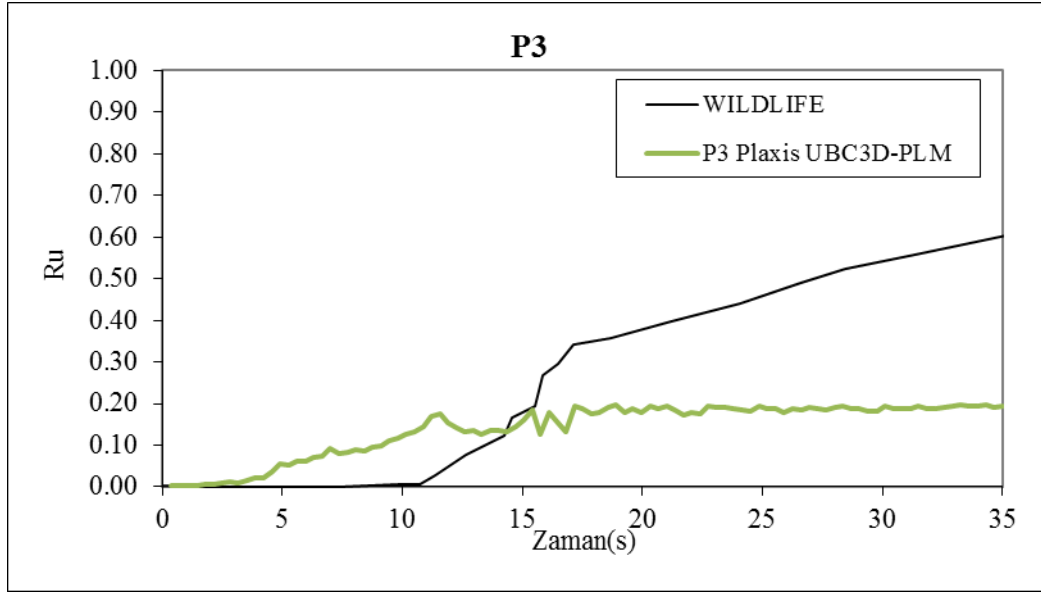
bağıntısı kullanılarak hesaplanmıştır. Buna göre P1, P2, P3 ve P4 noktalarında elde edilen boşluksuyu basınç oranlarının zamanla değişimi karşılaştırmalı olarak aşağıda Şekil 5.6, Şekil 5.7, Şekil 5.8 ve Şekil 5.9 'da gösterilmiştir.



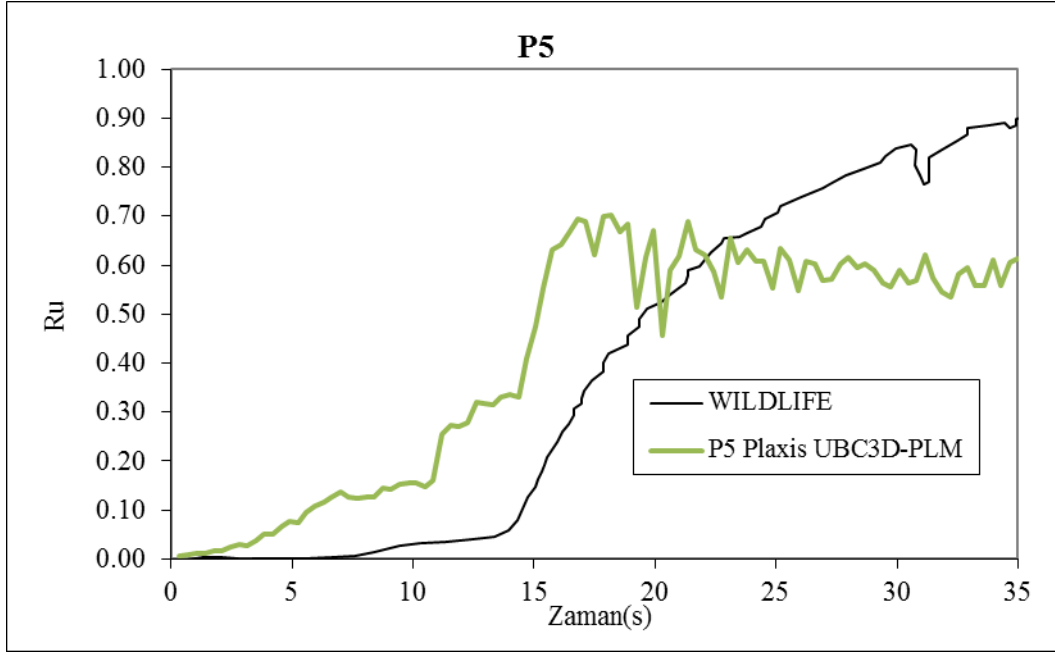
Şekil 5. 6 P1 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi



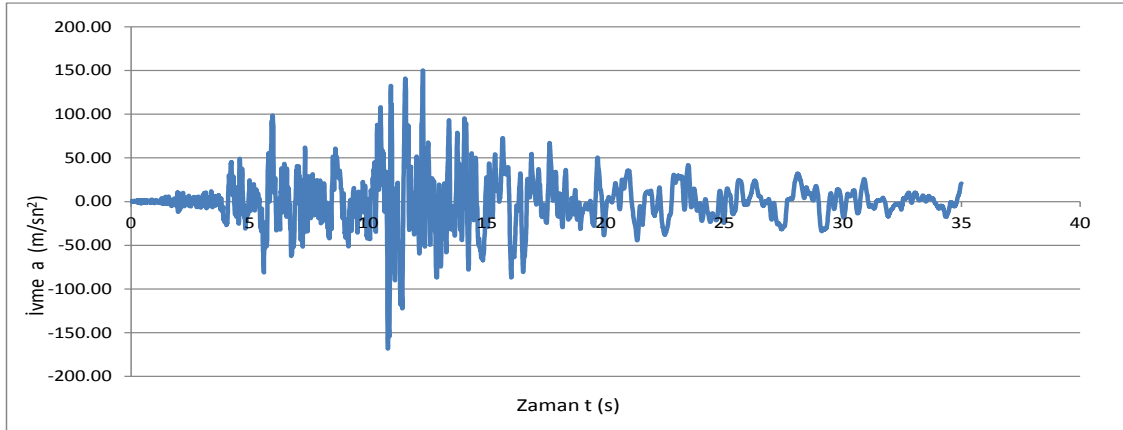
Şekil 5. 7 P2 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi



Şekil 5. 8 P3 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi

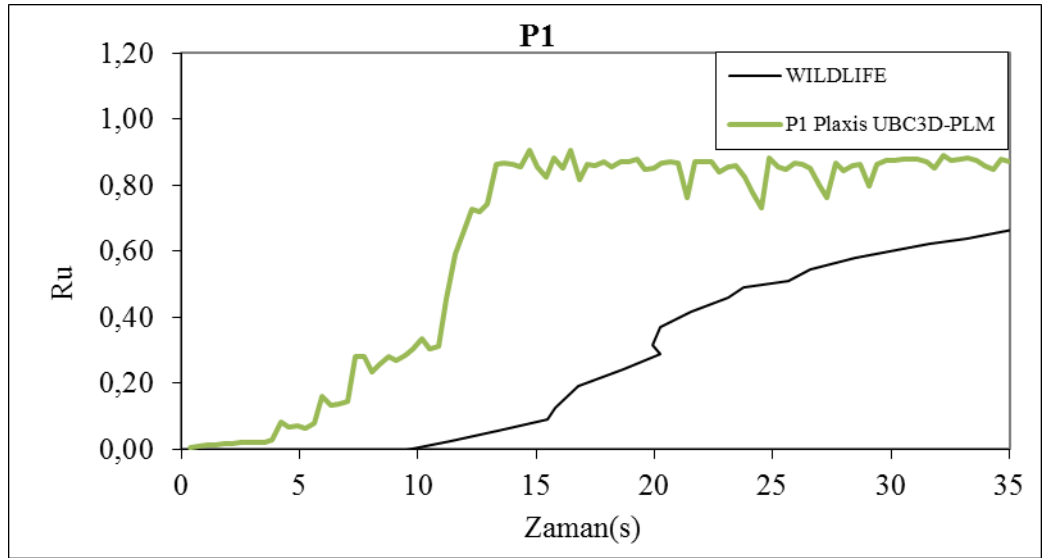


Şekil 5. 9 P5 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi

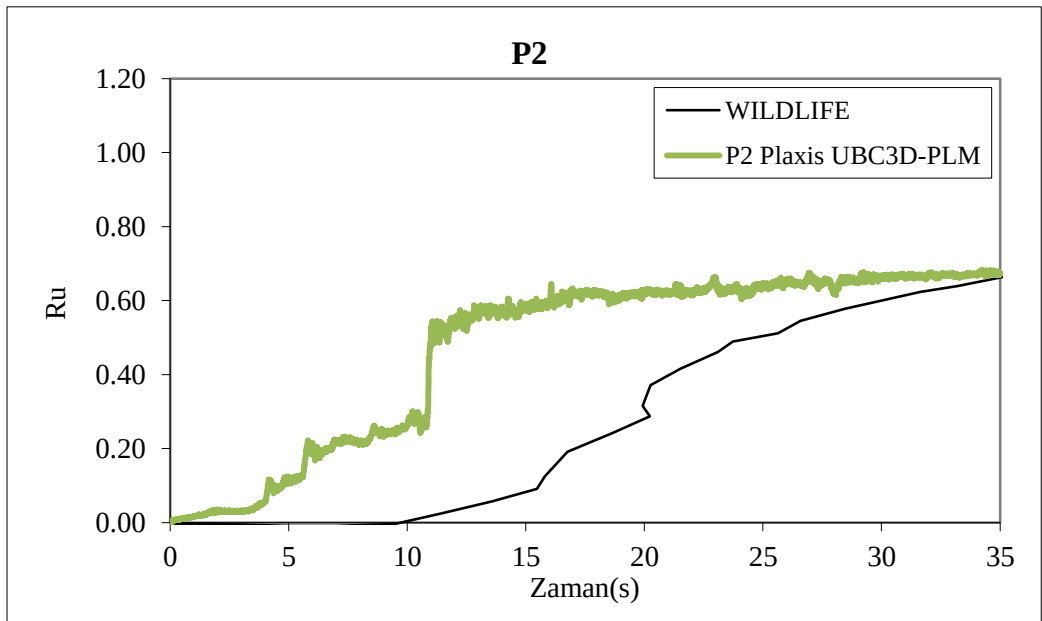


Şekil 5. 10 Analizde kullanılan Kuzey –Güney deprem datası

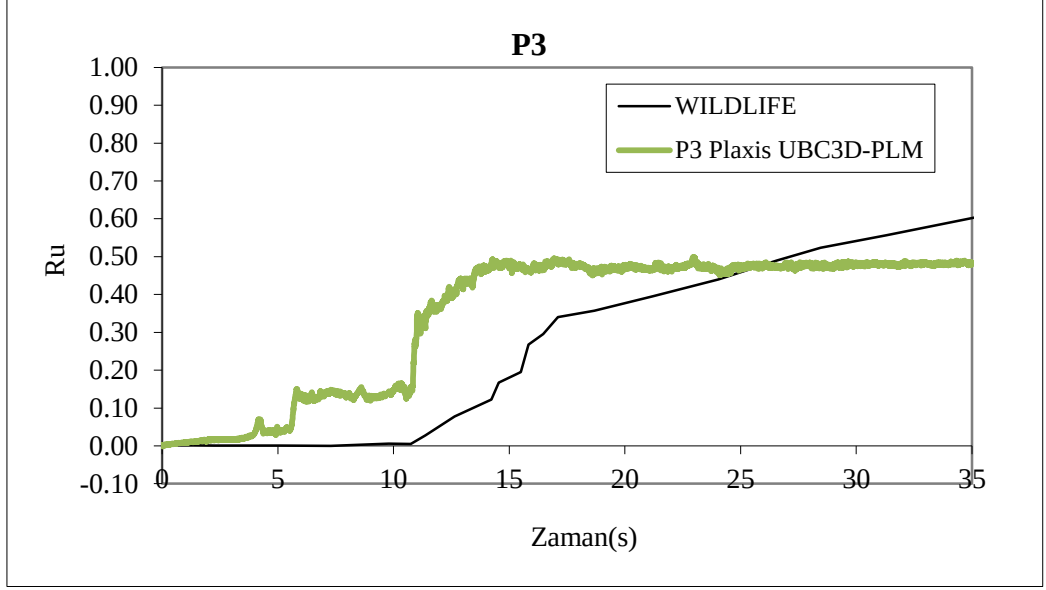
Nümerik analizler, benzer şekilde Superstation Hills depremi Kuzey-Güney bileşeni girdi hareket olarak kullanılarak hesaplanmıştır. Analiz sonucunda hesaplanan P1, P2, P3 ve P4 noktalarında elde edilen boşluk suyu basıncı oranlarının zamanla değişimi karşılaştırmalı olarak aşağıda Şekil 5.11, Şekil 5.12, Şekil 5.13 ve Şekil 5.14'te gösterilmiştir.



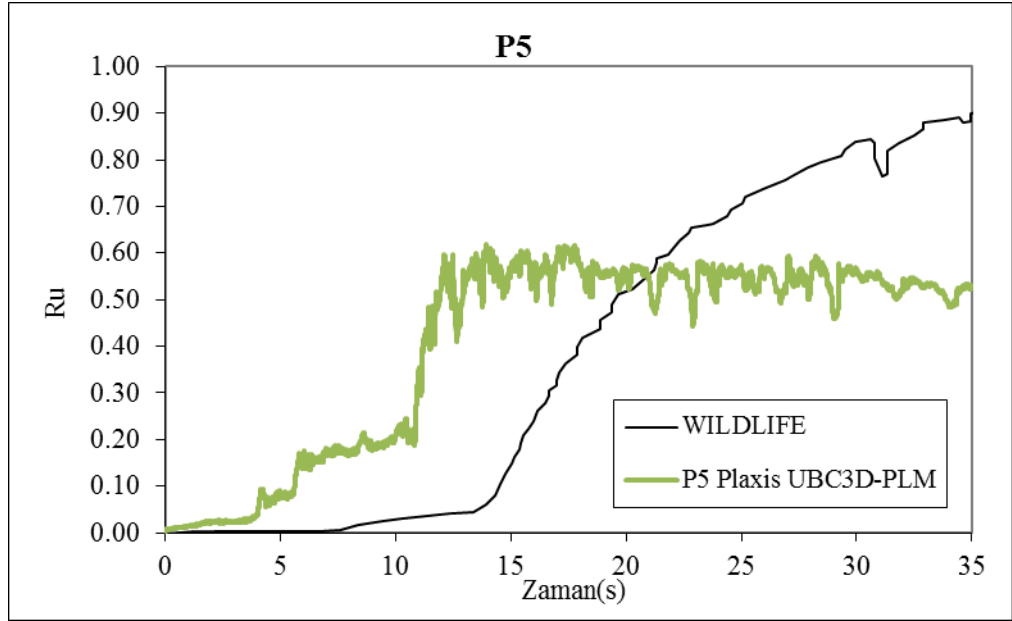
Şekil 5. 11 P1 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi



Şekil 5. 12 P2 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi

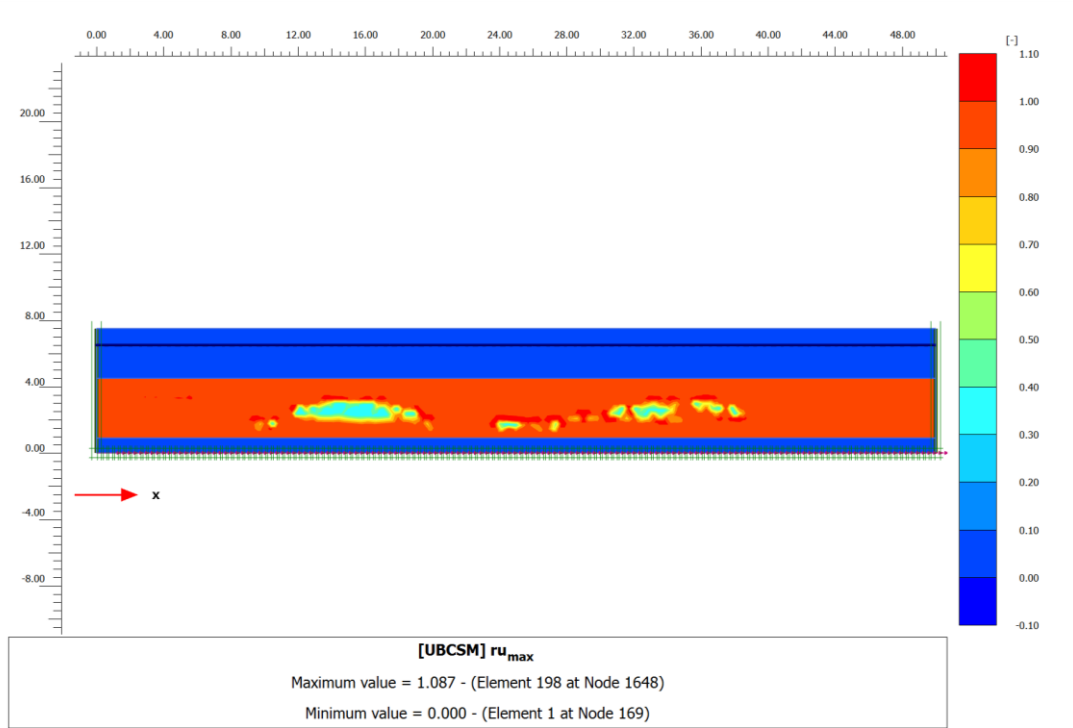


Şekil 5. 13 P3 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi



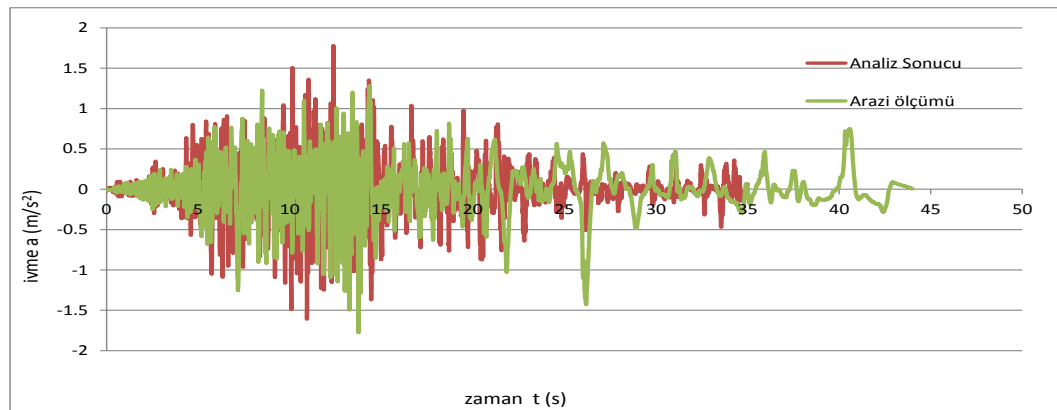
Şekil 5. 14 P5 noktasında hesaplanan ve ölçülen artık boşluk suyu basıncı oranının zamanla değişimi

Plaxiste hesaplanan maksimum boşluksuyu basınç artış oranlarının değişimi dağılımı Şekil 5.15'de gösterilmektedir.

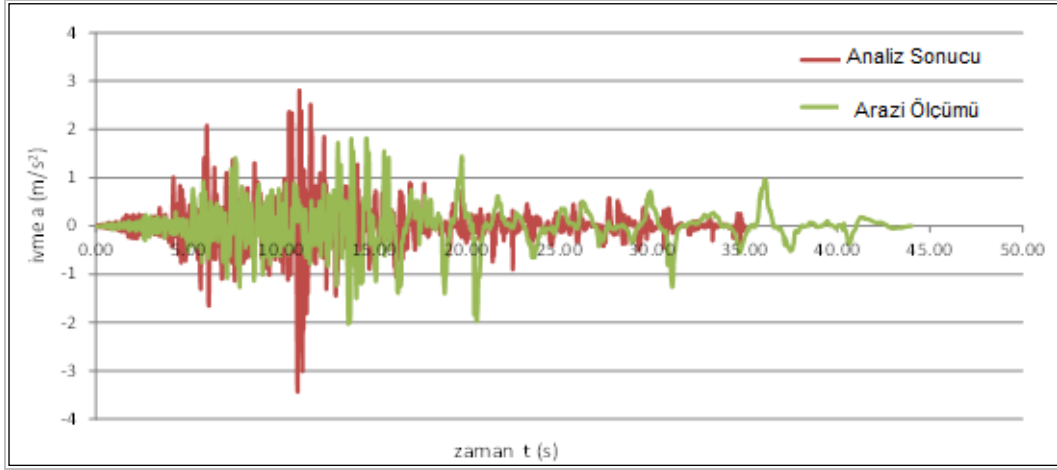


Şekil 5. 15 Sonlu elemanlar ağında boşluksuyu basınç oranlarının (ru_{max}) dağılımı

Yapılan analiz sonucunda arazi ölçümlerindeki boşluksuyu basınç artışlarının nümerik analizlerdeki artışlara göre daha geç başladığı gözlenmiştir. Aynı analizlerde deprem datası 7,5 m derinlikten model tabanından etki ettirilerek, yapılan analiz sonucu yüzeyde hesaplanan ivme-zaman değişimi yüzeydeki ivmeölçerden elde edilen ölçüm sonuçları karşılaştırılarak Şekil 5.16'da ve Şekil 5.17'de gösterilmiştir. Yüzeyde ölçülen ve hesaplanan değerlerin genel olarak uyumlu olduğu ancak sıvılaşma sonrası meydana gelen genişleme piklerinin analizlerde tam olarak hesaplanamadığı görülmüştür.

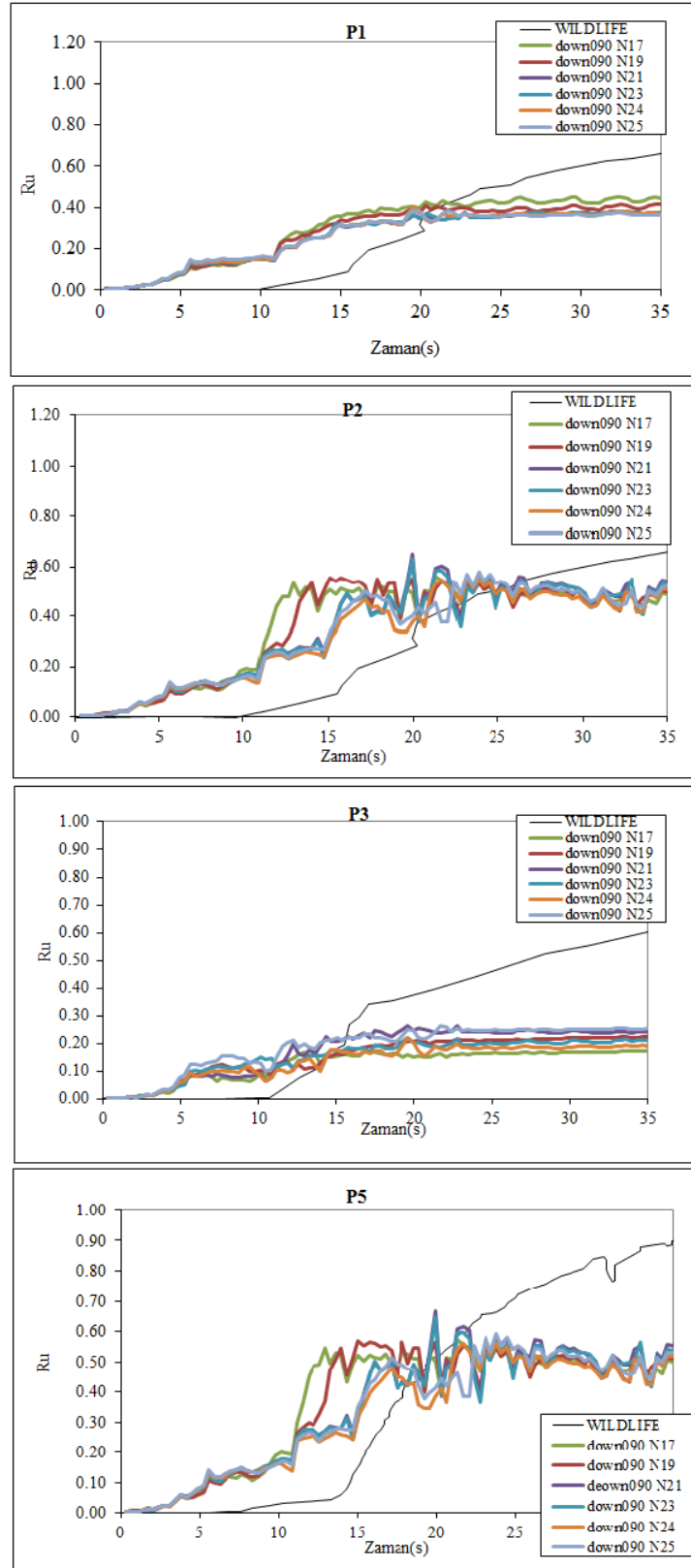


Şekil 5. 16 Superstition Hills depremi Doğu-Batı deprem datasının yüzey ivme analiz sonucu ile yüzeydeki ivmeölçer ölçümü Doğu-Batı (sfc090) sonucu ile karşılaştırılması

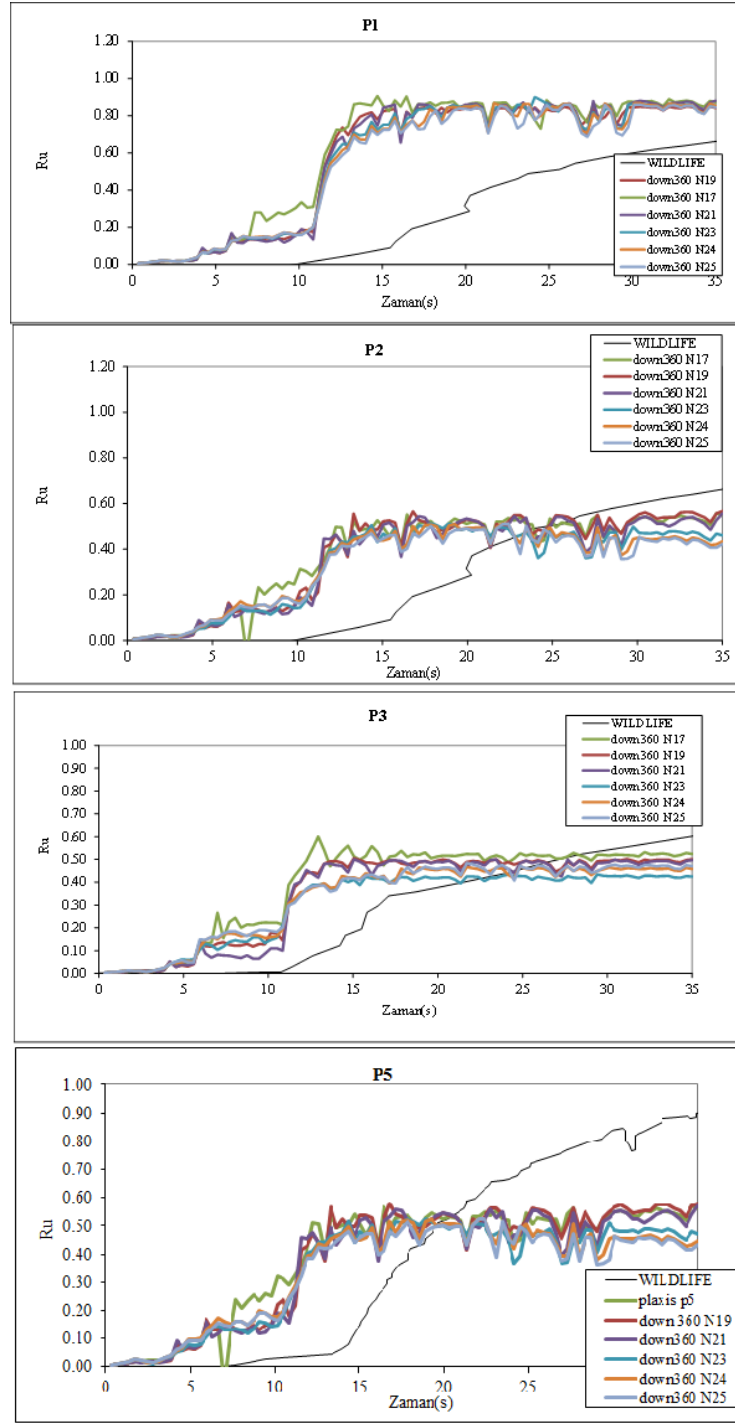


Şekil 5. 17 Superstation Hills depremi Kuzey-Güney deprem datasının yüzey ivme analiz sonucu ile yüzeydeki ivmeölçer ölçümü Kuzey-Güney değeri (sfc360) ile karşılaştırılması

Superstation Hills depremi doğu-batı (down090) doğrultusundaki girdi datası ve kuzey-güney girdi down360 datası kullanılarak kum tabakasının malzeme parametrelerinde rölatif sıklık değerinin etkisini değerlendirmek ve boşluksuyu basınçlarındaki gecikmenin nedenini araştırmak için SPT-N değerleri artırılarak değeri 17, 19, 21, 23, 24, 25 değerleri için darbe sayısındaki artışının analizdeki sıvılaşma davranışına etkisi incelenmiş ve sonuçları aşağıda Şekil 5.18 ve Şekil 5.19’da gösterilmiştir.



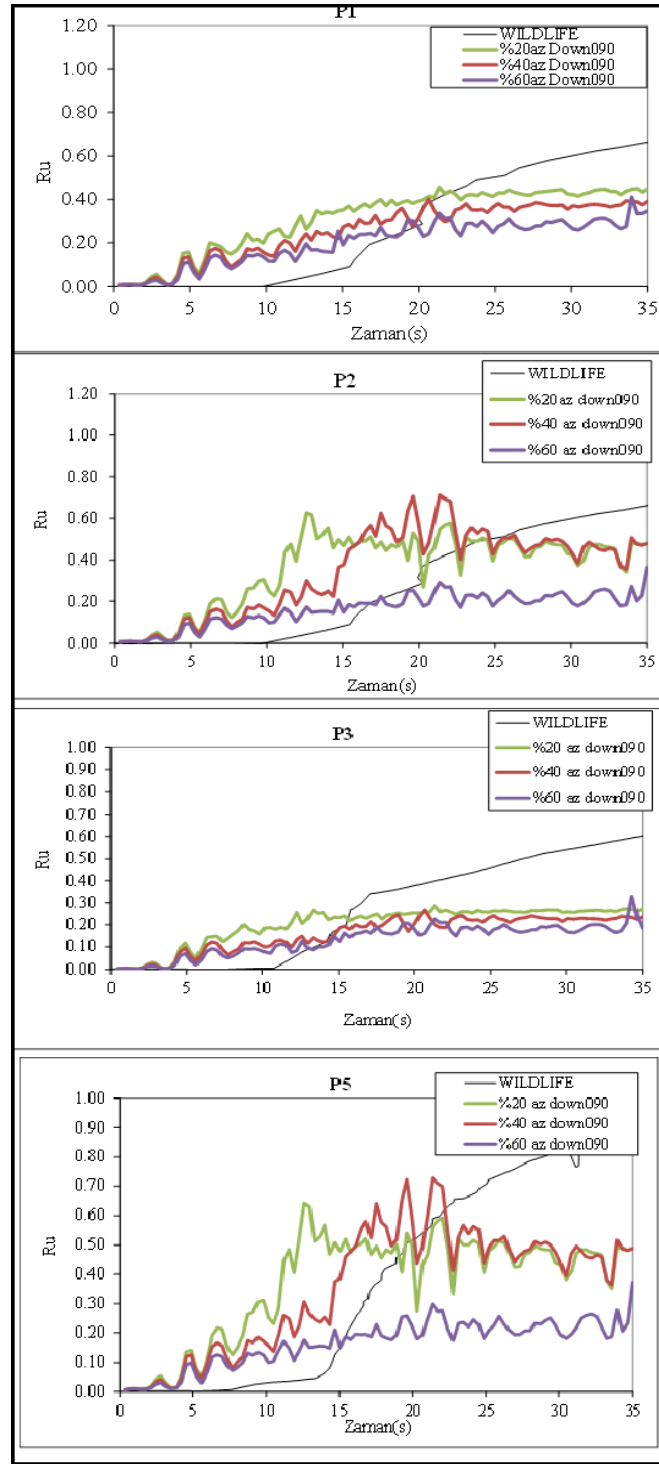
Şekil 5. 18 Farklı SPT-N değerleri için nümerik analizinden elde edilen r_u değerinin zamanla değişimi



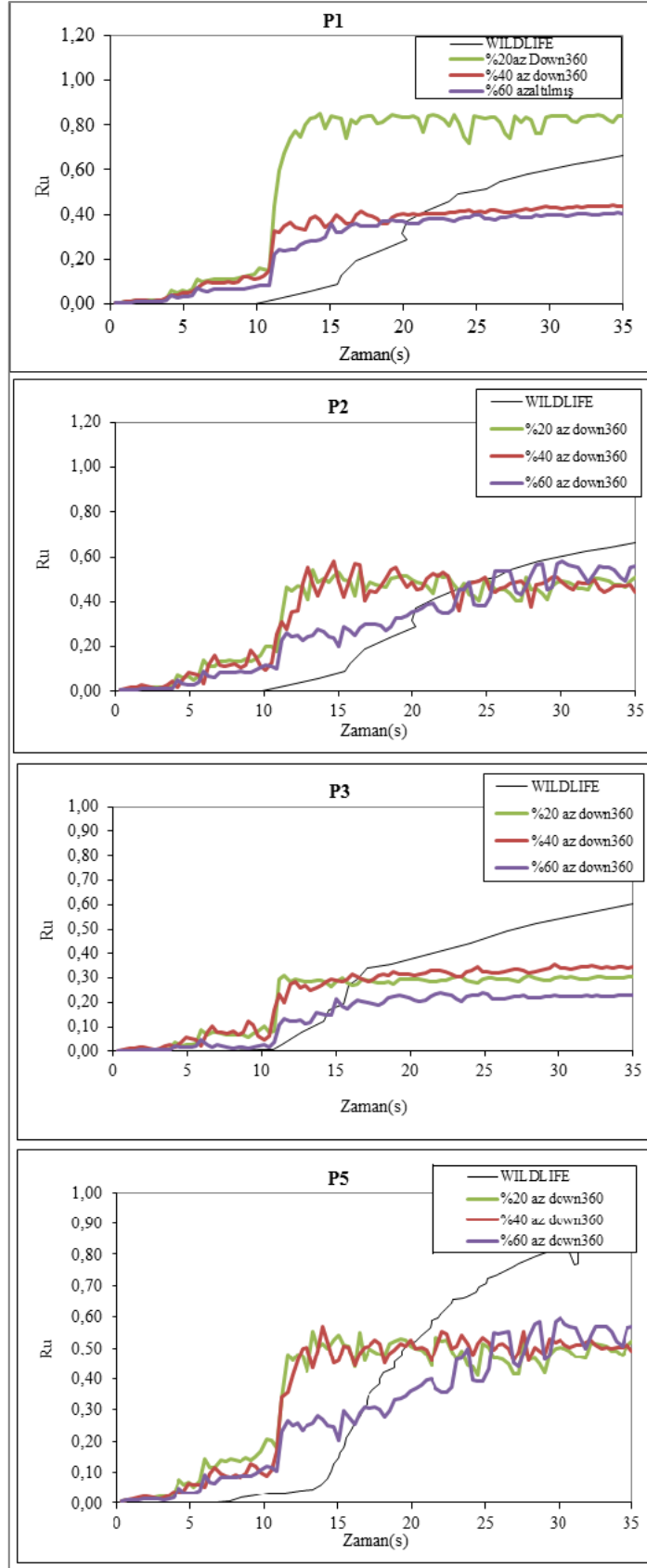
Şekil 5. 19 Farklı SPT-N değerleri için nümerik analizinden elde edilen r_u değerinin zamanla değişimi

Şekil 5.18 ve Şekil 5.19’da görüldüğü gibi arazide ve hesaplanan değerlerde meydana gelen farklılığın(arazide boşluksuyu basınç artışlarının daha geç başlamasının) nedenini ortaya koymak için farklı SPT-N değerleri için yapılan analizler benzer sonuçlar vermiştir. Bu nedenle, arazideki boşluksuyu basıncı oluşum davranışını yakalayabilmek

amacı ile deprem sırasında ölçülen ivme kayıtları(doğu-batı ve kuzey-güney) %20, %40 ve %60 oranında azaltılarak, analizler tekrar edilmiş ve sonuçları Şekil 5.20 ve Şekil 5.21’de gösterilmiştir.



Şekil 5. 20 Superstation Hills depremi doğu-batı deprem datası %20, %40 ve %60 azaltılması durumunda elde edilen r_u değerinin zamanla değişimi



Şekil 5. 21 Superstation Hills depremi kuzey-güney deprem datası %20, %40 ve %60 azaltılması durumunda hesaplanan r_u değerinin zamanla değişimi

5.3 Sonuçlar ve Değerlendirme

Wildlife arazisinde sivilaşma ile ilgili arazi kayıtlarından sonra birçok araştırmacı tarafından analiz kayıtları oluşturulmuştur. Bu çalışmada bunlara benzer olarak Plaxis programı yardımıyla arazi modellenmiş boşluk suyu basınçları eldeki arazi verileriyle kıyaslandığında boşluk suyu basınçları oluşu arazi verilerinde gecikme oluştu ęu gözlemlenmiştir. Arazi kayıtları ile analiz sonuçları karşılaştırıldığında, arazide ölçülen boşluk suyu basınç artışında 10 saniye gecikme olduğu görülmektedir. SPT $(N_1)_{60}$ değerleri arttırılarak farklı sıklıklar için analizler yapılmış boşluksuyu basınç artışlarına etkisine bakılmıştır. SPT $(N_1)_{60}$ değerleri arttıķa boşluksuyu basınçlarında azalma gözlemlenmiştir. SM1 deprem datası %20, %40 ve %60 azaltılarak nümerik analizler tekrarlanmıştır. Deprem datasının azaltılması boşluk suyu basınçlarında azalmaya neden olmuş ancak ivme-zaman değişiminin azaltılması arazide ölçülen boşluk suyu basıncının gecikmesini açıklayamamıştır. Literatürde yapılan diğer nümerik çalışmalarla kıyaslandığında benzer sonuçlar ortaya çıkmıştır. Bu konuyla ilgili yapılan bir çalışmada ise boşluksuyu basıncı artışındaki gecikmeyle ilgili sivilaşabilir kumda piyezometrelerde oluşan boşluk suyu basınçlarının doğru olduğu ve buradaki boşluksuyu basınç artışlarının yüksek frekanstaki zemin hareketinden ve 10 cm genişliğinde yaklaşık 5,5 saniyede ikincil periyottaki yüzeyde oluşan Love dalgalarından kaynaklanabileceği Holzer ve Youd tarafından [123] de belirtilmiştir.

JET GROUT KOLONLARININ SIVILAŞMAYA KARŞI ZEMİN İYİLEŞTİRİLMESİNDEKİ ETKİSİNİN NÜMERİK ANALİZİ

6.1 Jet Grout Yöntemi

Yüksek hızla zemine basılan karışımla zemin iyileştirme düşüncesi ve bu konudaki çalışmalar ilk olarak 1965' te Yamakado kardeşler tarafından Japonya'da uygulanmaya başlanmış olup 1970'li yılların başlarında iki farklı jet grouting tekniği geliştirilmiştir. Nakanishi tarafından [126] da geliştirilen jet grouting tekniğinde, kimyasal ve çimento karışımları kullanılmış olup bir delgi tijinin en altında bulunan 1,2-2,0 mm çaplı enjeksiyon uçlarından çok yüksek basınçla enjekte edilmiştir. Bu yöntemde karışımın enjeksiyonu sırasında, tijin kendi etrafında döndürülmesi ve yukarı çekilmesi ile kazık gibi zemin-çimento kolonları oluşturulmaktadır. Jet grouting tekniklerinden bir diğeri ise 1970 yılında Japonya' da diyafram duvar teşkil etmek amacı ile geliştirilmiş ve "jet grouting" olarak adlandırılmıştır. Bu yöntemin en belirgin özelliği zemini kesme, koparma ve sıkıştırma işlemleri için üç farklı akışkanın (su, hava, çimento şerbeti) kullanıldığı üçlü jet sisteminin uygulanmasıdır.

Jet grout ekipmanları silo, karıştırma tankı, pompa, delgi makinası ve nozuldan oluşmaktadır. Jet grout imalat çeşitleri ise Jet1 sadece harç, Jet2 hava ve harç, Jet3 hava, harç ve sudan oluşmaktadır. Oluşan jet groutun mekanik özellikleri, serbest basınç mukavemeti f_{jg} (Mpa), deformasyon modülü E_{jg} (Mpa) diğer uygulama parametreleri ile birlikte mevcut zeminin cinsi ve su çimento oranı ile kontrol

edilmektedir. Çizelge 6.1’ de özetlenen çeşitli zeminler için jet grout deformasyon modülü ortalama E_{jg} değeri 500-12500 Mpa olarak alınabilir. Bu takdirde zemine göre kolon deformasyon modülü oranı E_{jg}/E_s oranı 10-250⁺ olarak verilebilir.

Çizelge 6. 1 Zemin cinsine göre jet grout serbest basınç mukavemeti ve modülü [127]

Zemin Cinsi	Serbest Basınç Mukavemeti, f_{jg}' (MPa)	Modül Oranı ^(*) , E/f_{jg}'
Kil	2-5	150
Silt	3-7	200
Kum	7-14	600
Çakıl	12-18	900

(*) %40 gerileme seviyesine tekabül eden modül

Son yıllarda jet grout teknolojisi önemli ölçüde geliştirilmiştir. Çok yüksek basınçlı pompalar üretilmiş ve bunun sonucu yüksek enjeksiyon basıncına ve akış hızına ulaşılmıştır. Su-çimento karışım tesisleri modernleştirilmiştir. Bu gelişmeler sayesinde uygun olmayan bölge ve hava koşulları sorununun üstesinden gelinmiş, makinelerin güvenlik koşulları önemli ölçüde geliştirilmiş olup işlem için gereken iş gücü, hazırlık çalışmaları ve diğer işler için gereken süre azalmıştır. Jet grout yapımında imalat parametreleri ve kolon çapı ve diğer mekanik değerleri Çizelge 6.2’de verilmiştir. Jet grout üretim parametreleri ise Çizelge 6.3 ‘de verilmiştir.

Çizelge 6. 2 İmalat Parametreleri ve Kolon Çap ve Mekanik Değerlerin Etkisi[127]

İmalat Parametreleri	Kolon Çap ve Mekanik Değerleri
Jet Sistemi(Jet 1,Jet 2, Jet 3)	Kolon çapı
Enjeksiyon Basıncı (bar)	Karot Basınç Mukavemeti
Nozul Sayısı ve Çapı (adet, mm)	Karot Deformasyon Modülü
Tij Dönme Hızı	Karot Kayma Mukavemeti
Tij Çekme Hızı(cm/dk)	Yerinde Basınç Mukavemeti
Su /Çimento Oranı	
Pompa Kapasitesi (lt/dk)	

Çizelge 6. 3 Jet grout üretim parametreleri [128]

SİSTEM	ENJEKSİYON TİPİ	BASINÇ (bar)	NOZUL ADEDİ VE ÇAPI (adet, mm)	ÇEKME HIZI (cm/dak)	DÖNME HIZI (rpm)	SU/ÇİMENTO ORANI	POMPA KAPASİTESİ (lt/dak)
JET 1	ÇİMENTO	400 - 550	1-2 x 2-5	15 -100	5 - 15	1.0 - 1.5	70 - 600
JET 2	ÇİMENTO	400 - 550	1-2 x 2-5	10 - 30	4 - 8	1.0 - 1.5	70 - 600
	HAVA	10 - 12	-	10 - 30	-	-	4000 - 10 000
JET 3	ÇİMENTO	50 - 100	1-2 x 4-5	6 - 15	4 - 8	1.2 - 1.5	80 - 200
	HAVA	10 -12	-	6 - 15	-	-	4000 - 10 000
	SU			6 - 15	-	-	40 - 100

6.1.1 Yüksek kayma modüllü zemin-çimento karışımı kolonlar için önerilen hesap yöntemi

Teori: Zemin matrisi içerisinde deprem sırasında oluşan kayma gerilmeleri yüksek kayma modüllü kolonlar üzerinde yoğunlaşır ve bu durum kolonları çevreleyen gevşek kumlu-siltli zemin tabakalarına gelen gerilmelerin azalmasına neden olmaktadır [129].

‘Jet Grout’ ve ‘Deep Mixing’ kolonlarının ve onları çevreleyen zeminin serbest zemin deplasmanları yaklaşık olarak aynı mertebede olduğundan oluşacak deprem kayma gerilmeleri aralarındaki kayma modülü farkından dolayı kolonlar üzerinde yoğunlaşacaktır.

6.1.2 Birim Hücre Metodu ve Deprem Sırasında Kayma Gerilmelerinin Dağılımı

Bu bölümde çalışmada Seed ve Idriss tarafından [78] de verilen maksimum kayma gerilmesinin hesaplanması ile ilgili geliştirilen, Özsoy ve Durgunoğlu tarafından [130] da ayrıntılı açıklanan yöntemden yararlanılmıştır. Jet groutlar için kayma modülü hesabı denklem 6.2’ den yararlanılarak yapılabilir [130]. Bu bağıntılarda E elastisite modülü, G kayma modülü ve f_{JG} serbest basınç mukavemetidir.

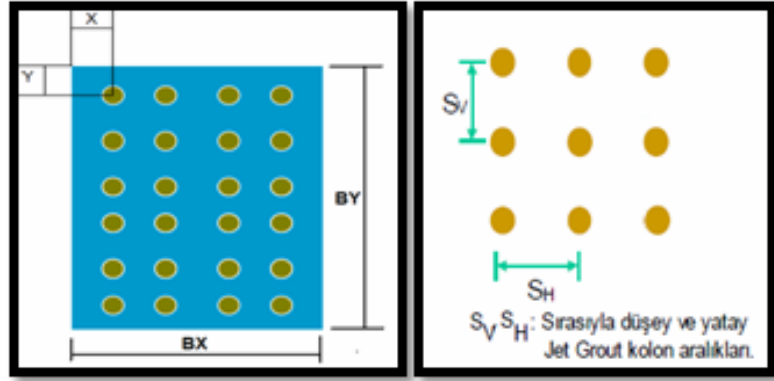
$$E_{JG} = 4730\sqrt{f_{JG}} \quad (MPa) \quad (6.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (6.2)$$

Böyle bir sistemde üst yapıdan veya deprem kayma dalgalarından zemine intikal eden yükler bu kolon elemanları ve zemin ile birlikte taşınmaktadır. Deformasyon şartından dolayı rijitliği fazla olan kolon elemanları yüklerin büyük bir kısmını taşıyabilmektedir. Jet grout kolonlar arasındaki ara mesafelerin iki yönde S_h ve S_v olması halinde birim hücre alanı

$$A_t = S_h \cdot S_v \quad (6.3)$$

olarak hesaplanır.



Şekil 6. 1 Jet grout kolon aralıkları ve mesafeleri

Yapılan zemin değiştirmesi miktarını tanımlamak için jet grout kolon kesit alanının birim hücre toplam alanına oranı a_r olarak tanımlanmaktadır.

$$a_r = A_{jG}/A_t \quad (6.4)$$

İlave olarak arta kalan alanın toplam birim hücre alanına oranı denklem 6.5 yardımıyla (a_s) hesaplanabilir:

$$a_s = A_s/A_t = 1 - a_r \quad (6.5)$$

S_v, S_h : Düşey ve yatay kolon aralığı

Bu durumda birim hücre kavramının kare veya eşit kenar üçgen konfigürasyona sahip zemin-çimento karışımı kolon grupları üzerinde kısmen üniform yük dağılımları için geçerli olduğu varsayılmaktadır.

$$\tau = \tau_s a_s + \tau_{jG} a_r \quad (6.6)$$

Yukarıdaki eşitliklerin gerilme konsantrasyon oranının yerine konularak çözülmesi durumunda ‘tekrarlı gerilme azaltım faktörü’ olarak tanımlanan S_R değeri bulunacaktır. Tekrarlı gerilme azaltma faktörü S_R bağıntısı Baez [131]’de kabul edilen sıvılaştırılabilir zemin ve jet grout kolonlarında oluşan kayma birim deformasyon uyumluluğuna dayanır. Bu bağıntı denklem 6.7’de gösterilmiştir.

$$S_R = \frac{\tau_s}{\tau} = \frac{1}{G_r} \cdot \frac{1}{\left(a_r + \frac{1}{G_r}(1-a_r)\right)} \quad (6.7)$$

$$G_r = \frac{G_{jg}}{G_s} \quad (6.8)$$

Denklem 6.7 de geçen G_r değeri kolon elemanların kayma modülünün onları çevreleyen zeminin kayma modülüne oranı olarak hesaplanmaktadır. Burada a_r alan değiştirme oranı, τ_s zemine etkiyen kayma gerilmesi, τ zemin ve jet grout kompozite sistemine etkiyen ortalama kayma gerilmesi olarak ifade edilmektedir. Bu durumda, deprem sırasında oluşan kayma gerilmelerinin büyük bir kısmı kolonlar tarafından taşındığından, zemin tarafından taşınan, $\tau_s = S_R \tau$ olmaktadır. Diğer bir deyişle, daha önce belirlenen CSR değerinin S_R faktörü ile azaltılması gerekmektedir.

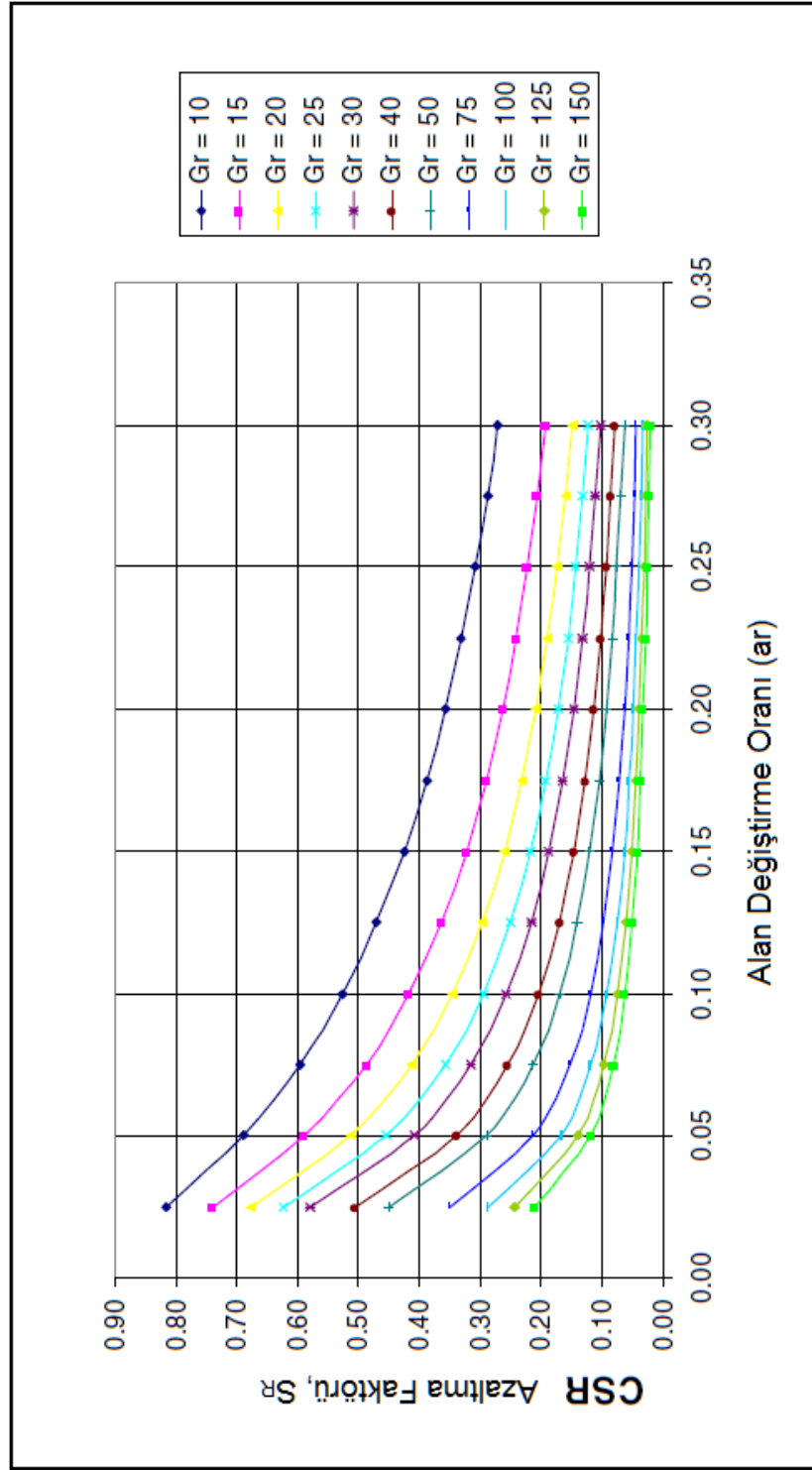
Çevrimsel kayma oranı (CSR) aşağıdaki eşitlikler yardımıyla hesaplanabilmektedir.

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (6.9)$$

$$CSR_{design} = S_R \cdot CSR \quad (6.10)$$

$$\overline{FS}_t = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR}{S_R \cdot CSR} \quad (6.11)$$

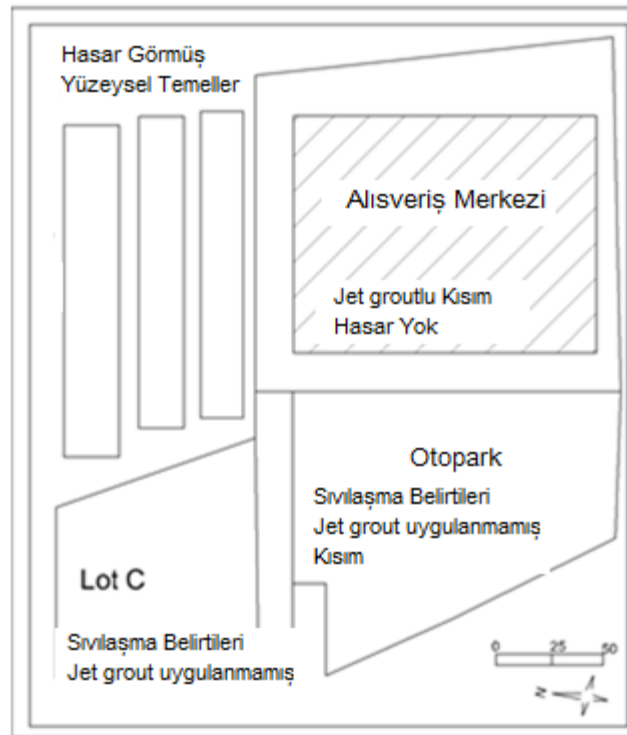
Alan oranı ve kayma modülünün fonksiyonu olan Denklem 6.7’deki bağıntı kullanılarak Şekil 6.2’deki grafik verilmiştir.



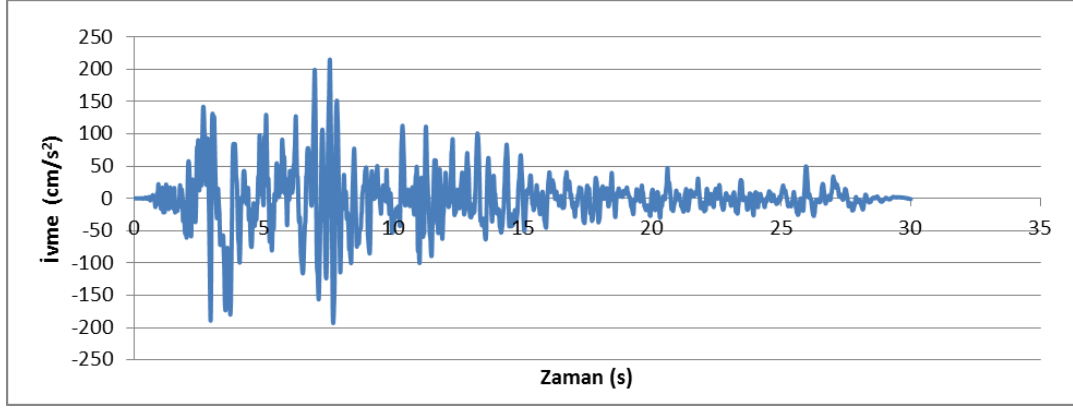
Şekil 6. 2 Farklı alan oranlarında ve kayma modülü oranlarında CSR azaltma faktörünün değişimi [130]

6.2 CarrefourSA İzmit Sahası (17 Ağustos 1999, Mw=7.4 Kocaeli Depremi)

17 Ağustos 1999 Kuzey Anadolu Fayı'nın yırtılması ile $M_w=7,4$ büyüklüğünde Kocaeli-Gölcük depremi meydana gelmiştir. Bu deprem sonrasında bu yörede yer alan çeşitli yapıların temel ve temel zemini davranışları detaylı olarak incelenmiştir (Martin vd. [132]). CarrefourSA İzmit sahasında deprem olduğu tarihte, sahanın zemin ıslahının yalnız bir kısmının tamamlanmış olmasından dolayı, ıslah edilmemiş ve edilmiş kısımların mukayesesi yönünden çok değerli bir vaka analizi oluşturmuştur. CarrefourSA İzmit yaklaşık 55000 m² alan üzerinde bir ticaret merkezidir [132],[133]. CarrefourSA arazisi yerleşim planı Şekil 6.3'te gösterilmiştir. Bu sahada zemin etüdları sonucu belirlenen zemin şartları Çizelge 6.4 ve Şekil 6.6 'de özetlenmiştir. Görüldüğü gibi 6,5m ve 9,0m arasında yer alan siltli kum SM ile kumun üzerinde ve altında yer alan düşük plastisiteli ML/CL, siltli-kil tabakasının sıvılaşma riski yönünden değerlendirilmesi gerekmektedir.



Şekil 6. 3 Deprem sonrası gözlemlenen hasarlar ile ıslah edilmiş ve edilmemiş alanları gösteren Carrefoursa alışveriş merkezi yerleşim planı [132]

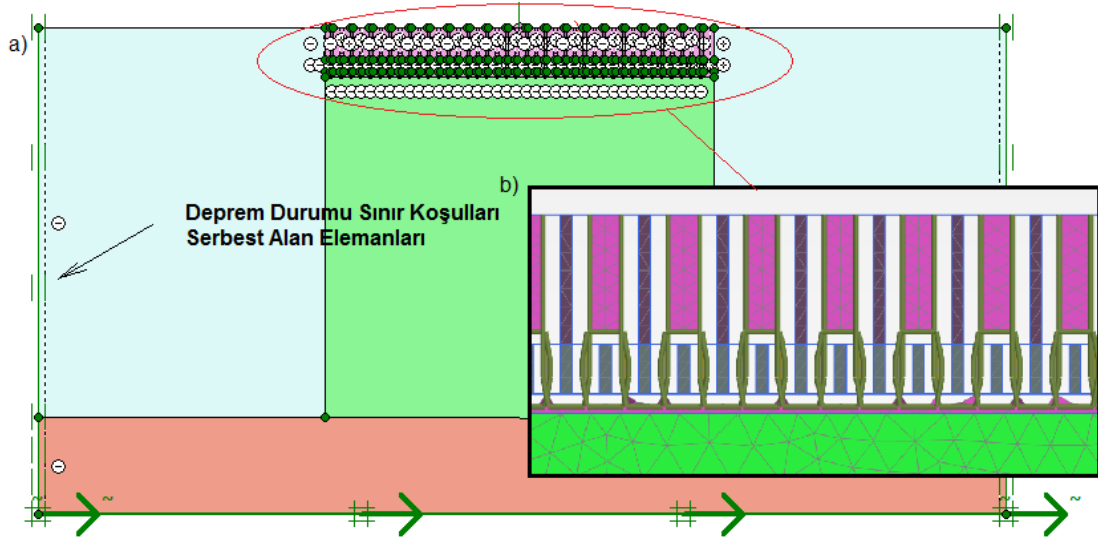


Şekil 6. 4 Kocaeli 1999 depremi İzmit deprem datası

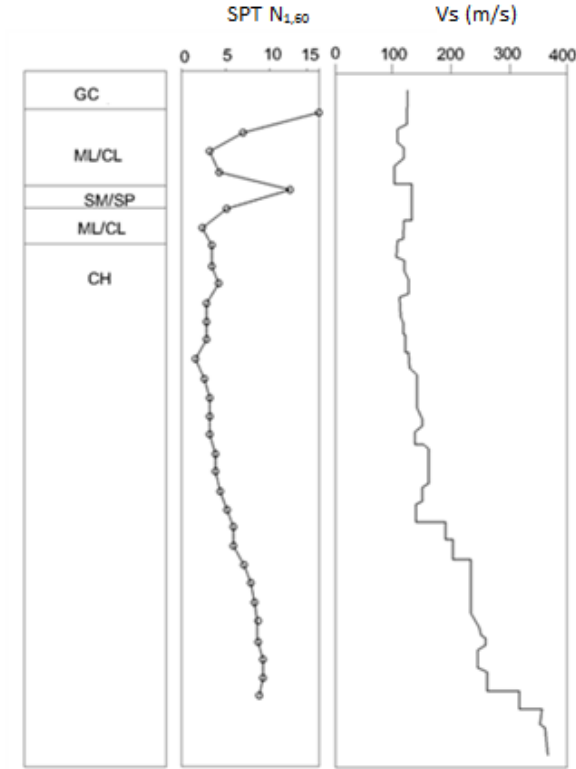
Çizelge 6. 4 CarrefourSA İzmit sahisi ortalama dane boyutu ve indeks özellikleri [134]

Tabaka Derinliği (m)	USCS	LL (%)	PL (%)	>#4 elek (%)	<#200 elek (%)	<5 μ m (%)	<2 μ m (%)	CPT deneyinden I_c Değerleri*
0-3	GC	-	-	-	-	-	-	-
3-6,5	ML/CL	33	23	0	88	47	38	3,0
6,5-9	SM	NP	NP	6	30	16	14	2,2
9-10	ML/CL	35	24	0	95	55	42	2,9
10-35	CH	66	29	0	100	74	61	3,3

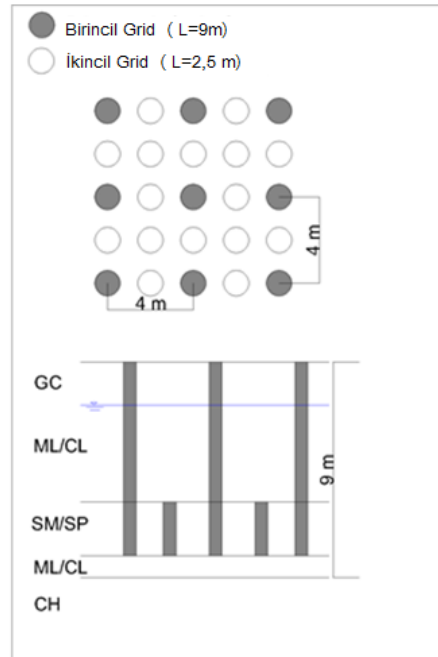
* I_c = Zemin Davranis tipi indeksi



Şekil 6. 5 Jet groutla iyileştirilmiş kısım a) deprem sınırları b) mesh durumu



Şekil 6. 6 Carrefoursa İzmit sahasi ıslah öncesi tipik geoteknik veriler [132]



Şekil 6. 7 Carrefoursa sahasi alışveriş merkezi yapısı altında uygulanan ıslah şilte jet grout yerleşimi [132]

CarrefourSa alışveriş merkezi altına zemin iyileştirme yapılmıştır. İlave kolonlar ilave taşıma gücü amacıyla uygulanmıştır. Bina altına gelen kısımda uygulanmış ortalama değiştirme oranı alt tabakada %7 üstteki tabakada ise %2'dir. Otopark alanında ise herhangi bir zemin iyileştirmesi yapılmamıştır. Bu alan için sıvılaşabilir kum tabakası davranışı nümerik olarak modellenmiştir. Analizlerde dinamik deprem sınır koşullarından serbest arazi sınırları kullanılmıştır.

Öncelikli olarak jet grout ile iyileştirme olmadığı durumdaki arazi davranışı modellenmiş elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir. Analizlerde 1999 Kocaeli depremi İzmit istasyonu ölçümü kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan parametreler Çizelge 6.5, Çizelge 6.6 ve Çizelge 6.7 'de özetlenmiştir.

Çizelge 6. 5 Parametrik çalışmada nümerik analizlerde kullanılan parametreler

UBCS3D-PLM	Siltli Kum
$(N_1)_{60}$	9
$\phi_{cv} (^{\circ})$	33
$\phi_{pi} (^{\circ})$	33,9
k_{Ge}	902
k_{Be}	632
k_{GP}	319
R_f	0,79
m_e	0,5
n_e	0,5
n_p	0,4
fac_hard	0,45
fac_post	0,02

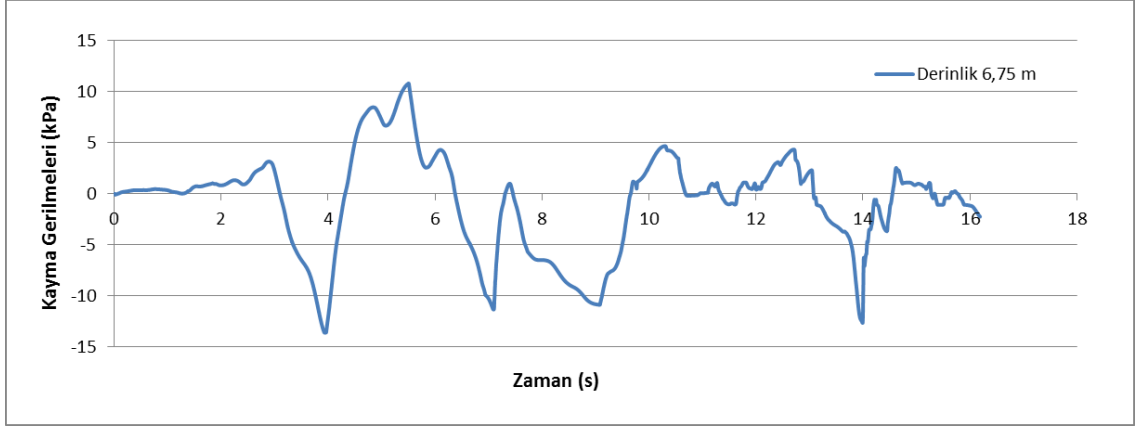
Çizelge 6. 6 HS small model kullanılarak oluşturulan malzeme parametreleri

	Dolgu/Siltli KİL/KİL
Drenaj	Undrained
$(N_1)_{60}$	7
γ_{unsat} (kN/m ³)	17
γ_{sat} (kN/m ³)	19
c (kPa)	5
$\phi^{(o)}$	24
E_{50}^{ref} (kPa)	7000
E_{oed}^{ref} (kPa)	7000
E_{ur}^{ref} (kPa)	21000
m	1
v_{ur}	0,2
K_0^{nc}	0,5933
R_{inter}	1
Rf	0,9
G_0	23440
$\gamma_{0.7}$	1×10^{-4}

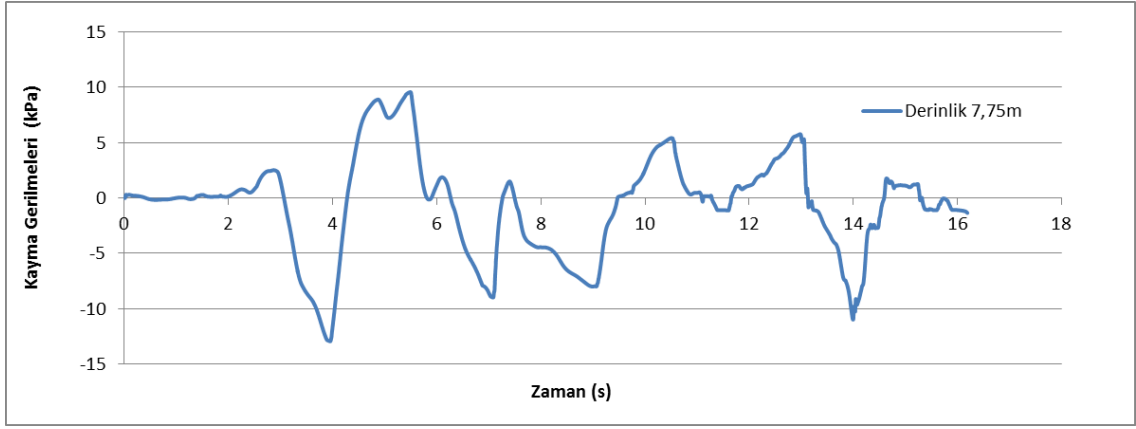
Çizelge 6. 7 Dinamik hesaplarda kullanılan Linear Elastik parametreler

	Grovak	Dinamik Sınırlar
Malzeme Modeli	Linear Elastik	Linear Elastik
Drenaj	Undrained	Drained
γ_{unsat} (kN/m ³)	24	18
γ_{sat} (kN/m ³)	24	18
E	250000	10000
v	0,25	0,30

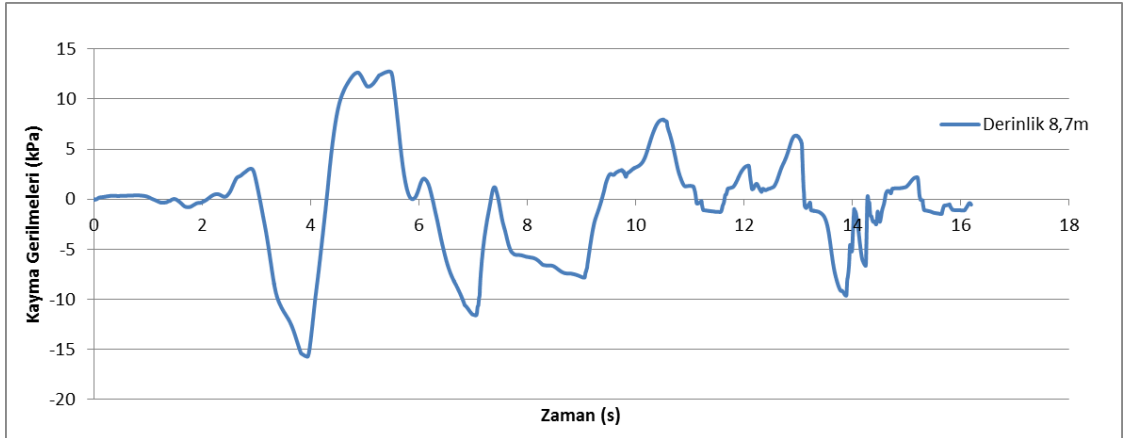
CarrefourSa arazisi otopark alanı sıvılaşabilir tabakada iyileştirilmemiş durumda kayma gerilmeleri Şekil 6.8, Şekil 6.9, Şekil 6.10'de gösterilmiştir.



Şekil 6. 8 CarrefourSA arazisi 6,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma gerilmelerinin zamanla değişimi

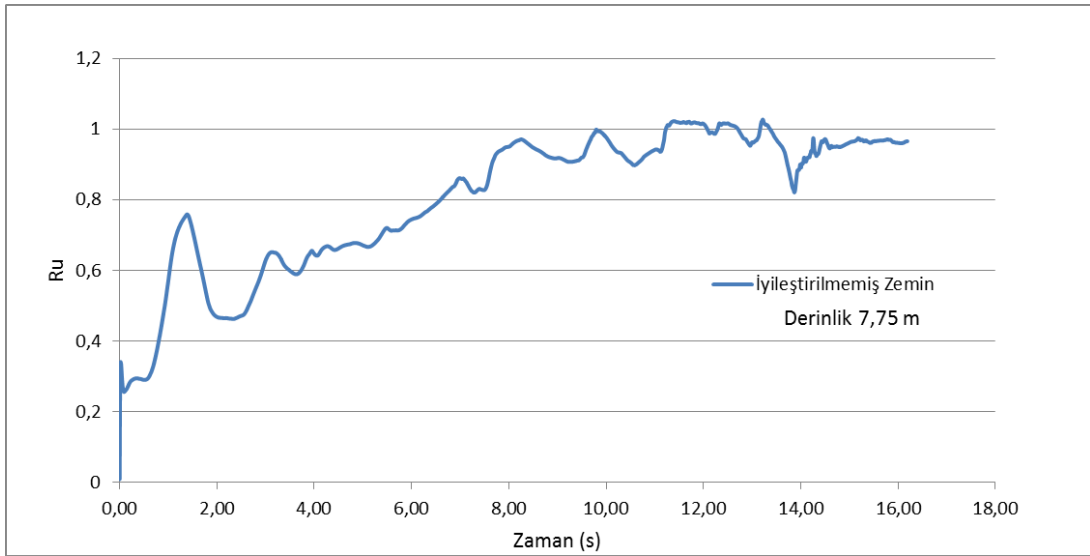
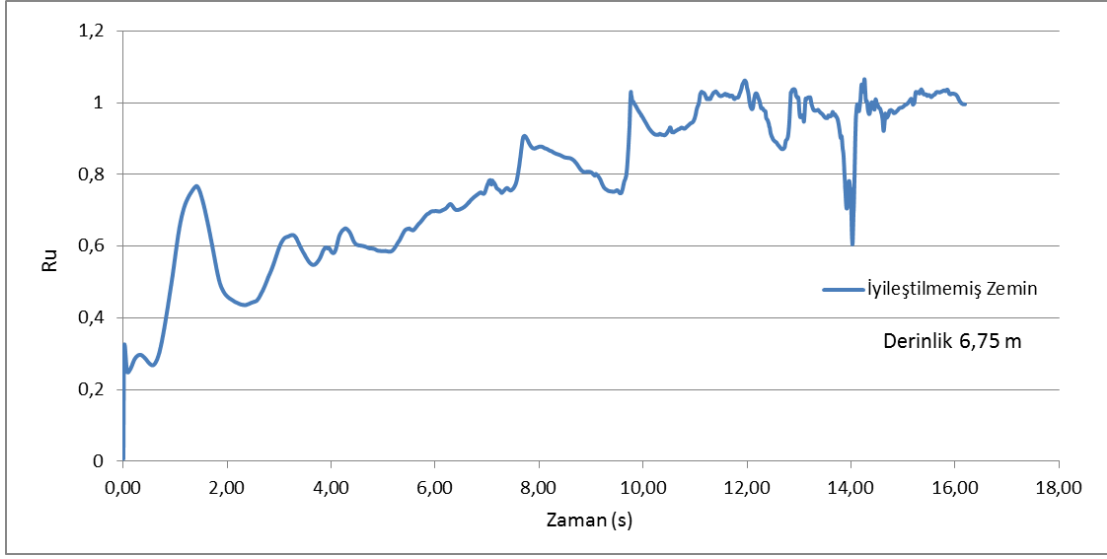


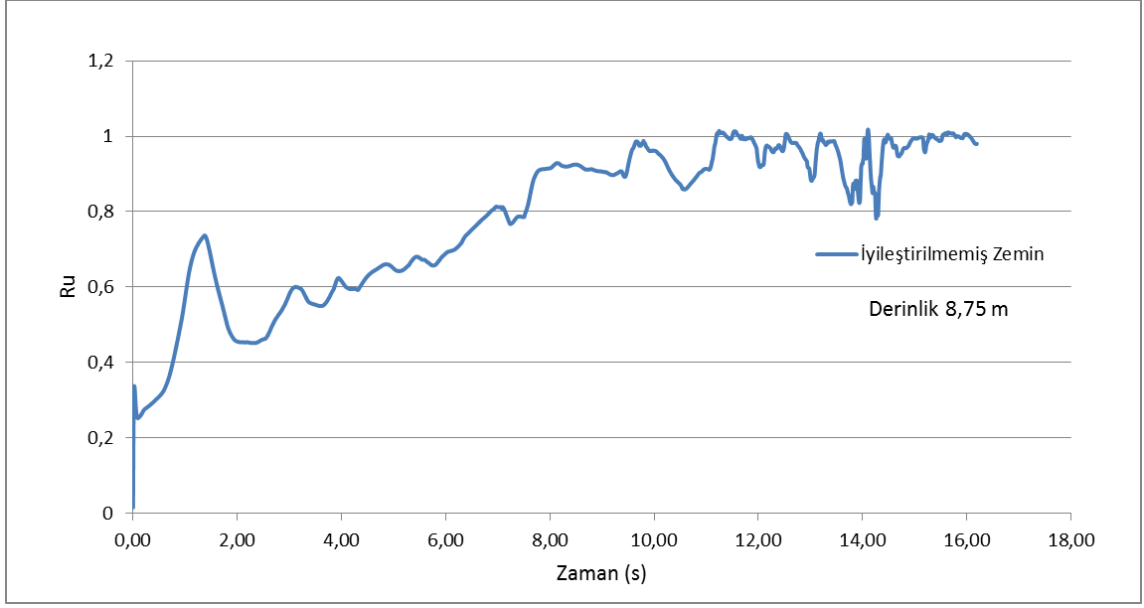
Şekil 6. 9 CarrefourSA arazisi 7,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 6. 10 CarrefourSA arazisi 8,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma gerilmelerinin zamanla değişimi

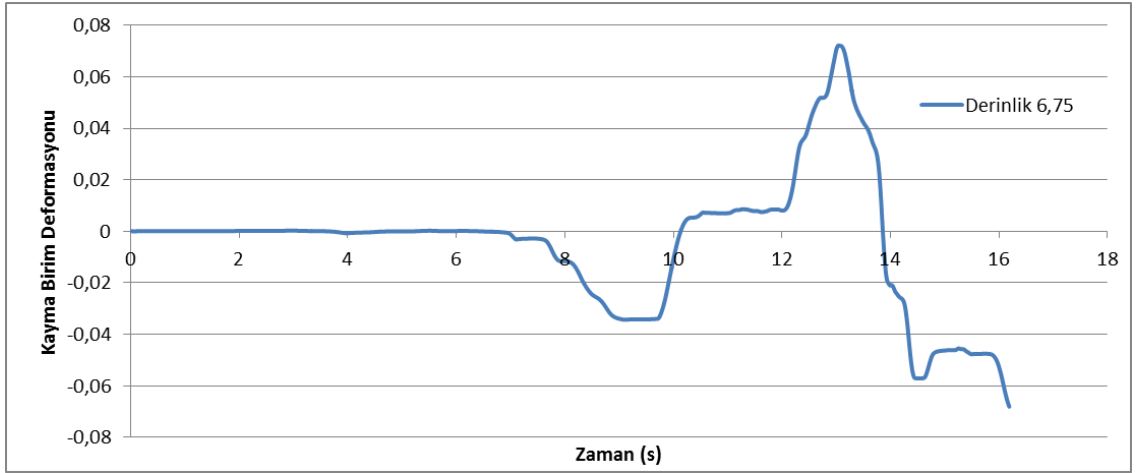
CarrefourSa arazisi otopark alanı sıvılaşabilir tabakada iyileştirilmemiş durumda boşluksuyu basınç artış oranı Şekil 6.11, Şekil 6.12, Şekil 6.13’de gösterilmiştir.



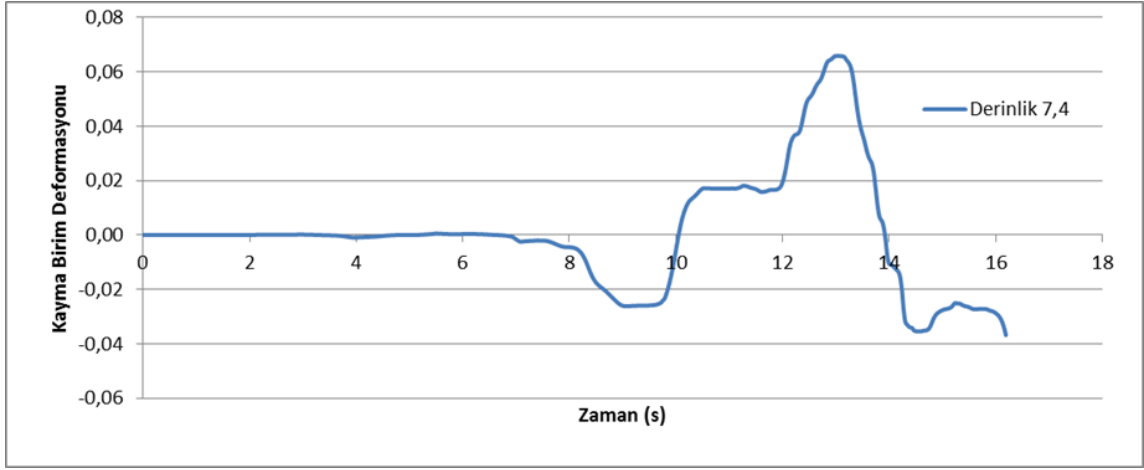


Şekil 6. 13 CarrefourSA arazisi 8,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda boşluk suyu basınç artış oranı değerinin zamanla değişimi

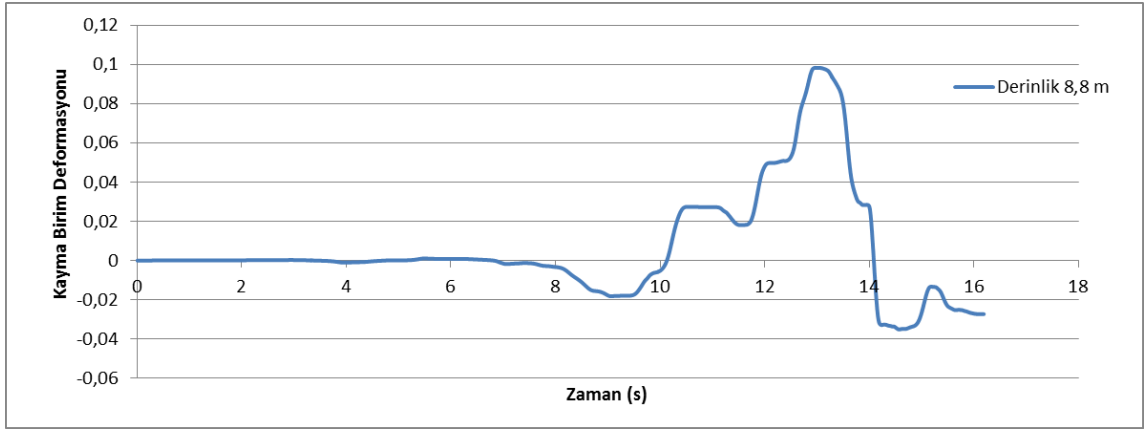
CarrefourSa arazisi otopark alanı sıvılaşabilir tabakada iyileştirilmemiş durumda kayma birim deformasyonları Şekil 6.14, Şekil 6.15, Şekil 6.16'da gösterilmiştir.



Şekil 6. 14 CarrefourSA arazisi 6,75 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



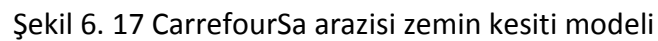
Şekil 6. 15 CarrefourSA arazisi 7,4 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



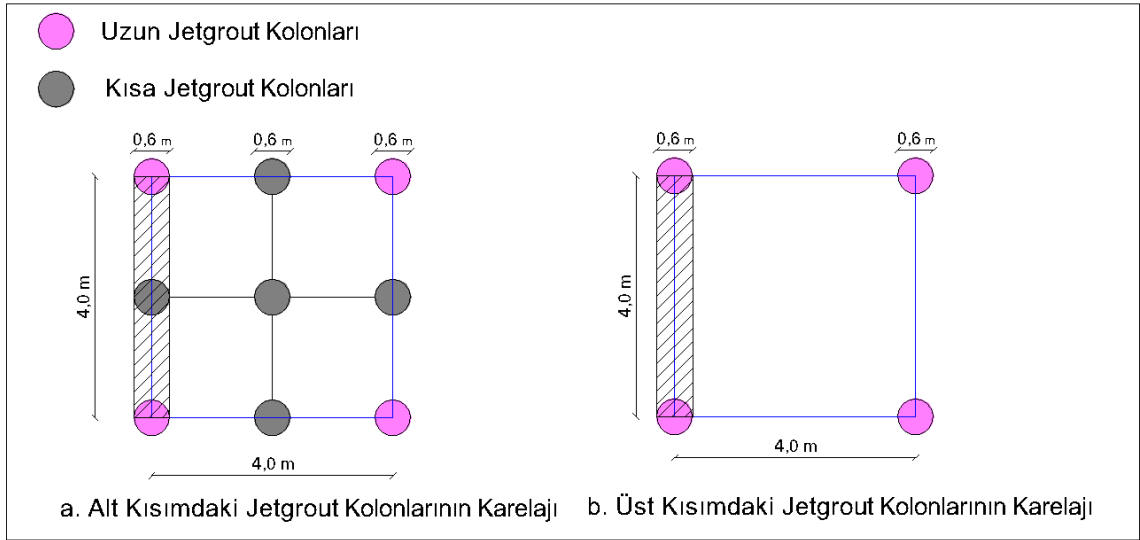
Şekil 6. 16 CarrefourSA arazisi 8,8 m derinlikte iyileştirme yapılmadığı durumda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi

Analiz sonuçlarında da görüldüğü gibi iyileştirilmemiş durumda CarrefourSA arazisinde boşluksuyu basınç artış oranı ru değeri 1 değerine ulaştığı için sıvılaşmanın olduğu görülmüştür. Sıvılaşabilir zeminde oluşan kayma birim deformasyonlarının %10,-%6 değerleri aralığında olduğu analizlerde hesaplanmıştır.

CarrefourSA arazisi modeli Plaxis UBC3D-PLM modeli kullanılarak analizler yapılmıştır. Analizlerde kullanılan zemin modeli Şekil 6.17’de gösterilmiştir.



113



Şekil 6. 18 CarrefourSa arazisi jet groutların yerleşimi

Zemin için kayma modülü, sıvılaştırılabilir tabaka için kayma dalga hızı V_s , 110 m/s kabul edilirse,

$$G_s = \rho V_s^2 \quad (6.12)$$

$G_s = 1,8 \cdot 110^2 = 21780 \text{ kPa} = 21,780 \text{ MPa}$ olarak hesaplanmıştır. Zeminin elastisite modülü Denklem 6.2 kullanılarak $E_s = 56,628 \text{ MPa}$ olarak hesaplanmıştır.

Jetgrout elastisite modülü Denklem 6.1 kullanılarak $E_{JG} = 10362,9 \text{ MPa}$ olarak hesaplanarak buradan jet grout kayma modülü Denklem 6.2 bağıntısında ν değeri 0,25 alınarak G_{JG} değeri $G_{JG} = 4145,16$ hesaplanmıştır. Elde edilen kayma modülleri yardımıyla Denklem 6.8 kullanılarak arazide uygulanmış jet grout kolonları için G_r kayma modülü oranı sabiti yaklaşık 190 olarak hesaplanır.

Arazide uygulanmış jet grout yerleşiminde alt kısımdaki jet grout kolonları için 0,6m x 4,0 m alanı için 2 adet 0,6m çaplı jet grout kolonu denk gelirken üst kısımda ise 0,6m x 4,0m karelaj için 1 adet 0,6m çaplı jet grout kolonu denk gelmektedir. Birim jet grout alanı için alt kısım ve üst kısımdaki jet groutların elastisite modülleri bu değerlere göre azaltılmıştır.

Birim karelajda 4,0 m x 4,0 m karelaj için üst kısımda bir adet 0,6 m çaplı jet grout kolonu durumu için, Denklem 6.4 bağıntısı kullanılarak alan oranı ar değeri %2, alt kısım için ise 4 adet 0,6 m çaplı jet grout kolonu için Denklem 6.4 bağıntısı kullanılarak ar değeri %7 olarak hesaplanmaktadır.

Üst kısımdaki jet groutların elastisite modülü,

$$A = 4 \cdot 0,6 = 2,4 \text{ m}^2$$

$$A_c = \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} = 0,28 \text{ m}^2$$

$$E_{JG} = \frac{0,28 \cdot 10362,9 + (2,4 - 0,28) \cdot 56,628}{2,4} = 1259,0 \text{ MPa}$$

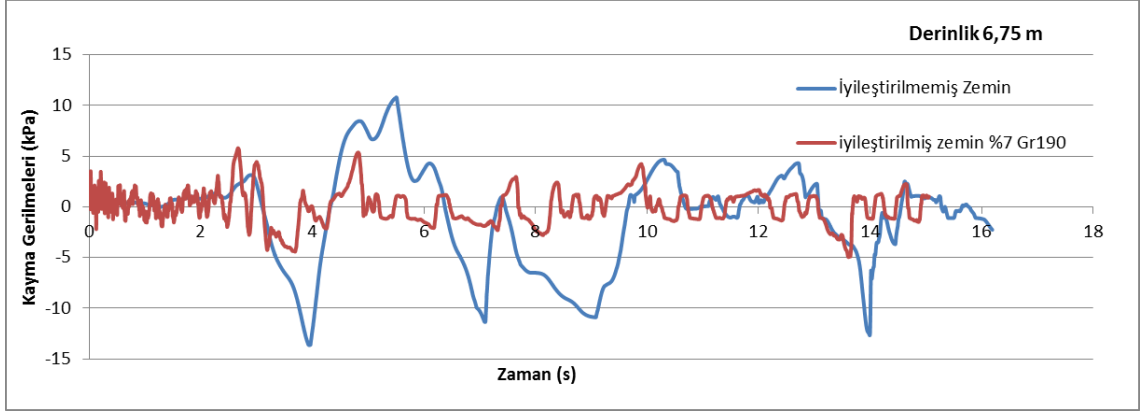
Alt kısımdaki jet groutların elastisite modülü,

$$E_{JG} = \frac{2 \cdot 0,28 \cdot 10362,9 + (2,4 - (2 \cdot 0,28)) \cdot 56,628}{2,4} = 2461 \text{ MPa}$$

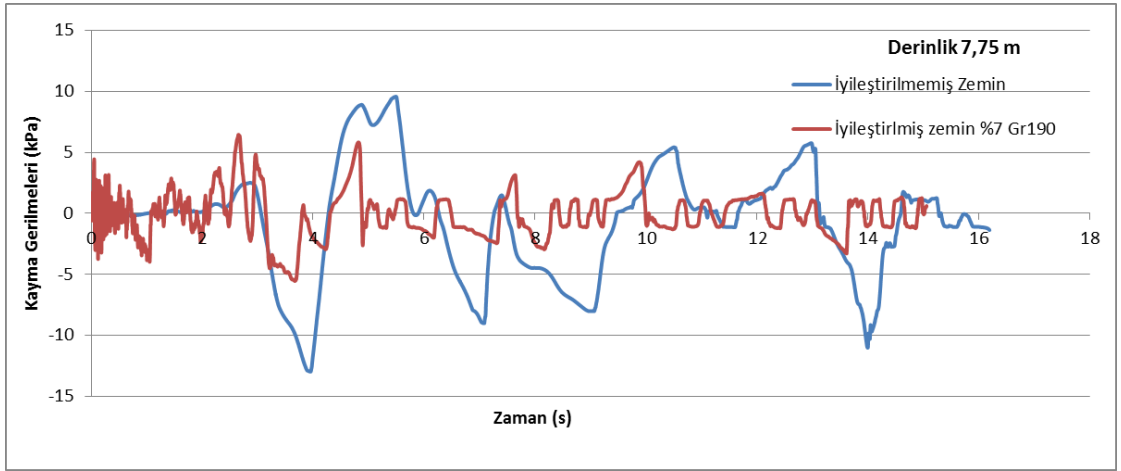
Çizelge 6. 8 Jet grout kolonları için kayma modülü oranı değeri Gr=190 olduğu durumda kullanılan malzeme parametreleri

Lineer Elastik	Jet grout Kolonları Alt Kısım ar %7 Gr=190	Jet grout Kolonları Üst Kısım ar %7 Gr=190
$\gamma_{\text{unsat}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	25	25
$\gamma_{\text{sat}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	25	25
Drenaj	Drenajlı	Drenajlı
E	2461000	1259000
ν	0,25	0,25
G	984600	503600
E_{eod}	2954000	1511000

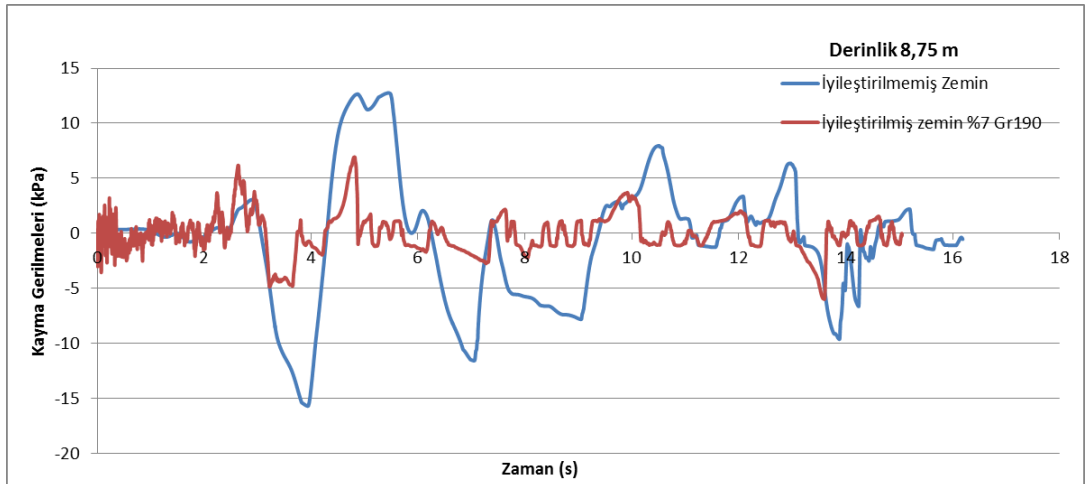
CarrefourSa arazisi sıvılaşabilir zemin tabakası için iyileştirilmemiş durumda ve alan oranı ar=%7 kayma modülü oranı Gr=190 alınarak iyileştirilmiş durumda kayma gerilmelerinin karşılaştırılması Şekil 6.19, Şekil 6.20, Şekil 6.21 de gösterilmiştir.



Şekil 6. 19 CarrefourSA arazisi için 6,75 m derinlikte jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda zeminde kayma gerilmelerinin karşılaştırılması

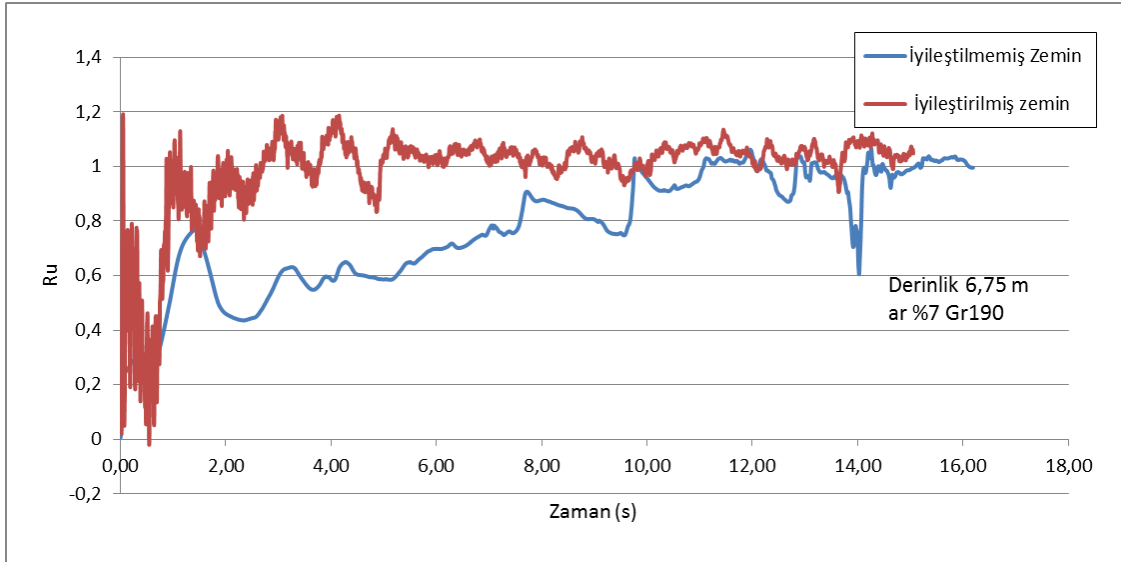


Şekil 6. 20 CarrefourSA arazisi için 7,75 m derinlikte jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda zeminde kayma gerilmelerinin karşılaştırılması

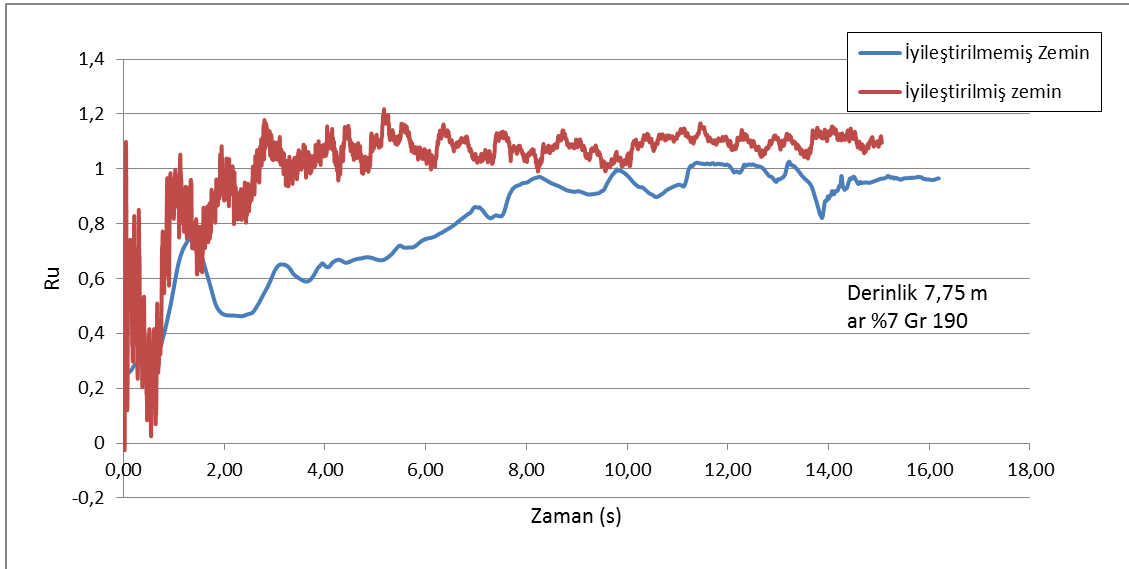


Şekil 6. 21 CarrefourSA arazisi için 8,75 m derinlikte jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda zeminde kayma gerilmelerinin karşılaştırılması

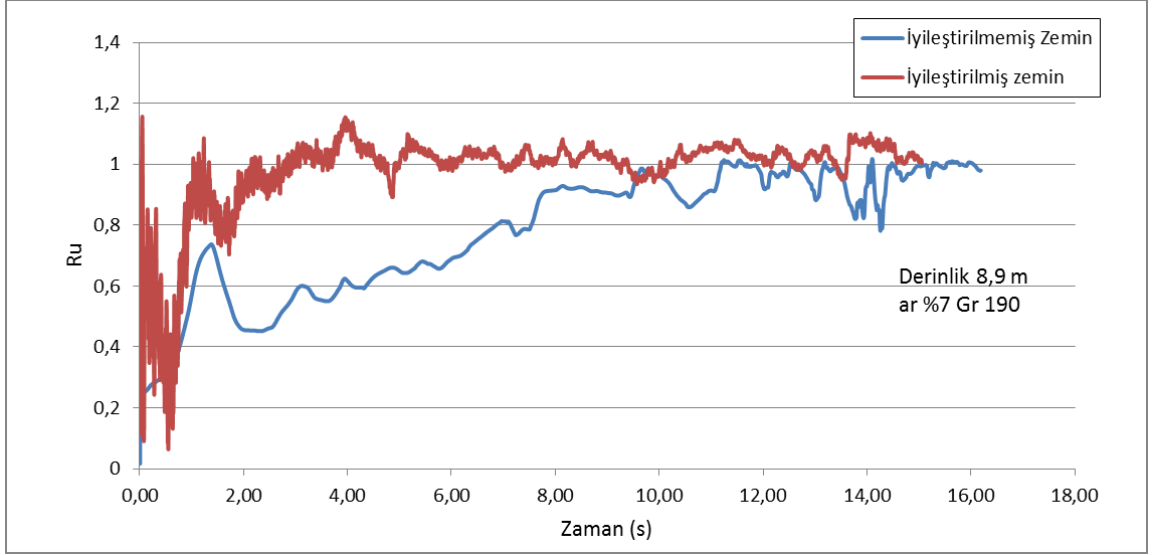
CarrefourSa arazisi sıvılaşıabilir zemin tabakası için iyileştirilmemiş durumda ve alan oranı $ar=7\%$, kayma modülü oranı $Gr=190$ alınarak iyileştirilmiş durumda artık boşluksuyu basınç artış oranı r_u değerlerinin karşılaştırılması Şekil 6.22, Şekil 6.23, Şekil 6.24’de gösterilmiştir.



Şekil 6. 22 CarrefourSA arazisi için 6,75 m derinlikte sıvılaşıabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan boşluk suyu basınç artış oranlarının karşılaştırılması



Şekil 6. 23 CarrefourSA arazisi için 7,75 m derinlikte sıvılaşıabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan boşluk suyu basınç artış oranlarının karşılaştırılması

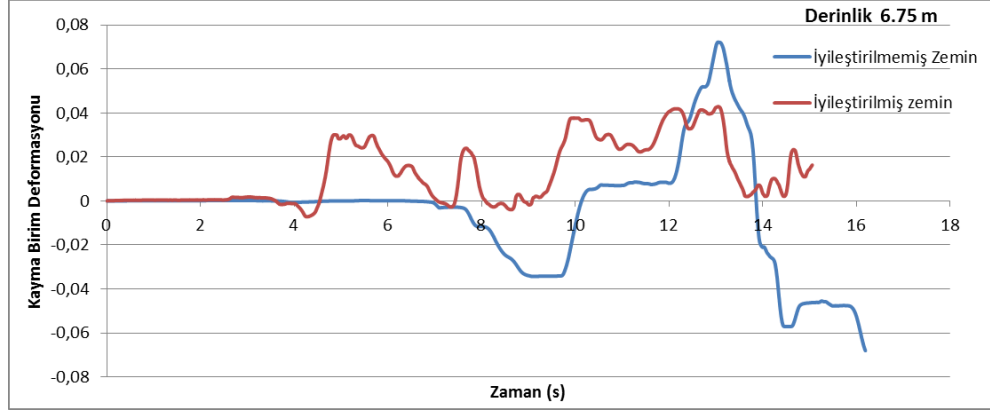


Şekil 6. 24 CarrefourSA arazisi için 8,9m derinlikte sıvılaştırılabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan boşluk suyu basınç artış oranlarının karşılaştırılması

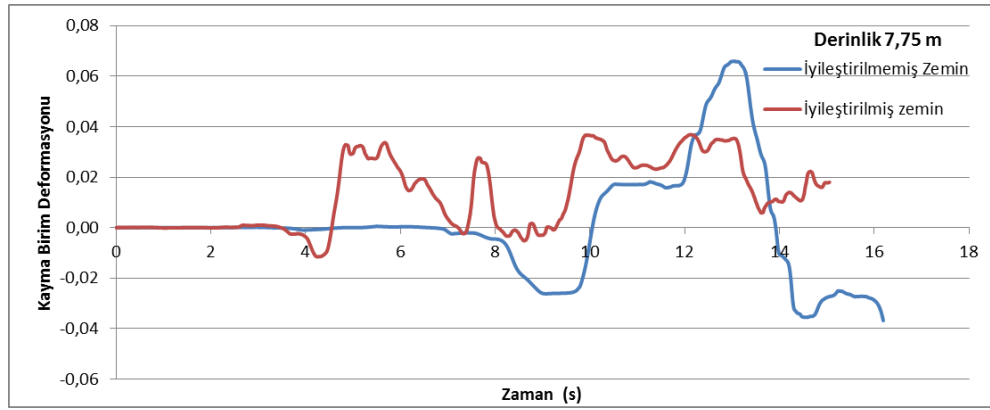
İyileştirilmiş ve iyileştirmemiş durum karşılaştığında iyileştirme yapılması durumunda boşluksuyu basınç oranlarında azalma beklenirken r_u oranlarında hafif artışlar olmuştur.

Bu durumun, nümerik modelde jet-grout kolonlarının sıvılaştırılabilir zemindeki etkisinin, diğer bir değişle jet-grout kolonu etrafındaki zeminde rijitlik artışının tam olarak modellenememesinden kaynaklanmış olabileceği düşünülmektedir. Bu durumu modelleyebilmek için nümerik modelde jet groutun oluşum mekanizmasının tam olarak yansıtılması gerektiği düşünülmektedir.

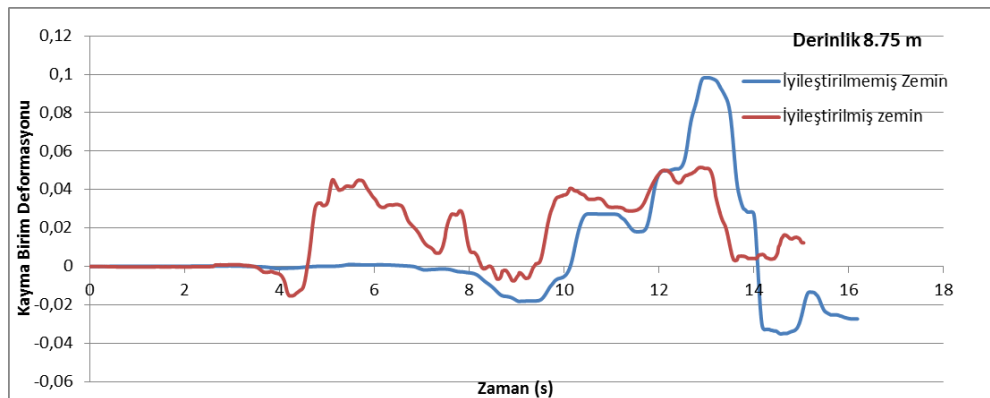
CarrefourSa arazisi sıvılaştırılabilir zemin tabakası için iyileştirilmemiş durumda ve alan oranı $ar=\%7$ kayma modülü oranı $Gr=190$ alınarak jet-grout ile iyileştirilmiş durumda kayma birim deformasyon değerlerinin karşılaştırılması Şekil 6.25, Şekil 6.26, Şekil 6.27’de gösterilmiştir.



Şekil 6. 25 CarrefourSA arazisi için 6,75 m derinlikte sıvılaştırılabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan kayma birim deformasyonlarının karşılaştırılması



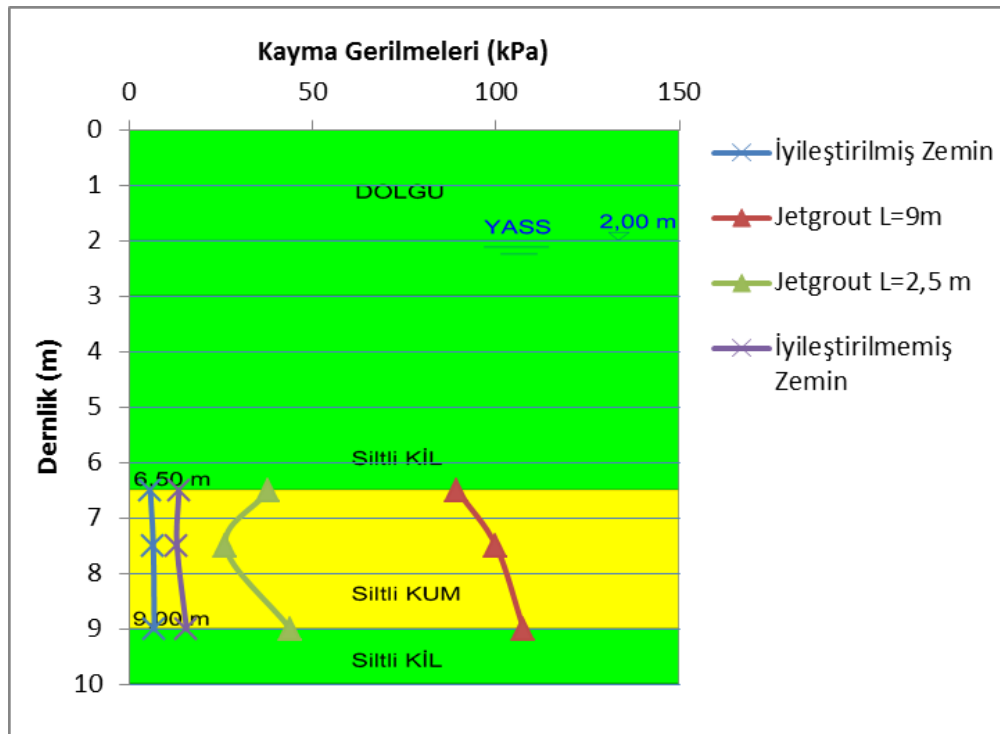
Şekil 6. 26 CarrefourSA arazisi için 7,75 m derinlikte sıvılaştırılabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan kayma birim deformasyonlarının karşılaştırılması



Şekil 6. 27 CarrefourSA arazisi için 8,75 m derinlikte sıvılaştırılabilir zeminde jet grout kolonları kullanılarak iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumda oluşan kayma birim deformasyonlarının karşılaştırılması

Analiz sonuçlarına göre $ar=7\%$ ve $Gr=190$ alan oranında yapılan iyileştirme yapılması boşluksuyu basınç artış oranında bir azalma oluşturmamıştır. Analiz sonuçlarına göre kayma gerilmeleri değerleri yaklaşık yarı yarıya azalırken, kayma birim deformasyonları ise 30% ile 40% oranında azalmıştır.

Sıvılaştırılabilir zeminde 6,5m ile 9 m derinlikleri arasında jet grout kollarları ile iyileştirmemiş durumda kayma gerilmeleri, alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=190$ için jet grout kolonlarında oluşan kayma gerilmeleri ve iyileştirilmiş durumda jet grout kolonları arasındaki zeminde oluşan iyileştirilmiş durumdaki kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi Şekil 6.28’de verilmiştir.



Şekil 6. 28 CarrefourSA arazi modeli için zemin iyileştirilmemiş durumda ve iyileştirilmiş durumda jet grout kolonlarında oluşan (L=9m, L=2,5m) ve jet grout kolonlarının arasında bulunan sıvılaştırılabilir zeminde oluşan kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi

Farklı kayma modülü oranları için $Gr=10$, $Gr=20$, $Gr=50$, $Gr=100$, $Gr=150$ ve $Gr=190$ değerleri için analizler yapılmış jet groutların rijitlerindeki artışın kayma gerilmeleri ve tekrarlı gerilme azaltma faktörü S_R değerinin etkisine bakılmıştır. Çizelge 6.9’da kullanılan jet grout parametreleri verilmiştir. Analizlerdeki diğer malzeme parametreleri Çizelge 6.5, Çizelge 6.6 ve Çizelge 6.7’de verilmiştir.

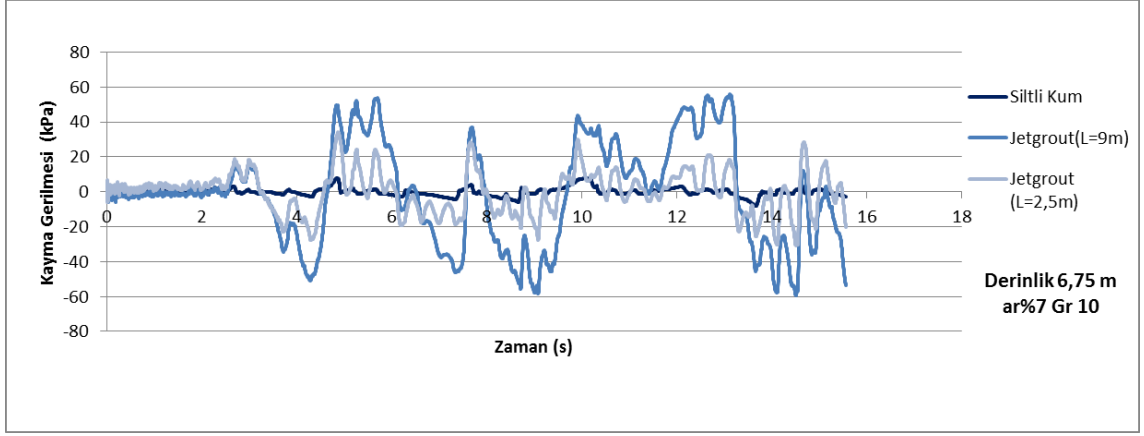
Çizelge 6. 9 Analizlerde alt kısımda kullanılan jet grout parametreleri

Lineer Elastik	Jet grout (Gr=10)	Jet grout (Gr=20)	Jet grout (Gr=50)	Jet grout (Gr=100)	Jet grout (Gr=150)	Jet grout (Gr=190)
$\gamma_{\text{unsat}}(\text{kN/m}^3)$	25	25	25	25	25	25
Drenaj	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
$E_{\text{alt}}(\text{kN/m}^2)$	170500	297500	678700	1314000	1949000	2461000
ν' (nu)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
$G(\text{kN/m}^2)$	68190	119000	271500	525600	799700	984600
$E_{\text{eod}}(\text{kN/m}^2)$	204600	357000	814400	1577000	2339000	2954000

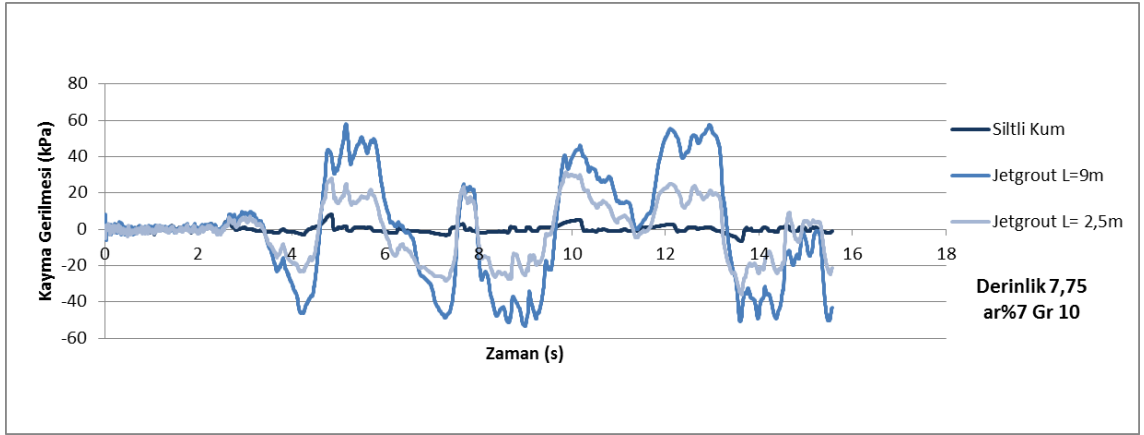
Çizelge 6. 10 Analizlerde kullanılan üst kısımdaki jet grout parametreleri

Lineer Elastik	Jet grout (Gr=10)	Jet grout (Gr=20)	Jet grout (Gr=50)	Jet grout (Gr=100)	Jet grout (Gr=150)	Jet grout (Gr=190)
$\gamma_{\text{unsat}}(\text{kN/m}^3)$	25	25	25	25	25	25
Drenaj	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
$E_{\text{üst}}(\text{kN/m}^2)$	113500	177000	367600	685300	1003000	1259000
ν' (nu)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
$G(\text{kN/m}^2)$	45420	70800	147100	274100	401200	503600
$E_{\text{eod}}(\text{kN/m}^2)$	136300	212400	441200	822300	1203000	1511000

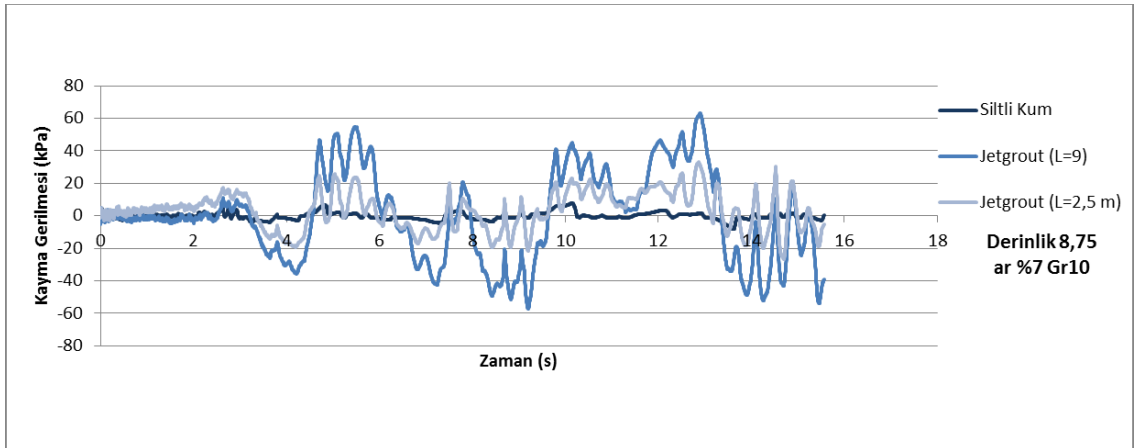
Alan oranı $ar=\%7$ için farklı kayma modülü değerlerinde sıvılaştırılabilir zemin tabakasına, jet grout kolonlarına gelen ($L=9$ m, $L=2,5$ m) kayma gerilmeleri Şekil 6.29 ile Şekil 6.46 aralığında verilmiştir.



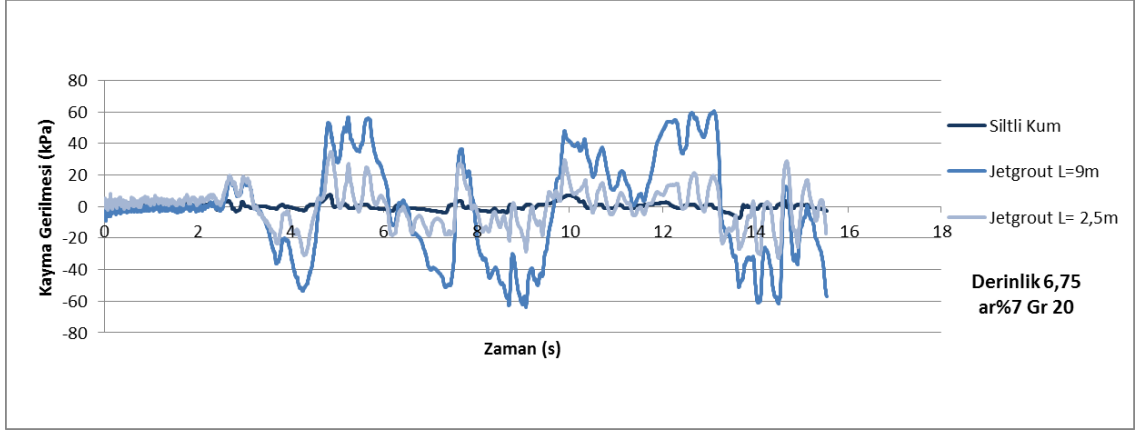
Şekil 6. 29 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=10$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



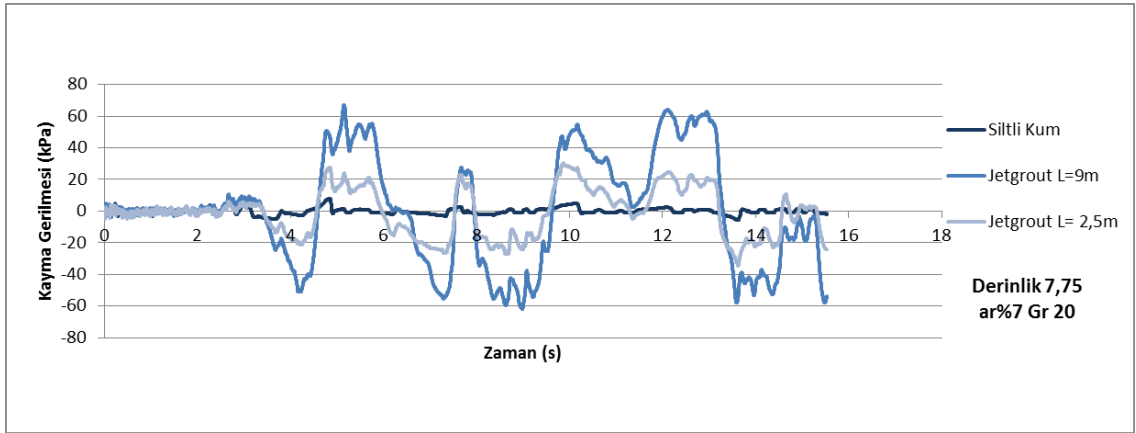
Şekil 6. 30 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=10$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



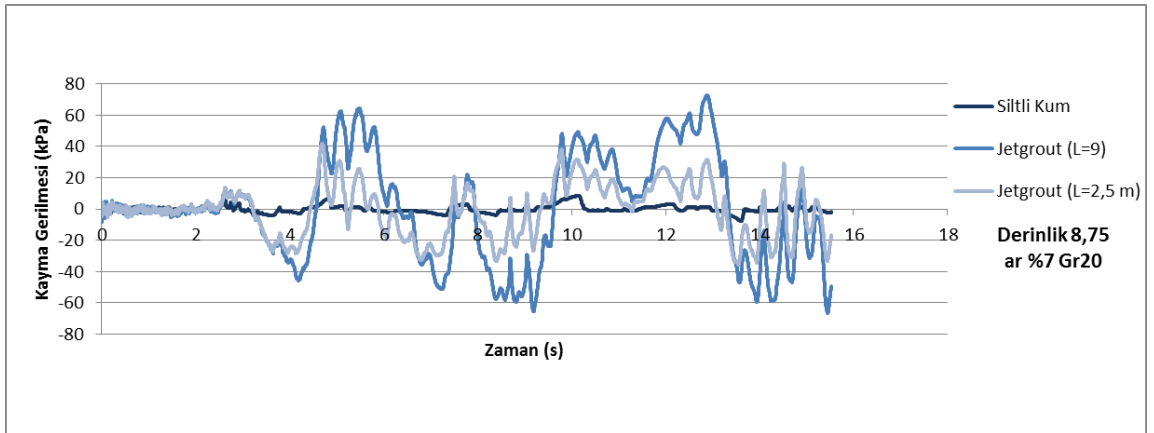
Şekil 6. 31 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=10$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



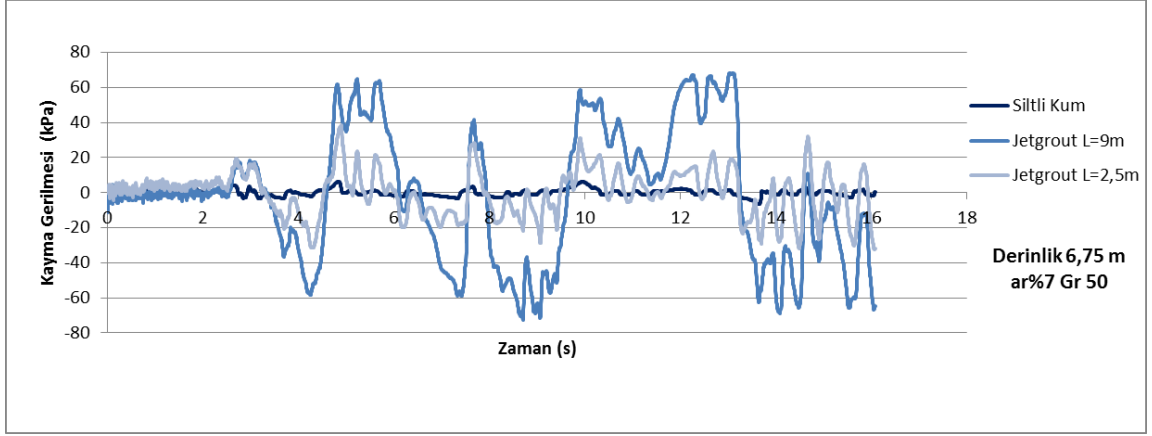
Şekil 6. 32 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=20$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



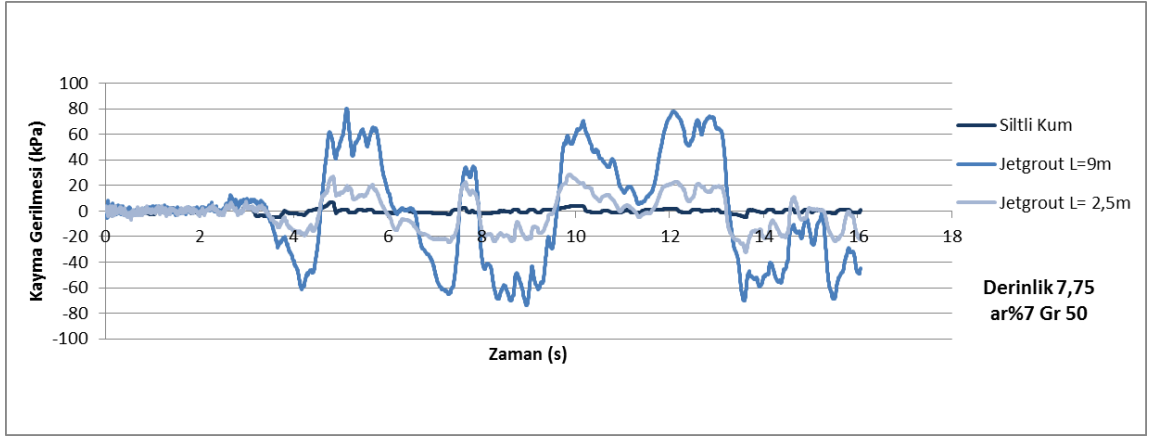
Şekil 6. 33 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=20$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



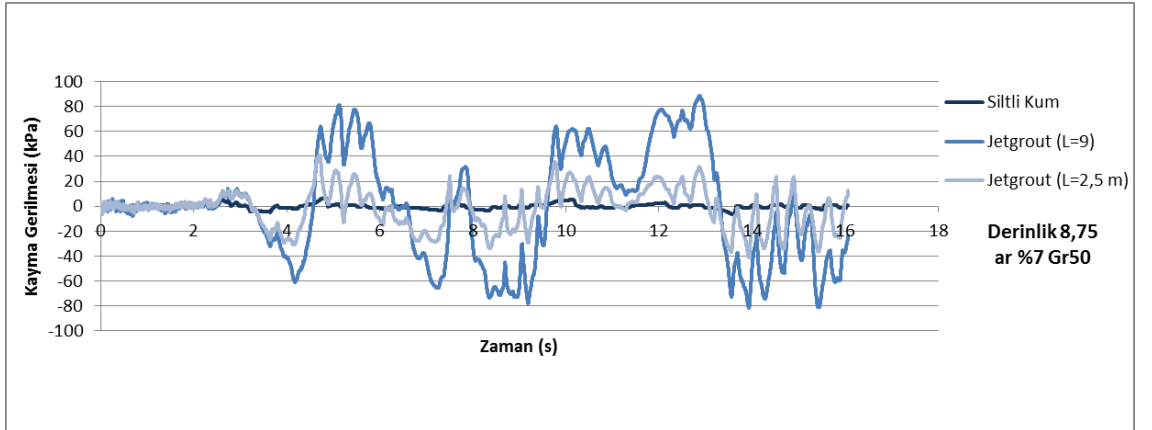
Şekil 6. 34 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=20$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



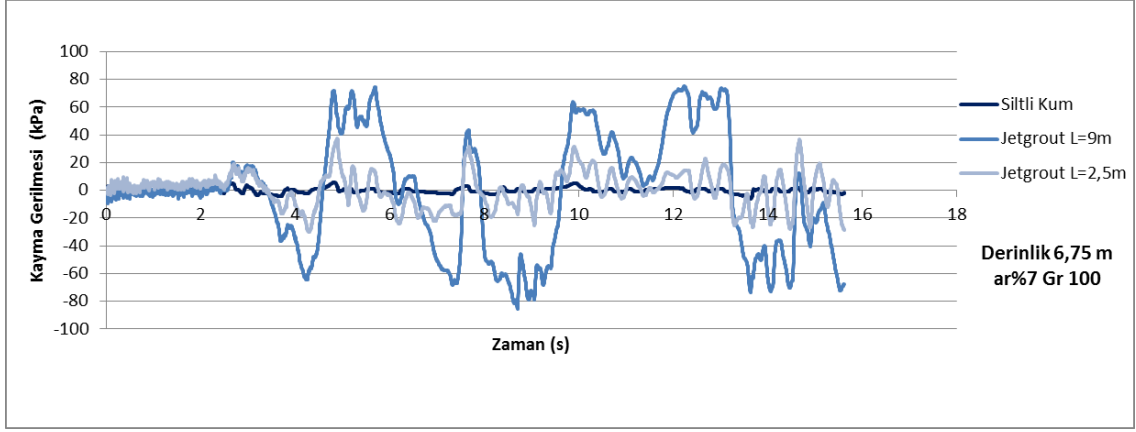
Şekil 6. 35 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



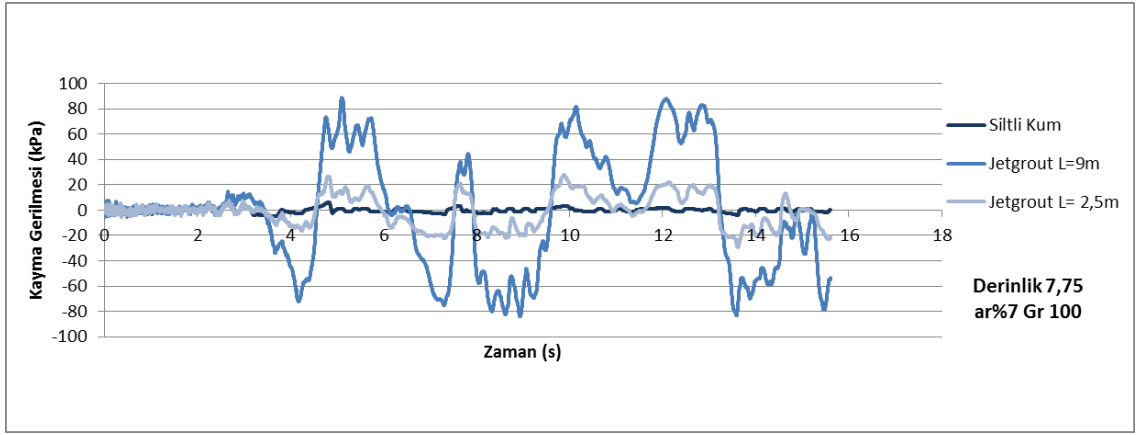
Şekil 6. 36 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



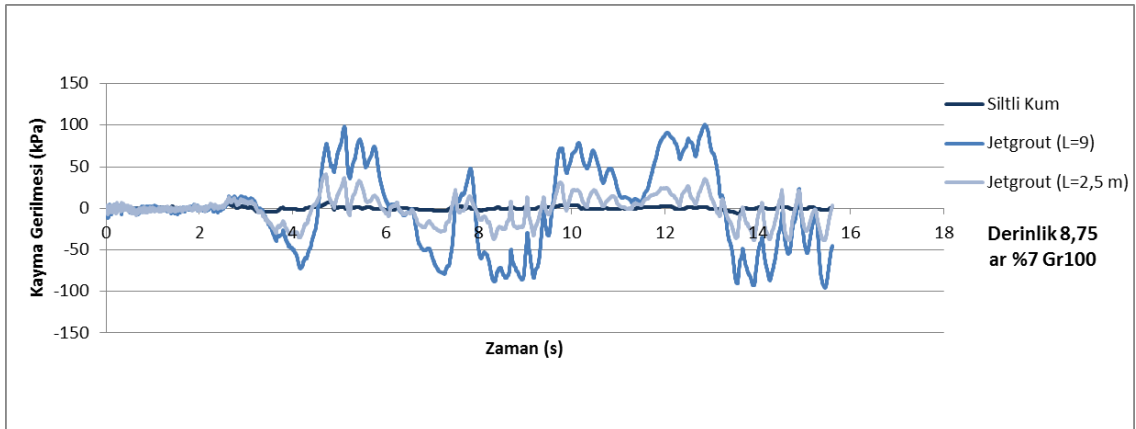
Şekil 6. 37 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



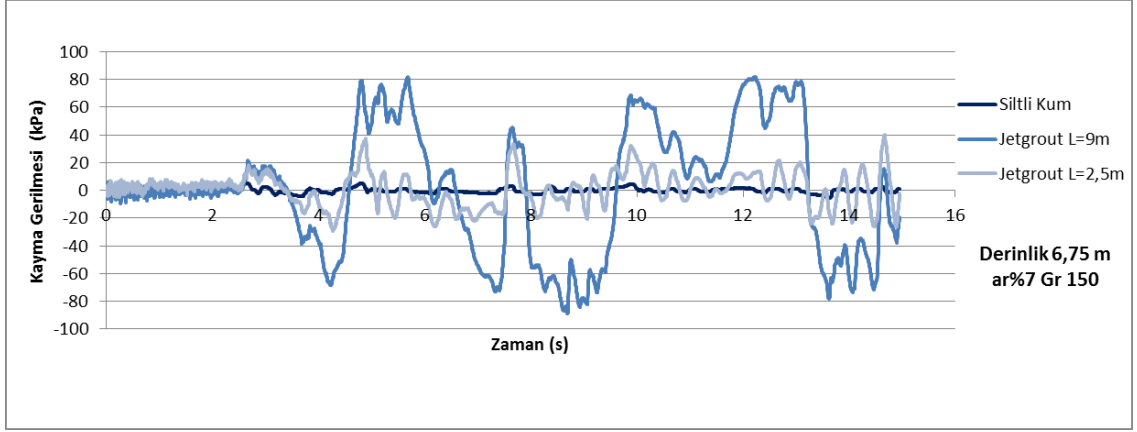
Şekil 6. 38 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=100$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



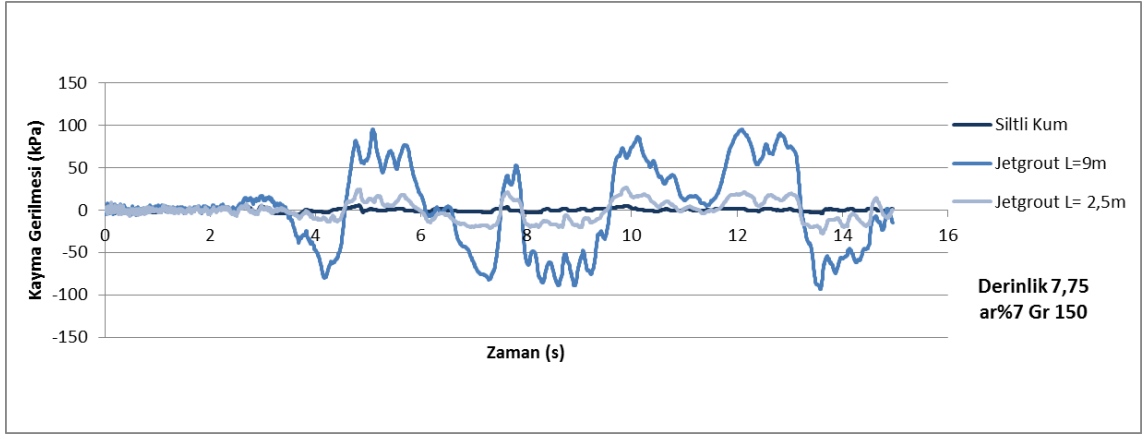
Şekil 6. 39 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=100$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



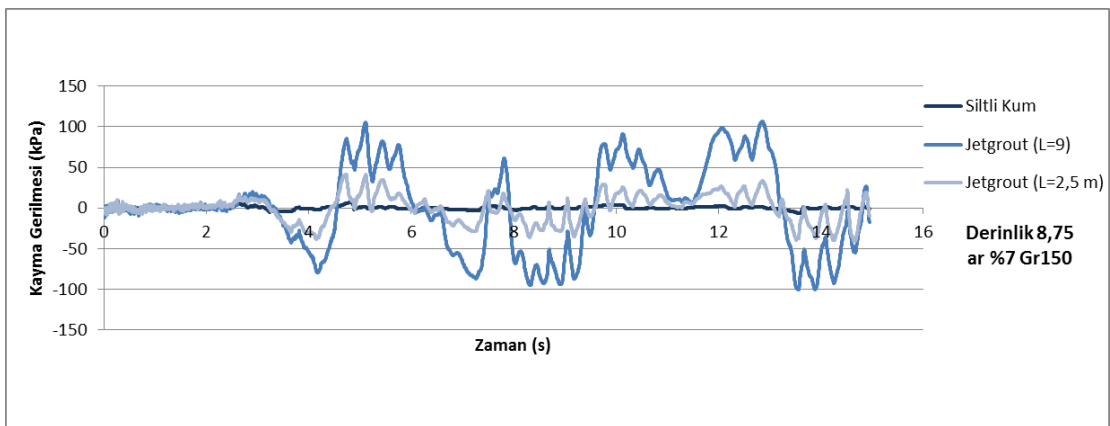
Şekil 6. 40 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=100$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



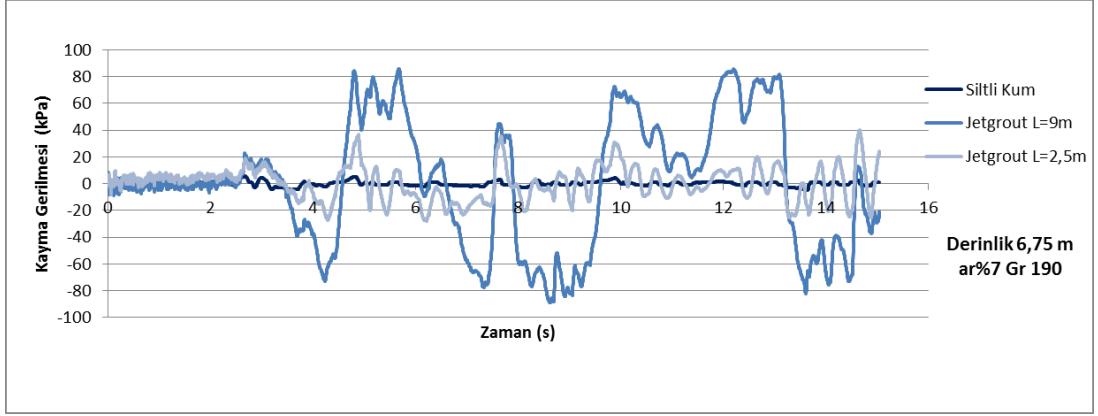
Şekil 6. 41 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=150$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



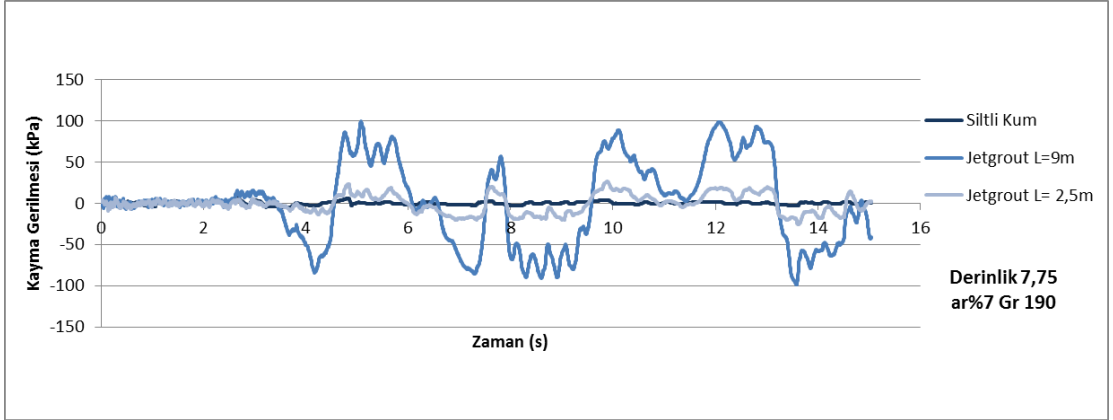
Şekil 6. 42 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=150$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



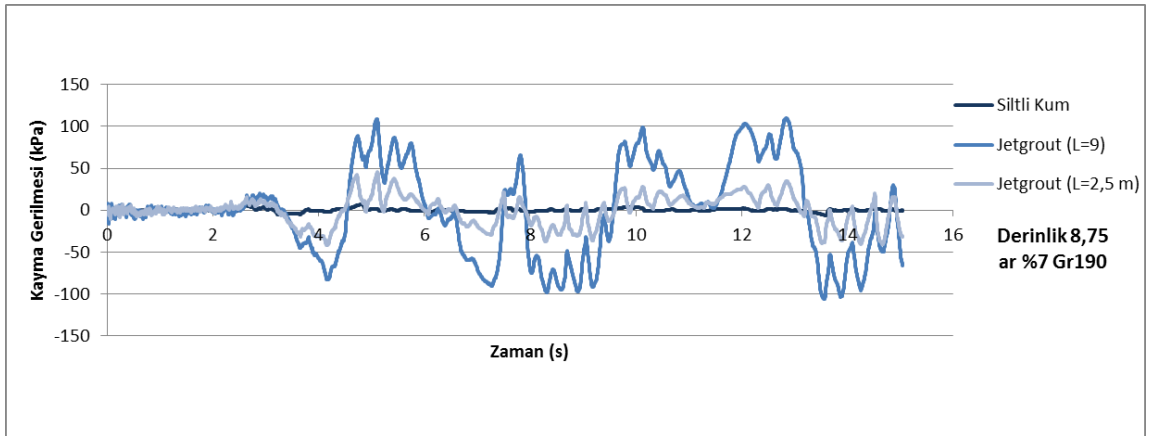
Şekil 6. 43 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=150$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



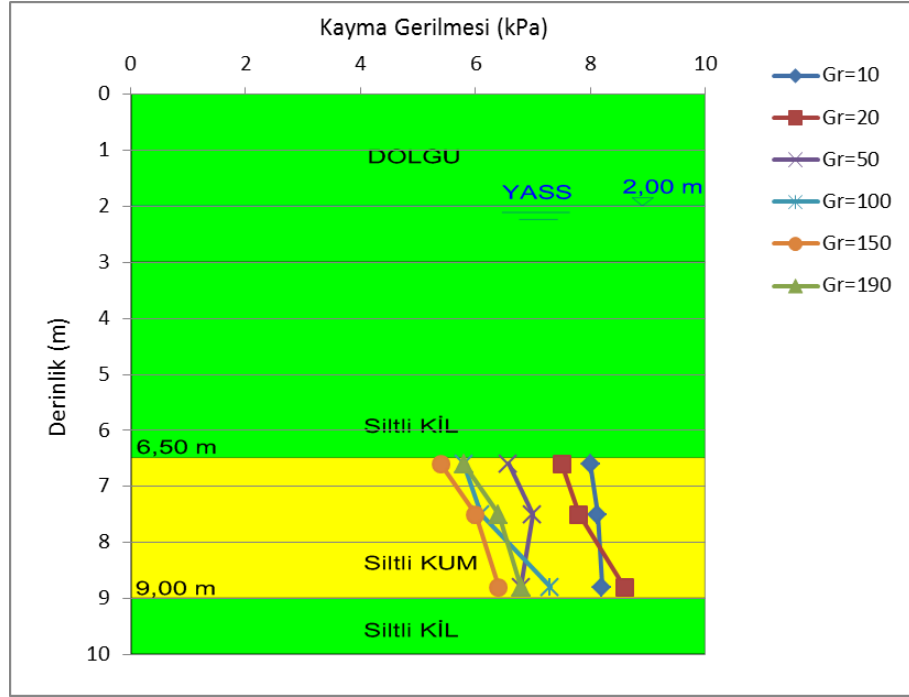
Şekil 6. 44 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=190$ durumunda 6,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



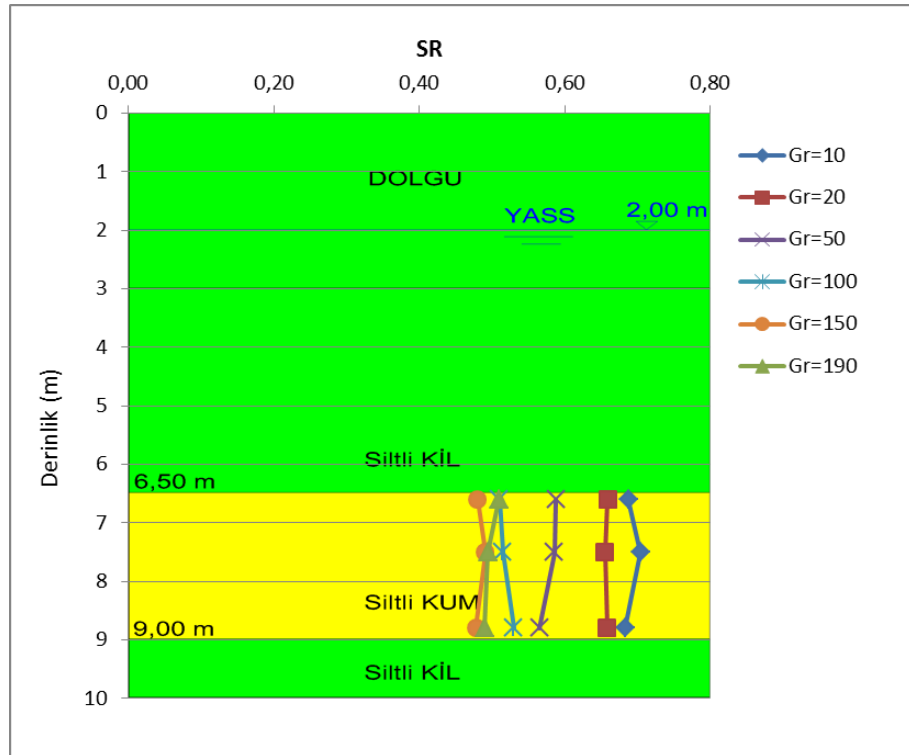
Şekil 6. 45 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=190$ durumunda 7,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 6. 46 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%7$ ve kayma modülü oranı $Gr=190$ durumunda 8,75m derinlikte hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



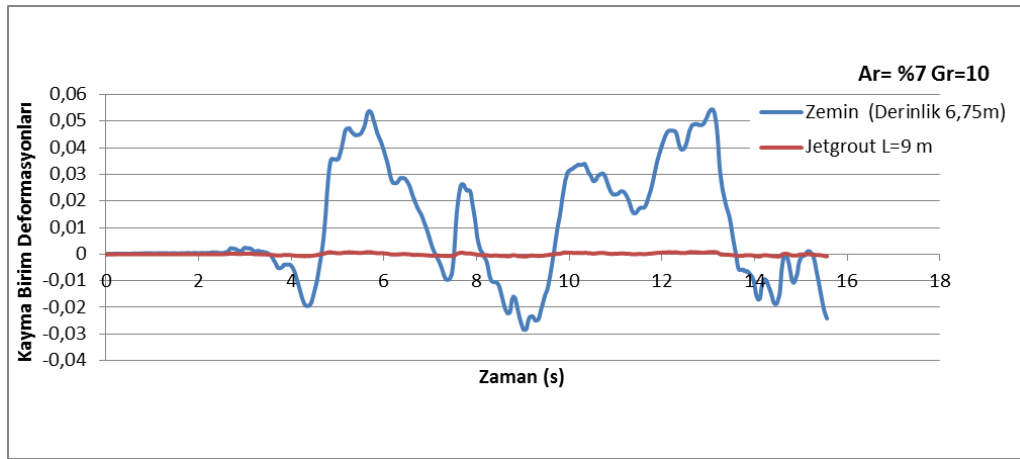
Şekil 6. 47 CarrefourSA arazisi için sıvılaştırılabilir Siltli Kum tabakasında jet grout alan oranı $ar=7\%$ için farklı kayma modülü oranlarında Siltli Kum tabakasında kayma gerilmelerini derinlikle değişimi



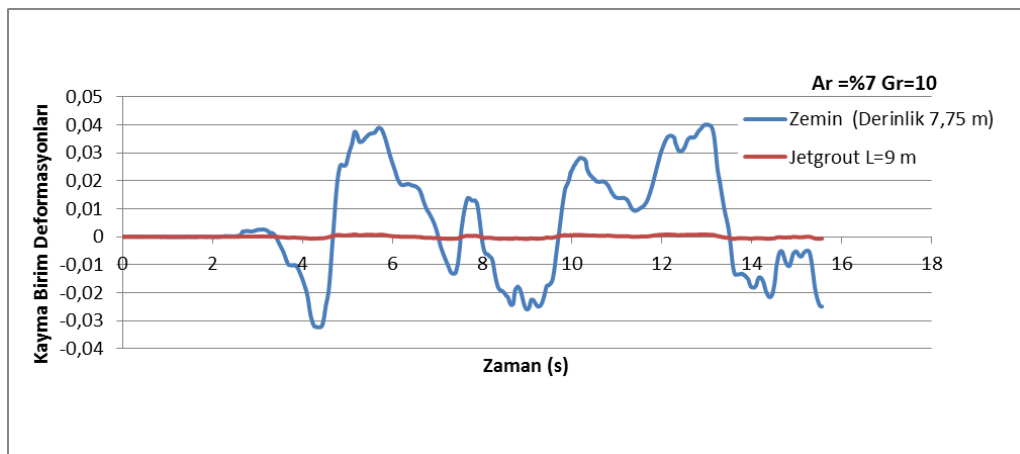
Şekil 6. 48 CarrefourSA arazisi için Siltli Kum tabakasında jet grout alan oranı $ar=7\%$ için farklı kayma modülü oranları için tekrarlı gerilme azaltma oranı S_R değerinin derinlikle değişimi

CarrefourSA arazisi için %7 alan oranı farklı kayma modülü için yapılan analizlerde kayma gerilmelerinin kayma modülü oranı arttıkça azaldığı görülmüştür. Uzun jet groutlar oluşan kayma gerilmelerinin ve zemine gelen kayma gerilmelerinden faydalanılarak S_R tekrarlı gerilme azaltma oranı Denklem 6.7 yardımıyla hesaplanmıştır. Kayma modülü oranı G_r değeri arttıkça S_R değerinin azaldığı grafikte gösterilmiştir. Denklem 6.11 de görüldüğü gibi tekrarlı gerilme azaltma oranı S_R değeri azaldıkça FS değeri artarak sıvılaşma olasılığı azalacaktır.

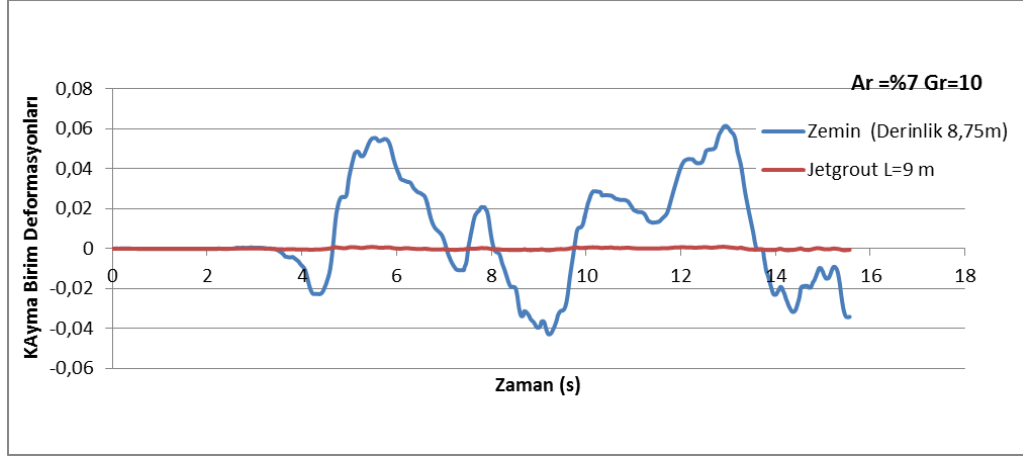
Analizde elde edilen kayma birim deformasyonlarının farklı kayma modülü oranlarında jet grout kolonlarında ve zeminde zamanla değişimi Şekil 6.49 ile Şekil 6.66 aralığında gösterilmiştir.



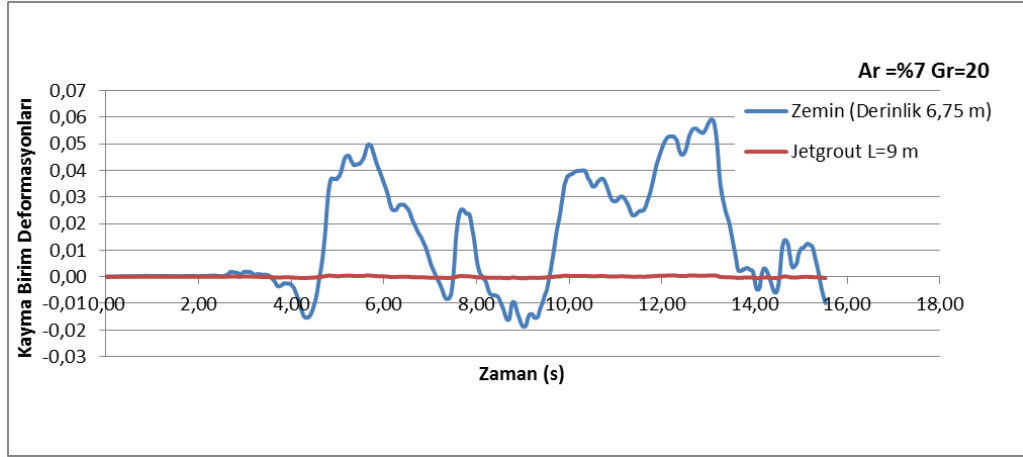
Şekil 6. 49 CarrefourSA arazisi için $ar=\%7$ ve $G_r=10$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



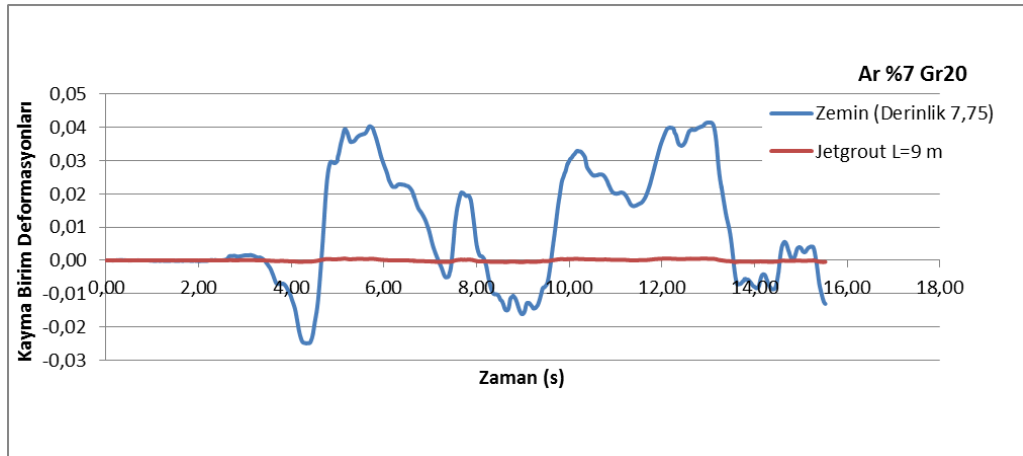
Şekil 6. 50 CarrefourSA arazisi için $ar=\%7$ ve $G_r=10$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



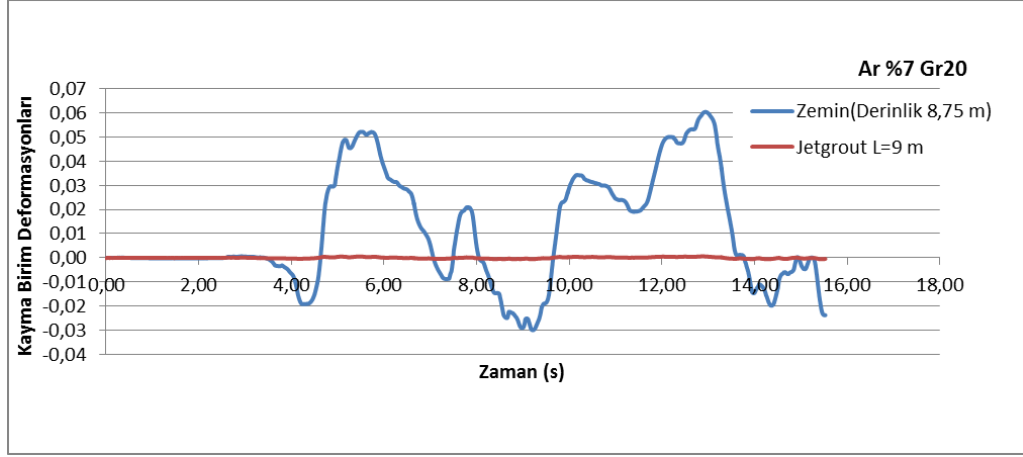
Şekil 6. 51 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=10 durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



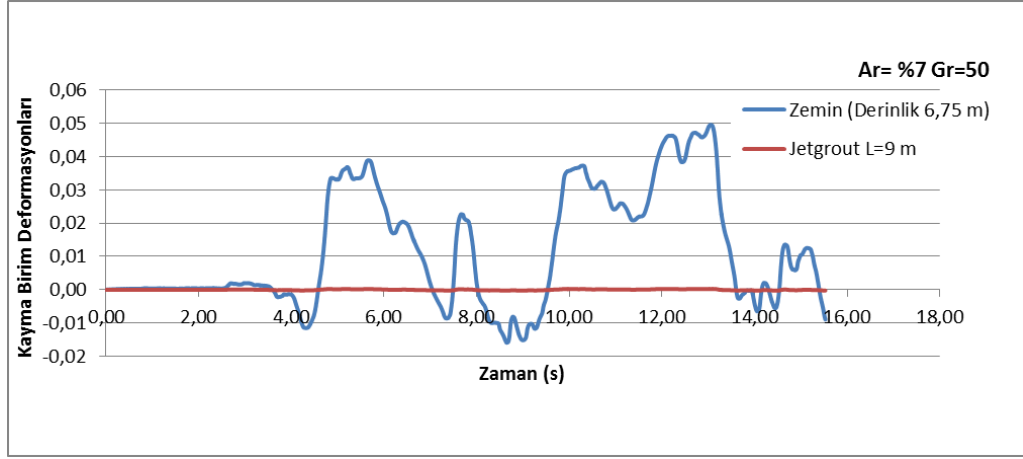
Şekil 6. 52 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve G=20 durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



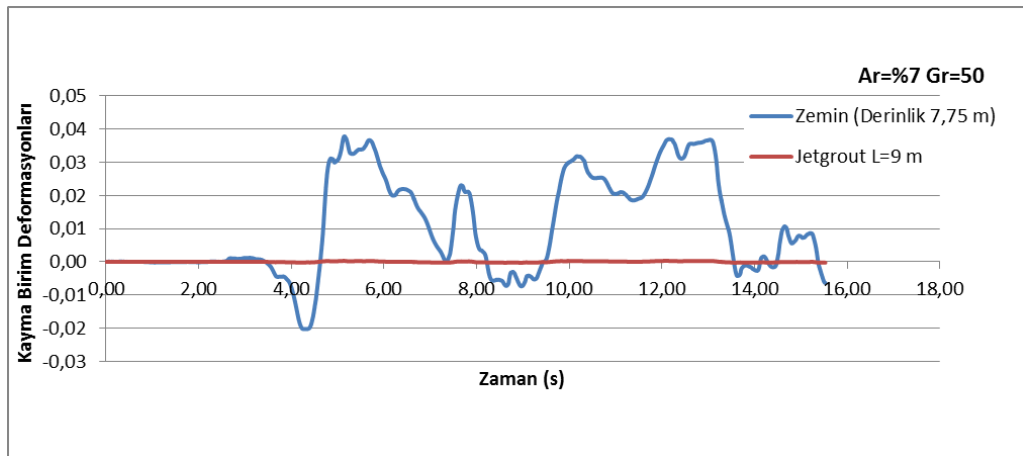
Şekil 6. 53 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=20 durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



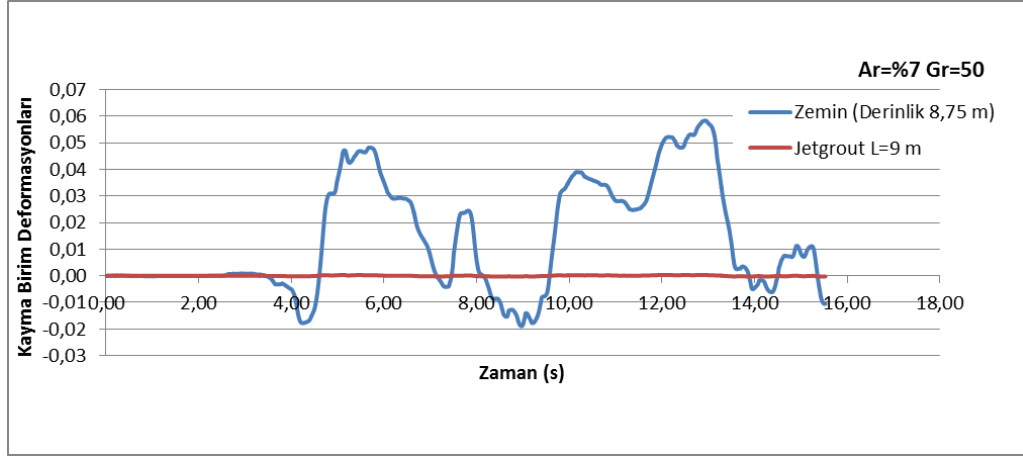
Şekil 6. 54 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=20 durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



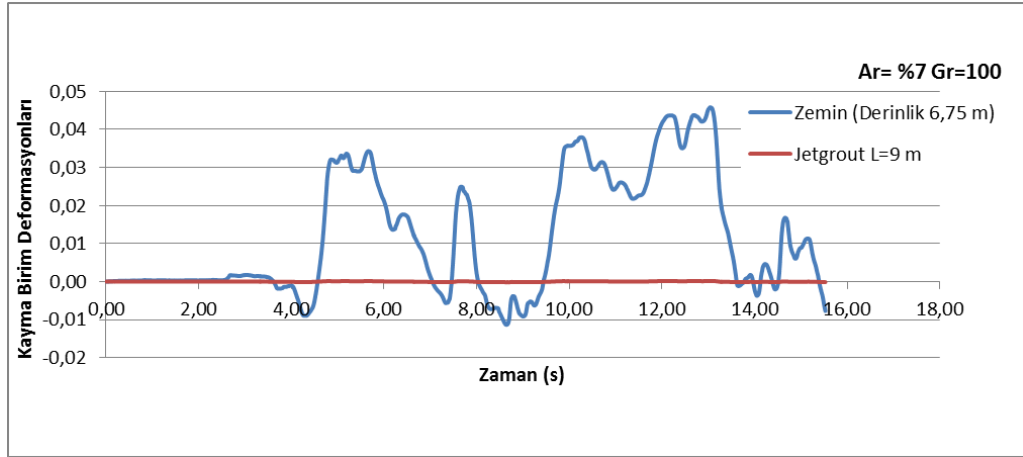
Şekil 6. 55 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=50 durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



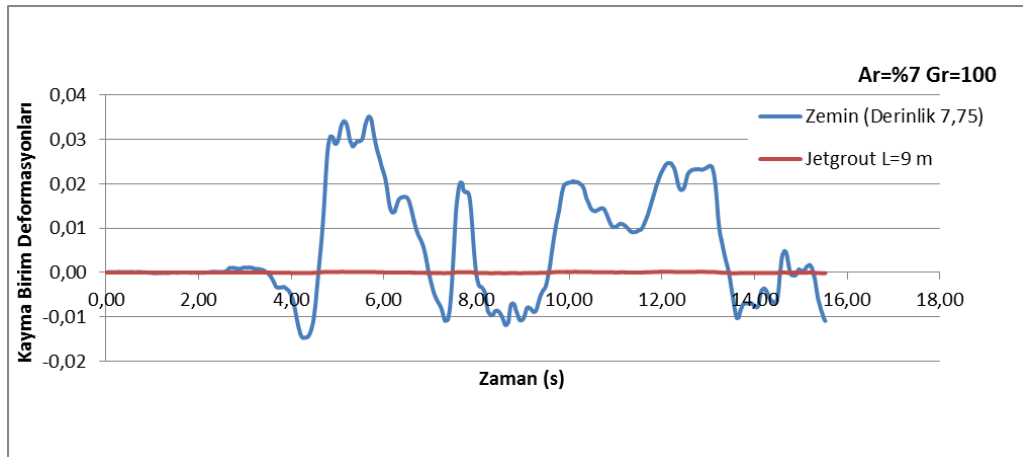
Şekil 6. 56 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=50 durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



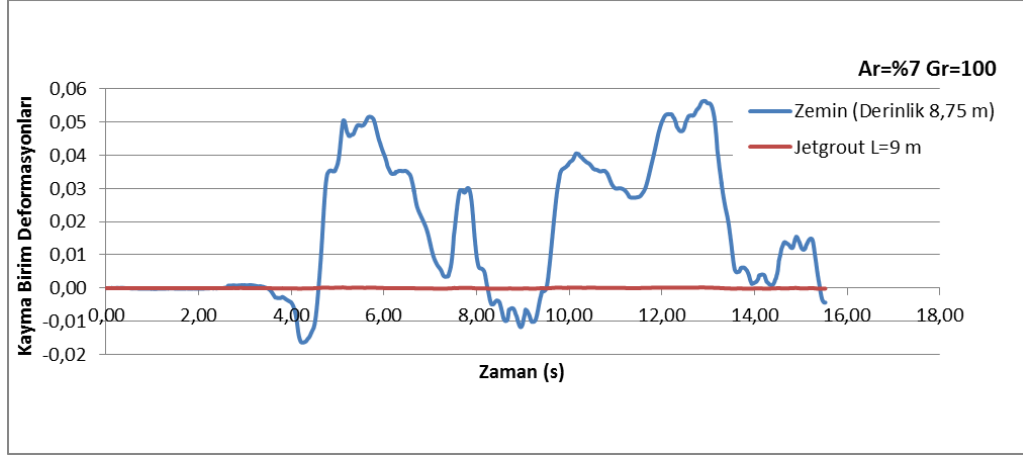
Şekil 6. 57 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=50 durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



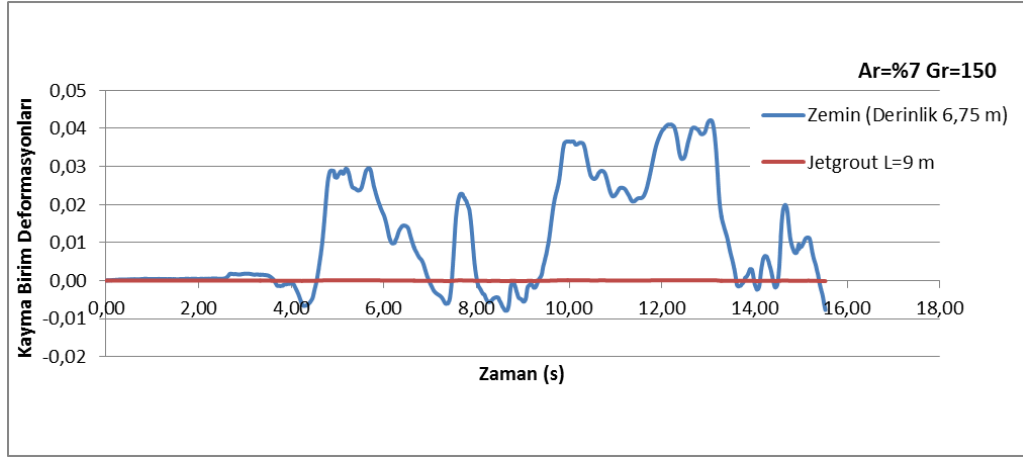
Şekil 6. 58 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=100 durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



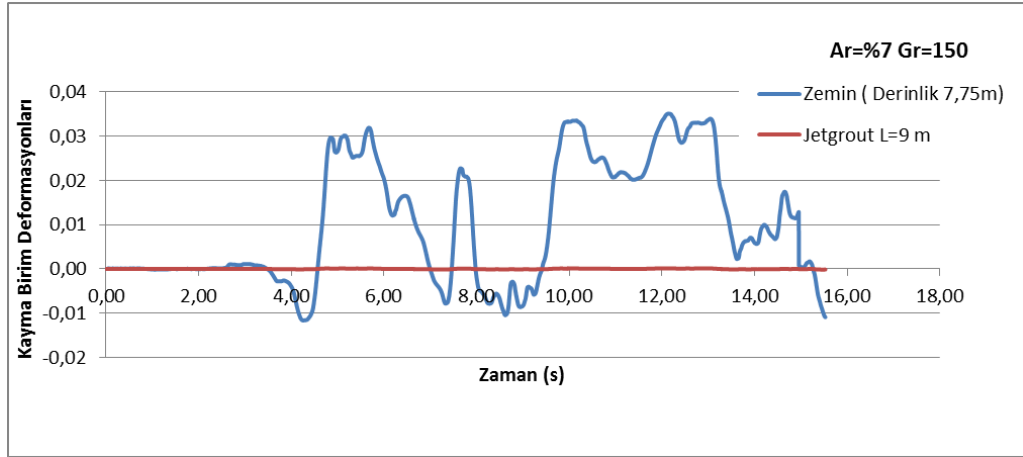
Şekil 6. 59 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=100 durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



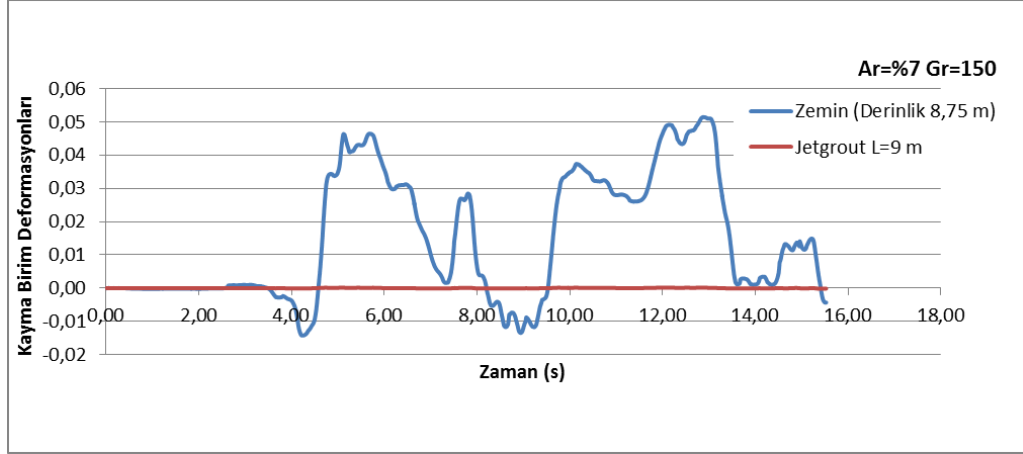
Şekil 6. 60 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=100 durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



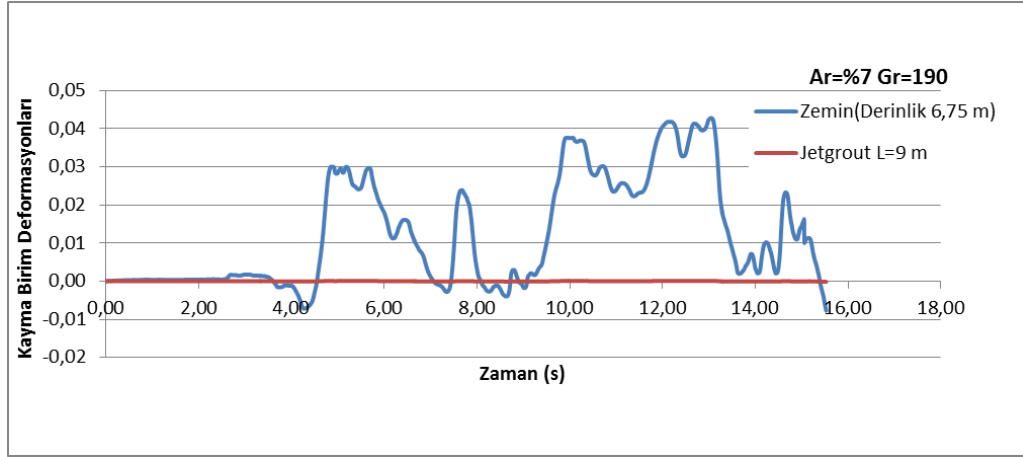
Şekil 6. 61 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=150 durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



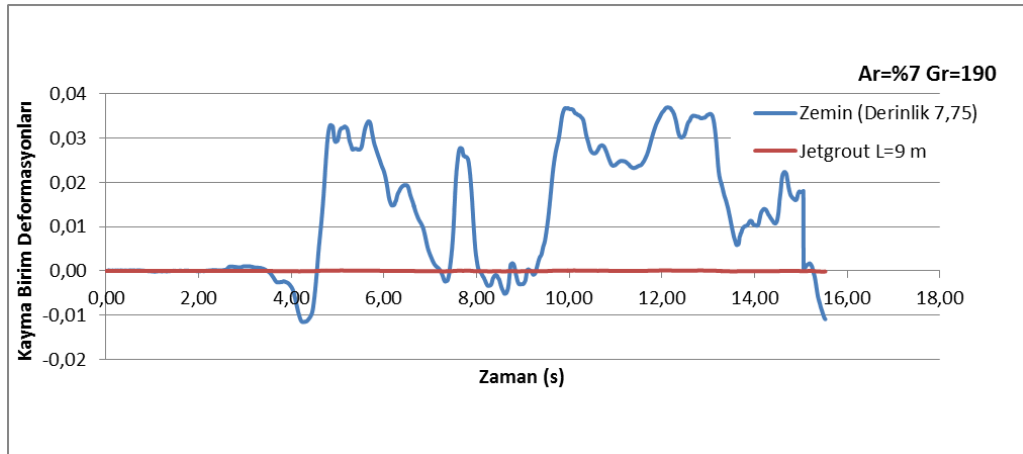
Şekil 6. 62 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=150 durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



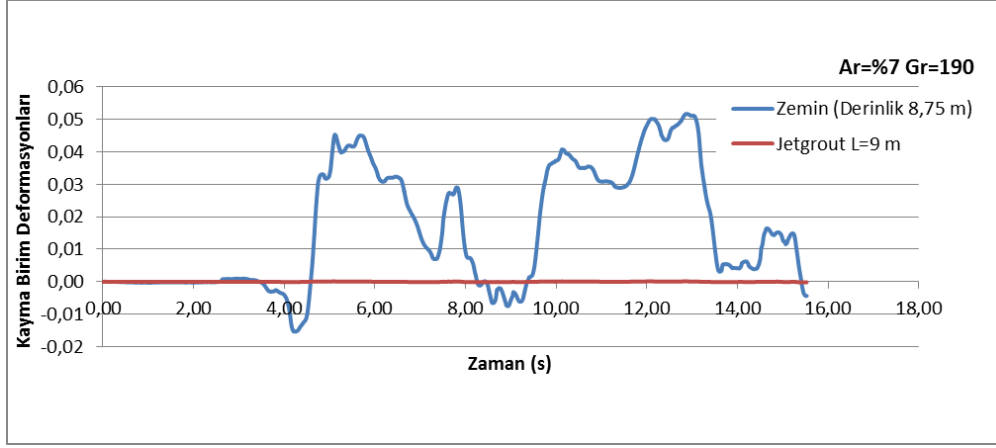
Şekil 6. 63 CarrefourSA arazisi için $ar=\%7$ ve $Gr=150$ durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



Şekil 6. 64 CarrefourSA arazisi için $ar=\%7$ ve $Gr=190$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



Şekil 6. 65 CarrefourSA arazisi için $ar=\%7$ ve $Gr=190$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



Şekil 6. 66 CarrefourSA arazisi için $ar=\%7$ ve $Gr=190$ durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi

Analiz sonuçlarına göre zeminde kayma birim deformasyonları %1-%6 mertebesine ulaştığında jet groutlarda oluşan kayma birim deformasyonlarının çok düşük seviyede %0,2-%0,3 olduğu hesaplanmıştır. Bu sonuçlara göre zeminde ve jet grout kolonlarında S_R tekrarlı gerilme oranı hesabının temel şartı olan kayma birim deformasyon uyumluluğu sağlanamadığı grafiklerde görülmektedir.

Alan oranının jet-grout ile iyileştirilmiş zemindeki iyileştirme oranına olan etkisini görebilmek amacı ile kayma modülü oranı sabit alınarak ($Gr=50$), farklı alan oranları için ($ar=\%5$, $ar=\%7$, $ar=\%10$, $ar=\%15$) analizler yapılmıştır. Analizlerde karelej aralığı 4,0m x 4,0m alınarak arazide uygulanan karelej değiştirilmemiş sadece jet grout çapı değiştirilerek sıvılaştırılabilir tabakadaki jet groutların çapları ve alan oranının değişiminin etkisi incelenmiştir. Analizlerde jet grout kolonları için kullanılan parametreler Çizelge 6.11 ve Çizelge 6.12 verilmiştir. Analizlerdeki diğer malzeme parametreleri Çizelge 6.5, Çizelge 6.6 ve Çizelge 6.7'den alınmıştır.

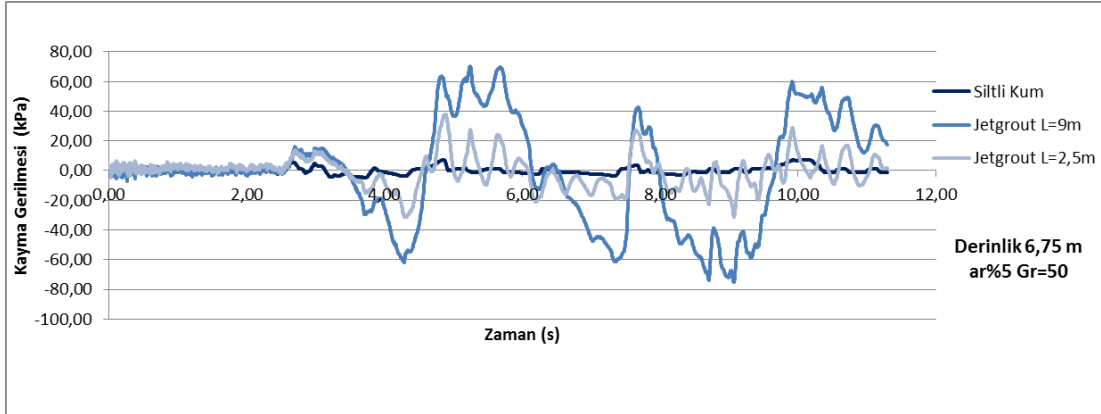
Çizelge 6. 11 Analizlerde alt kısımda kullanılan jet grout parametreleri

Lineer Elastik	Jet grout $ar=\%7$ $Gr=50$	Jet grout $ar=\%10$ $Gr=50$	Jet grout $ar=\%15$ $Gr=50$
$\gamma_{unsat}(kN/m^3)$	25	25	25
Drenaj	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
$E_{alt}(kN/m^2)$	678700	780220	998570
ν' (nu)	0,25	0,25	0,25
$G(kN/m^2)$	271500	312100	399400
$E_{eod}(kN/m^2)$	814400	936300	1198000

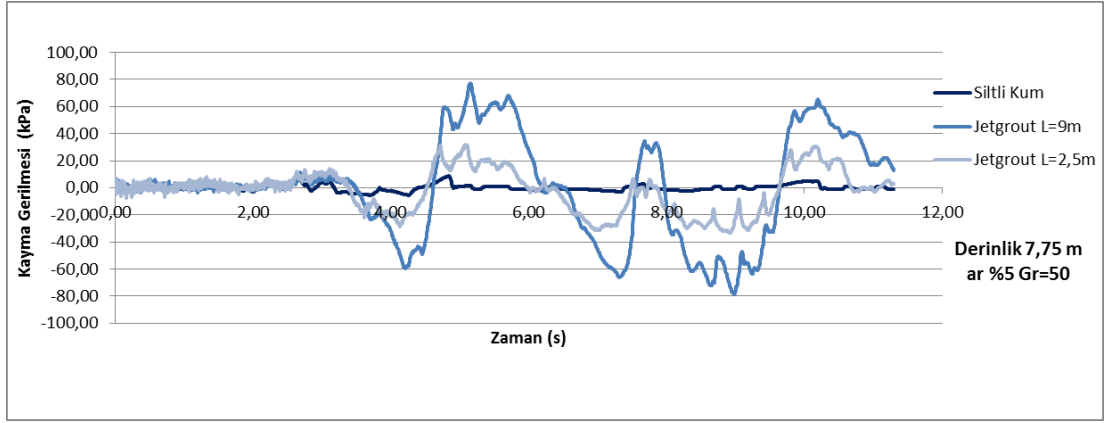
Çizelge 6. 12 Analizlerde kullanılan üst kısımdaki jet grout parametreleri

Lineer Elastik	Jet grout Gr=50	Jet grout Gr=50	Jet grout Gr=50
$\gamma_{\text{unsat}}(\text{kN/m}^3)$	25	25	25
Drenaj	Drenajlı	Drenajlı	Drenajlı
$E_{\text{üst}}(\text{kN/m}^2)$	367600	418420	527600
ν' (nu)	0,25	0,25	0,25
$G(\text{kN/m}^2)$	147100	167400	211000
$E_{\text{eod}}(\text{kN/m}^2)$	441200	502100	633100

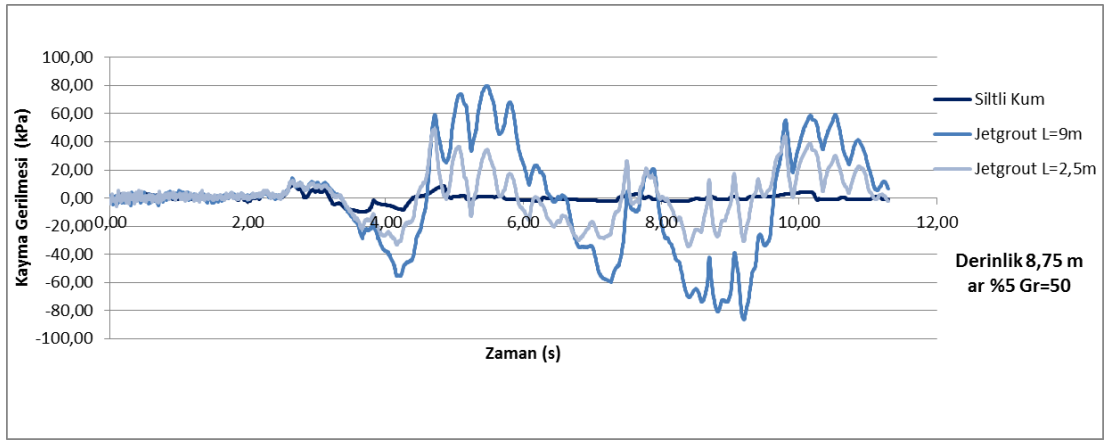
Farklı alan oranları için ($ar=5\%$, $ar=7\%$, $ar=10\%$, $ar=15\%$) kayma modülü oranının $Gr=50$ olması durumunda sıvılaştırılabilir zemine, jet grout kolonlarına ($L=2,5\text{m}$, $L=9,0\text{m}$) etkiyen kayma gerilme değerlerinin zamanla değişimi Şekil 6.67 ile Şekil 6.78 aralığında gösterilmiştir.



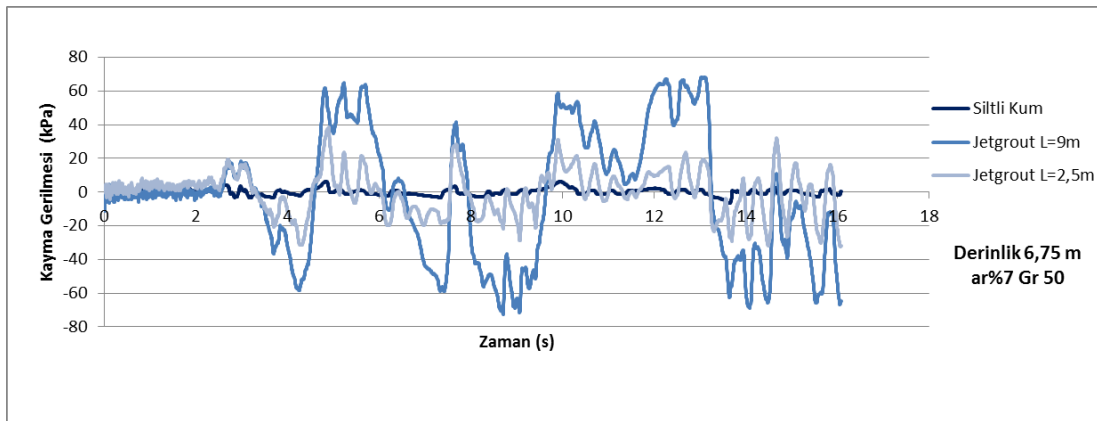
Şekil 6. 67 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=5\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



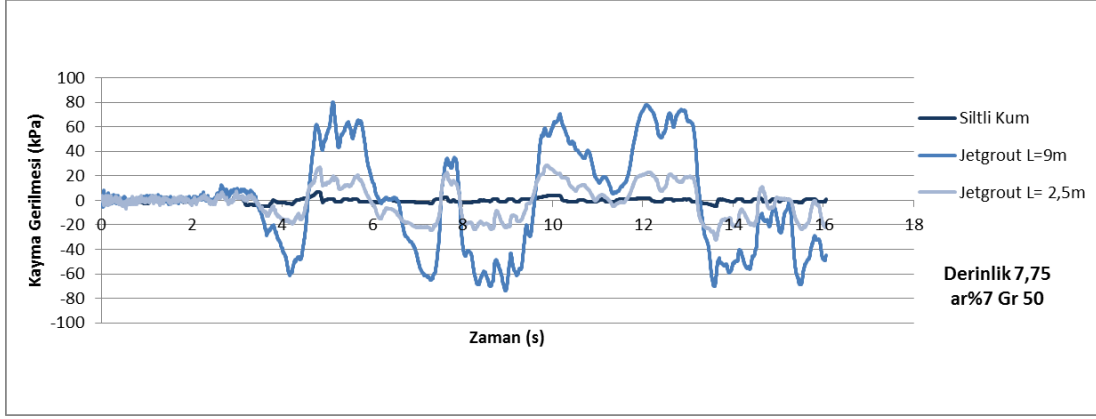
Şekil 6. 68 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=5\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



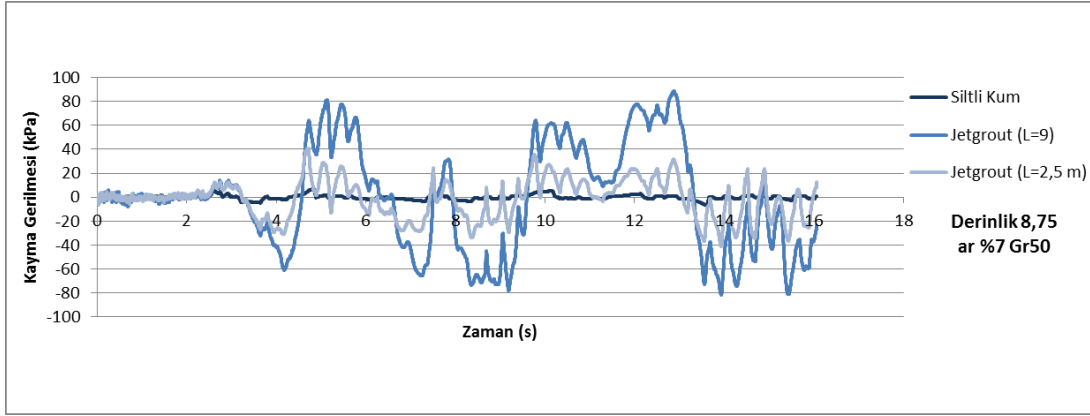
Şekil 6. 69 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=5\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



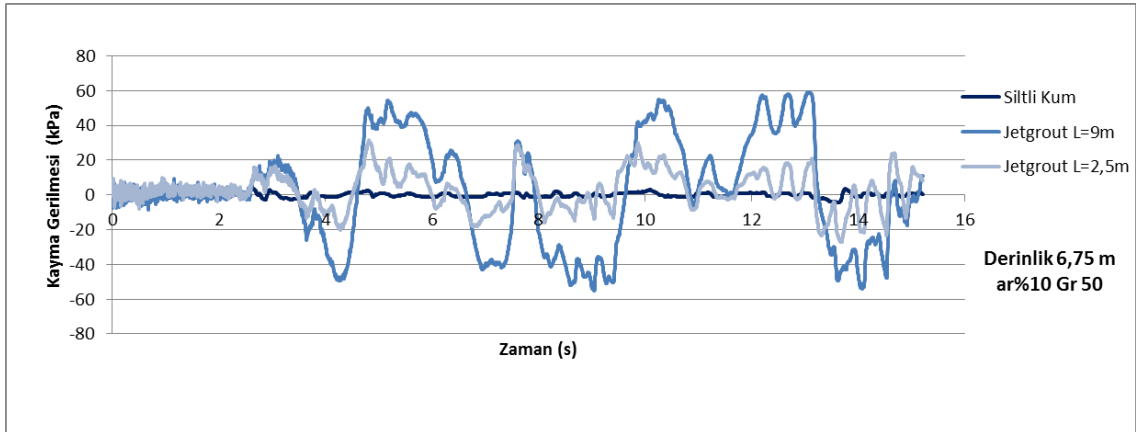
Şekil 6. 70 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



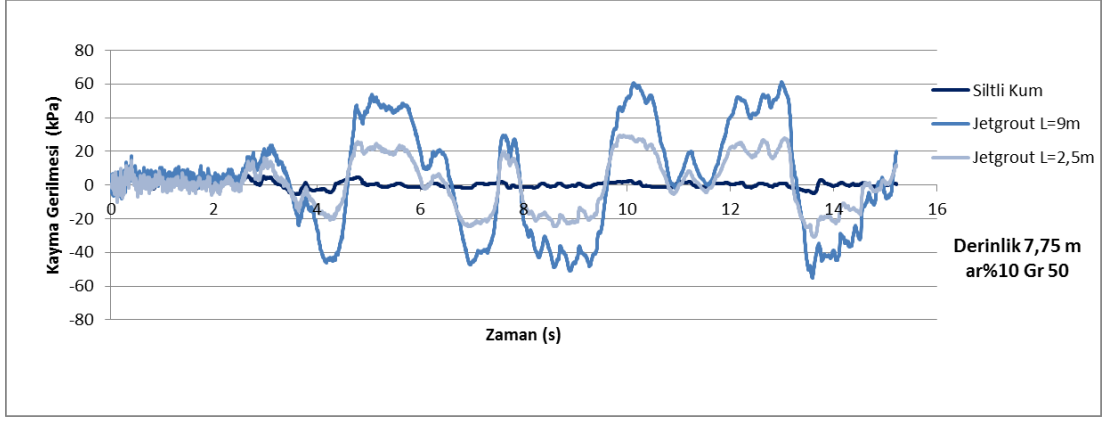
Şekil 6. 71 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



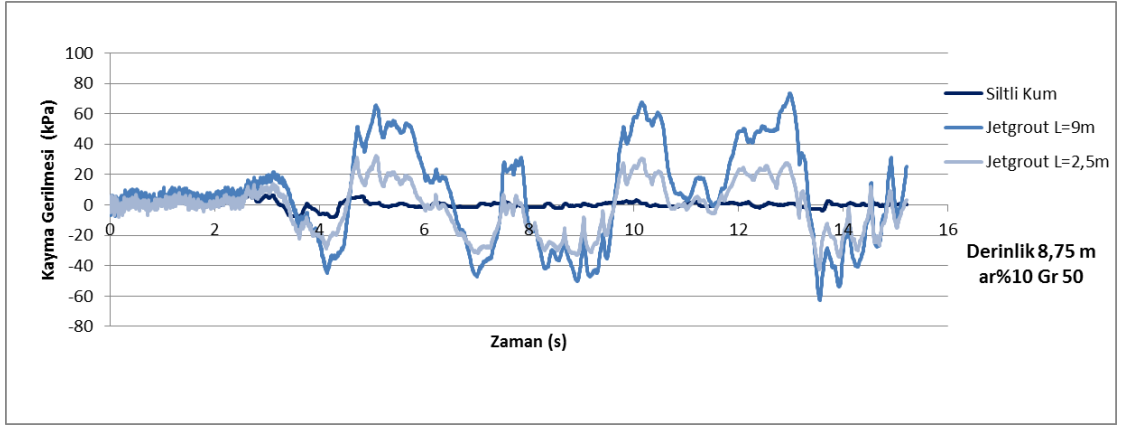
Şekil 6. 72 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=7\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



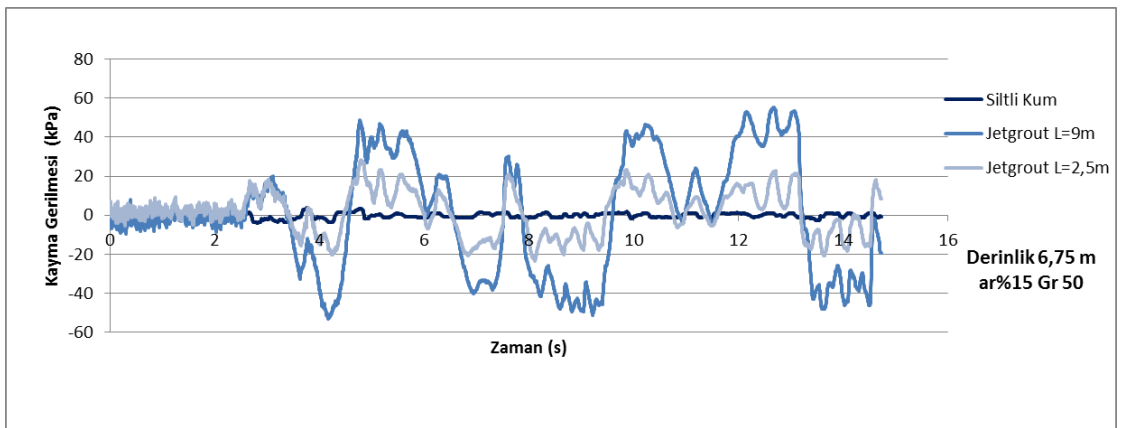
Şekil 6. 73 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=10\%$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



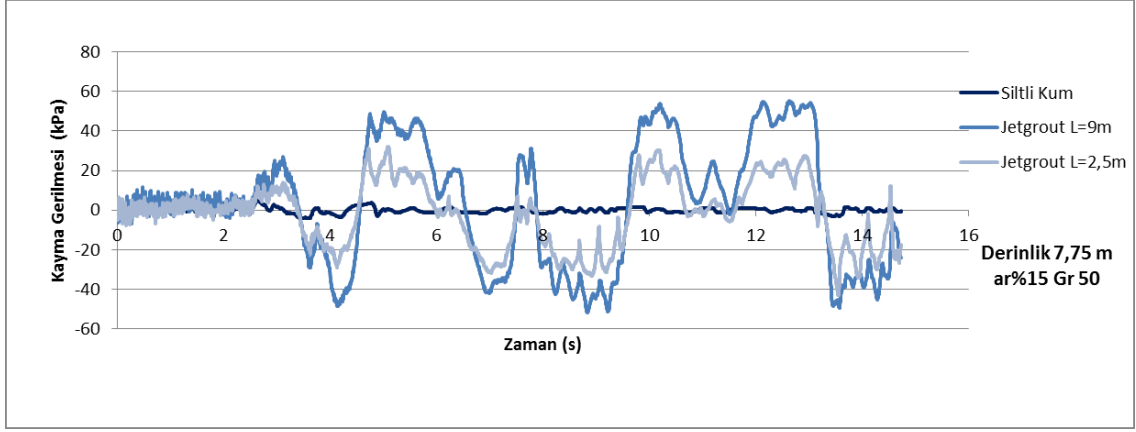
Şekil 6. 74 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=10$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



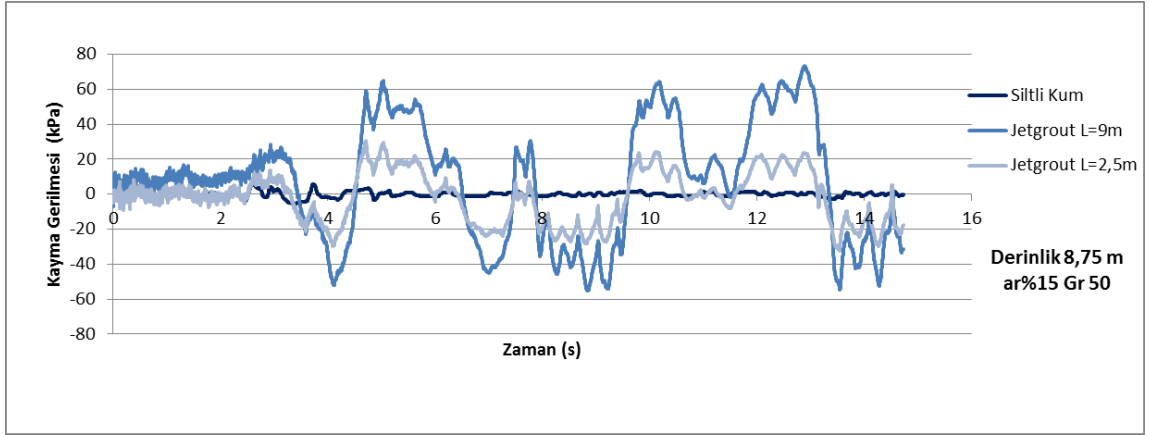
Şekil 6. 75 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=10$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi



Şekil 6. 76 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=15$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi

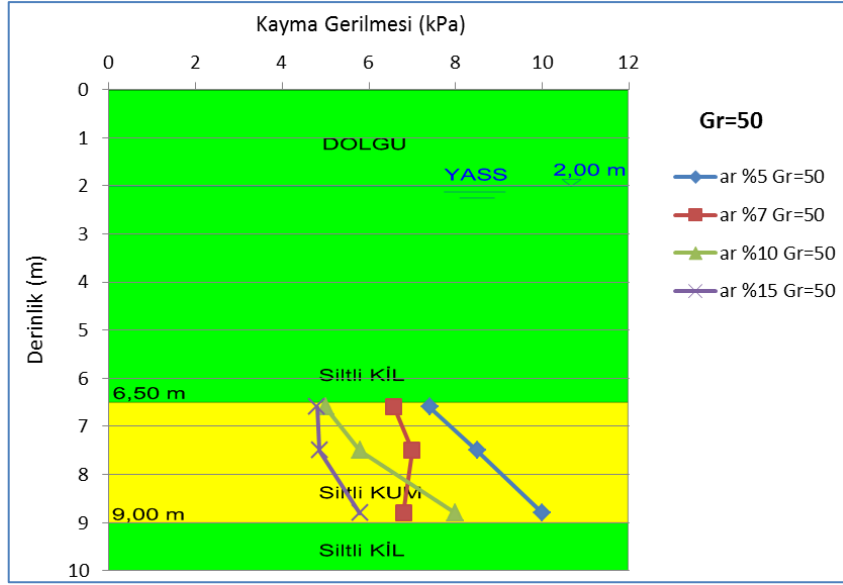


Şekil 6. 77 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar = \%15$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi

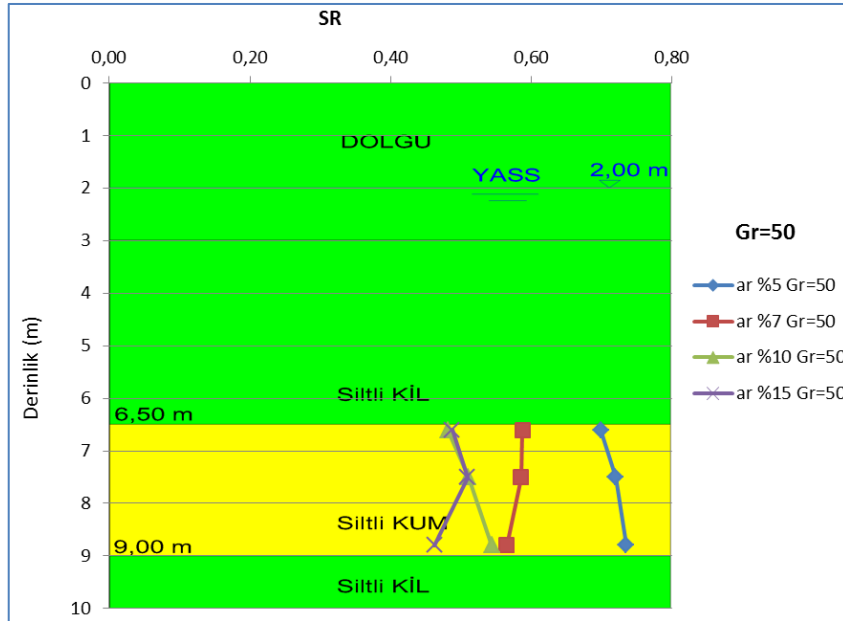


Şekil 6. 78 CarrefourSA arazisi için jet grout alan oranı $ar=\%15$ ve kayma modülü oranı $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte zemin ve jet grout kolonlarında hesaplanan kayma gerilmelerinin zamanla değişimi

Farklı alan oranları için sabit $Gr=50$ değerinde elde edilen maksimum kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi Şekil 6.79’da, tekrarlı gerilme azaltma oranı (iyileştirme oranı) S_R değerinin derinlikle değişimi Şekil 6.80’de gösterilmektedir. Şekil 6.80’den anlaşılacağı gibi alan oranındaki artış tekrarlı gerilme azaltma oranında $\%40$ ’lara varan bir azaltma meydana getirmektedir.

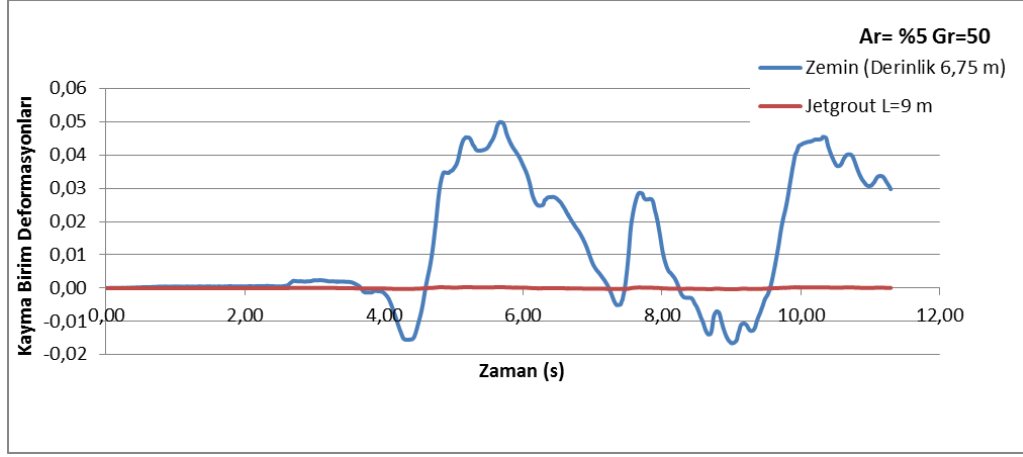


Şekil 6. 79 CarrefourSA arazisi için sıvılaştırılabilir Siltli Kum tabakasında kayma modülü oranı $Gr=50$ için farklı alan oranlarında kayma gerilmelerini derinlikle değişimi

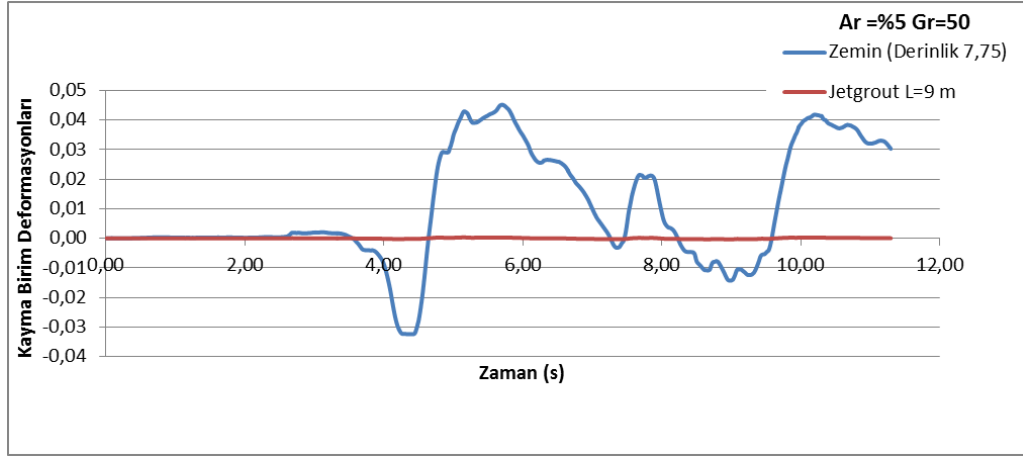


Şekil 6. 80 CarrefourSA arazisi için Siltli Kum tabakasında kayma modülü oranı $Gr=50$ için farklı alan oranlarında tekrarlı gerilme azaltma oranı S_R değerinin derinlikle değişimi

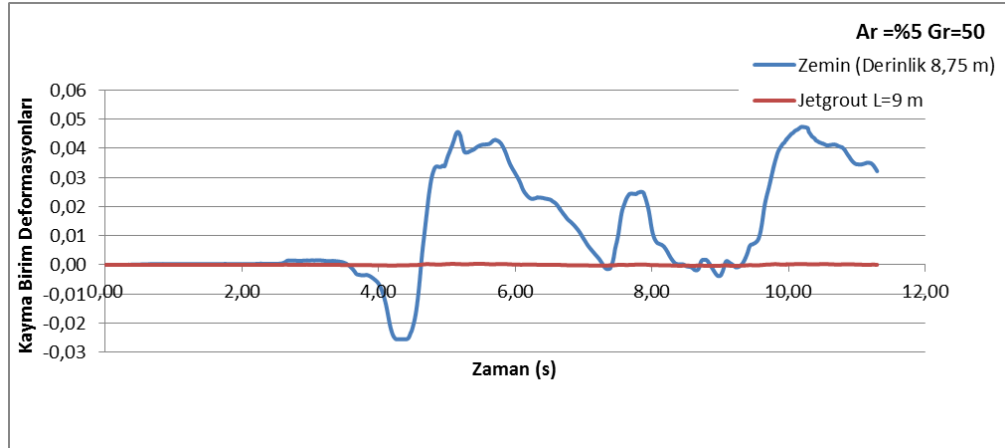
Analizlerde zemine ve jet grout kolonlarında oluşan kayma birim deformasyonları Şekil 6.81 ile Şekil 6.92 aralığında gösterilmiştir.



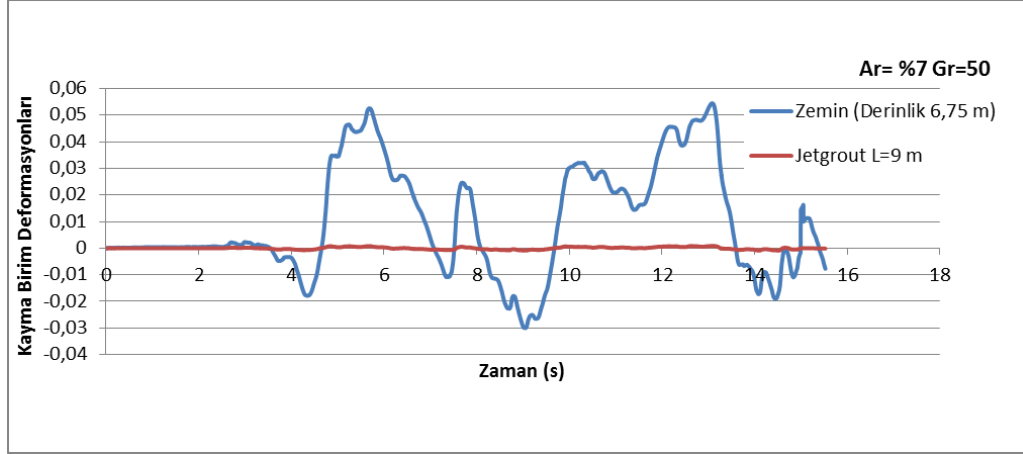
Şekil 6. 81 CarrefourSA arazisi için $ar=\%5$ ve $Gr=50$ durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



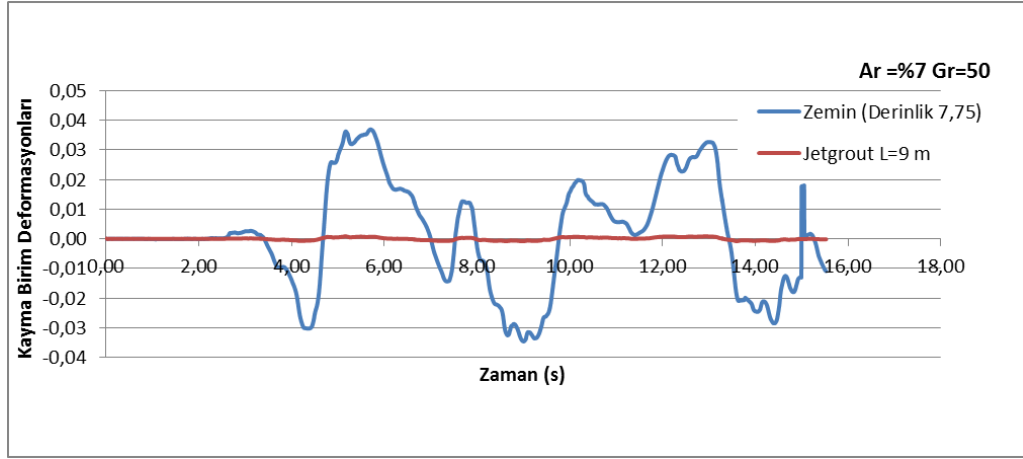
Şekil 6. 82 CarrefourSA arazisi için $ar=\%5$ ve $Gr=50$ durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



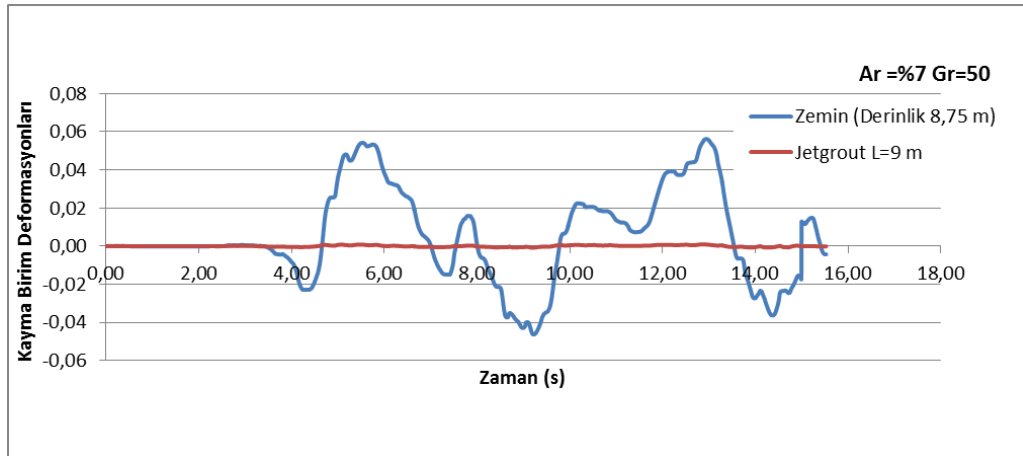
Şekil 6. 83 CarrefourSA arazisi için $ar=\%5$ ve $Gr=50$ durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



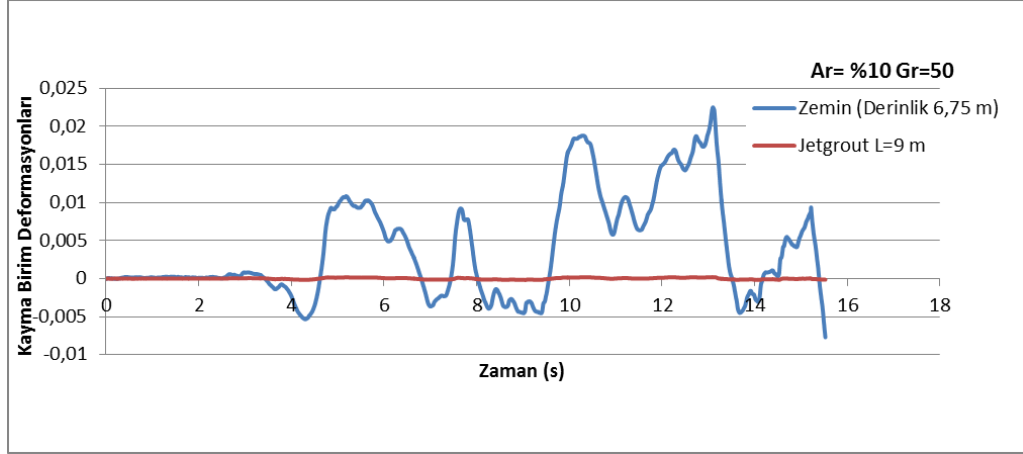
Şekil 6. 84 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=50 durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



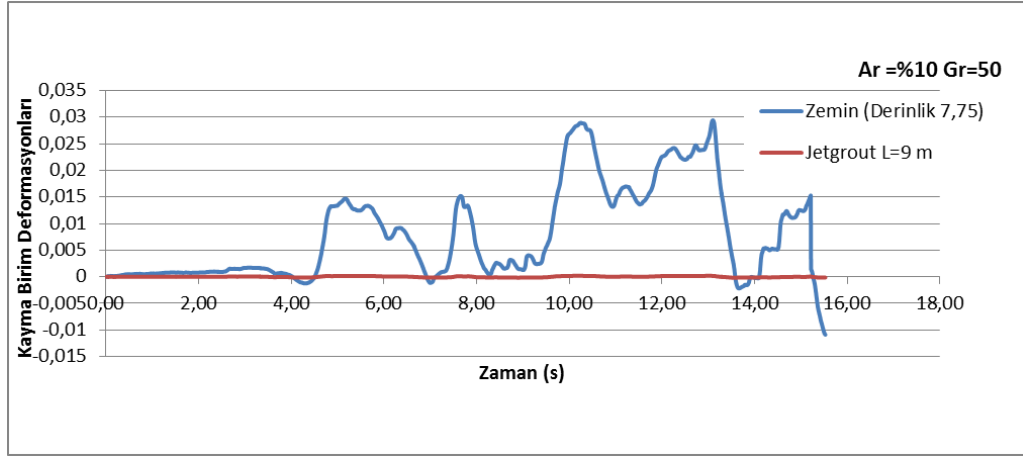
Şekil 6. 85 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=50 durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



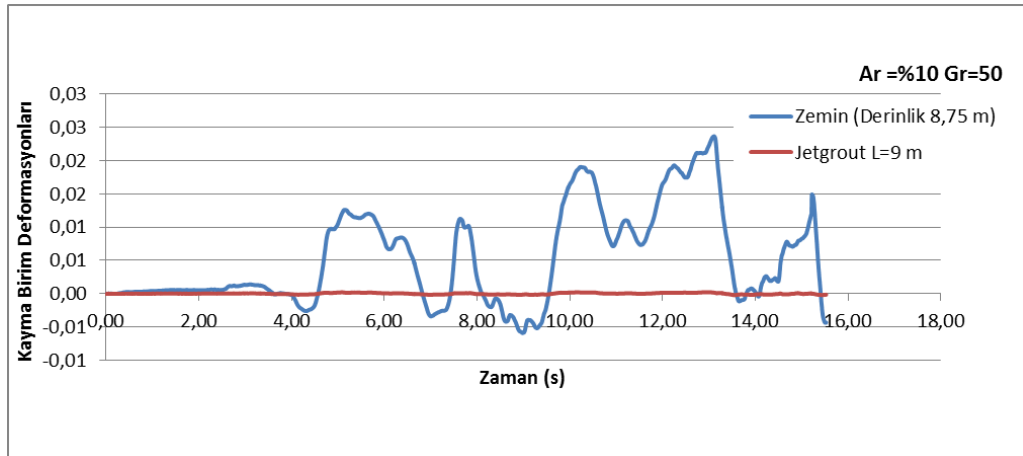
Şekil 6. 86 CarrefourSA arazisi için ar=%7 ve Gr=50 durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



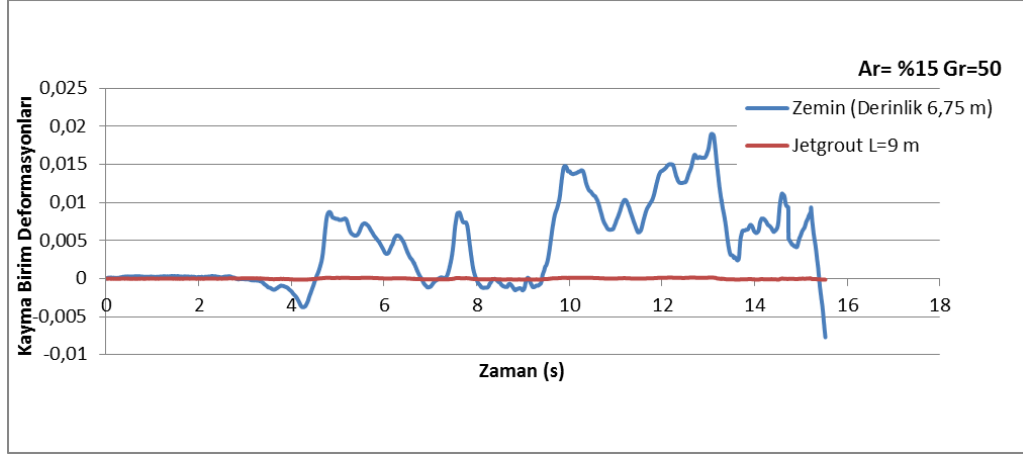
Şekil 6. 87 CarrefourSA arazisi için ar=%10 ve Gr=50 durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



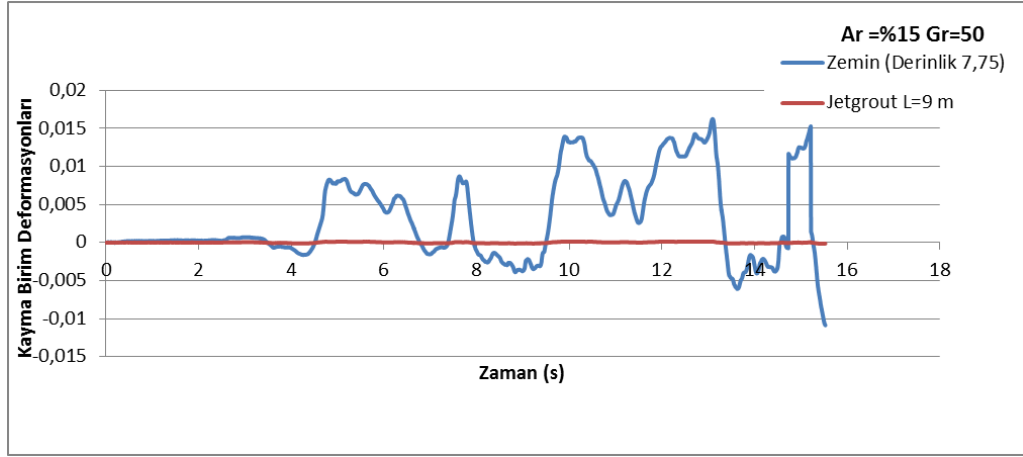
Şekil 6. 88 CarrefourSA arazisi için ar=%10 ve Gr=50 durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



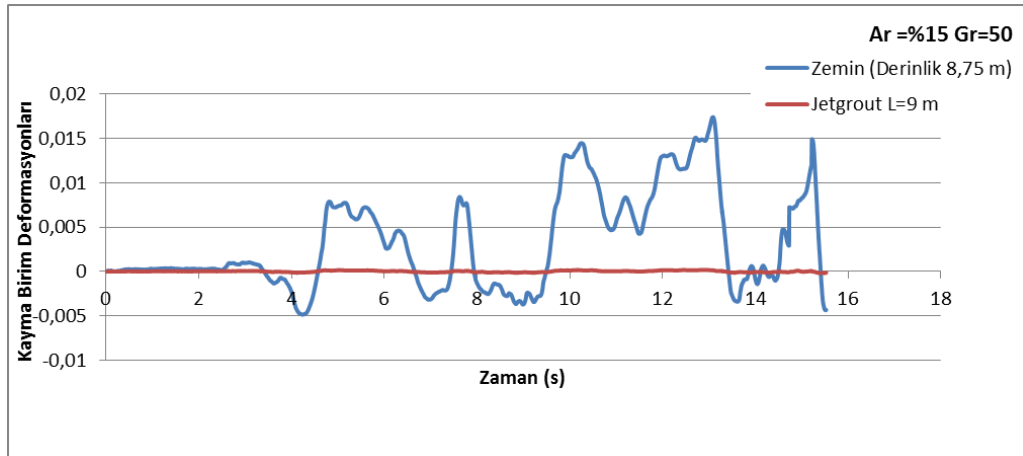
Şekil 6. 89 CarrefourSA arazisi için ar=%10 ve Gr=50 durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



Şekil 6. 90 CarrefourSA arazisi için ar=%15 ve Gr=50 durumunda 6,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



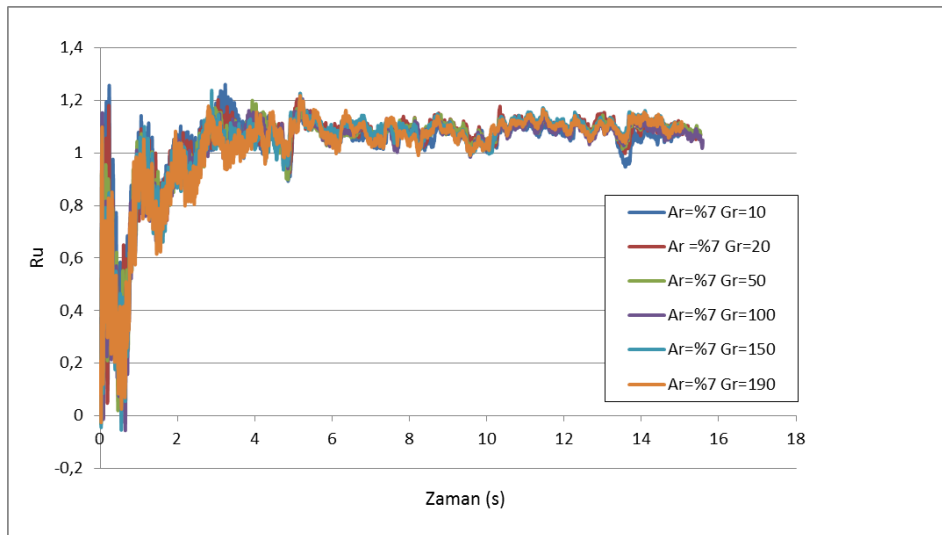
Şekil 6. 91 CarrefourSA arazisi için ar=%15 ve Gr=50 durumunda 7,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi



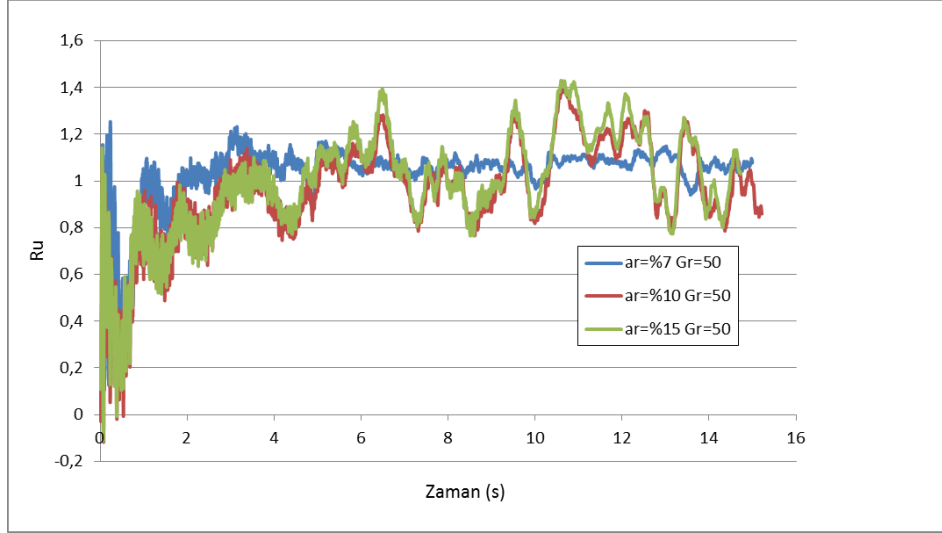
Şekil 6. 92 CarrefourSA arazisi için ar=%15 ve Gr=50 durumunda 8,75m derinlikte zeminde ve jet grout kolonunda kayma birim deformasyonlarının zamanla değişimi

Farklı alan oranlarında yapılan analizlere göre zeminde kayma birim deformasyonları %1-%5 mertebesine ulaştığında jet groutlarda oluşan kayma birim deformasyonlarının çok düşük seviyede % 0,2-0,3 olduğu hesaplanmıştır. Bu durum zeminde ve jet grout kolonlarında kayma birim deformasyon uyumluluğu sağlanmadığını grafiklerde göstermektedir. Buna benzer sonuçlar Olgun ve Martin [135]'te yapılan analiz sonuçlarında da ulaşılmıştır. Kayma deformasyonlarındaki bu uyumsuzluğu (jet-grout kolonlarının zeminde deformasyon azalmasına neden olmamasının) diğer bir nedeni de nümerik modelde jet-groutun iyileştirme mekanizmasının ve etrafındaki zemin ile rijitlik artışını sağlamasını tam olarak yansıtlamamasından kaynaklanmış olabileceği düşünülmektedir.

Ayrıca, farklı alan oranları ve farklı kayma modülü değerlerinde artık boşluksuyu basınçlarındaki etkisi de incelenmiş Şekil 6.93 ve Şekil 6.94'de gösterilmiştir. Ancak, alan oranındaki ve kayma modülü oranındaki değişimin artık boşluk suyu basıncı oranında bir azalmaya neden olmadığı görülmüştür. Artık boşluk suyu basıncında beklenen azalmanın olmaması da sıvılaştırılabilir zeminde oluşan kayma deformasyonlarının hala yüksek mertebelerde (sıvılaşma oluşumuna neden olacak mertebelerde) olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 6. 93 Carrefoursa arazi modelinde sıvılaştırılabilir tabakada 7,75 m derinlikte ar %7 ve farklı kayma modülü oranları için boşluksuyu basıncı oranlarının değişimi



Şekil 6. 94 Carrefoursa arazi modelinde sıvılaşıabilir tabakada 7,75 m derinlikte Gr=50 için ve farklı farklı alan oranları için boşluksuyu basıncı oranlarının değişimi

6.3.2 Sonuçların Değerlendirilmesi

Tez çalışmasının bu aşamasında jet grout kolonlarının sıvılaşmaya olan etkisini inceleyebilmek amacı ile CarrefourSA arazisinde zemin iyileştirme yapılmadığı ve jet grout ile iyileştirme yapıldığı durumlar için analizler yapılmıştır. Analizler sonucunda, siltli kum tabakasında oluşan boşluksuyu basıncı artışları, kayma gerilmeleri ve kayma birim deformasyonları hesaplanmıştır. Analiz sonuçlarına göre jet grout kolonlarıyla iyileştirilmiş kısımda boşluksuyu basıncı artış oranlarında azalma meydana gelmezken kayma gerilmelerinde %40-%50 ve kayma birim deformasyonlarında %30-%40 azalma oluşmuştur. Ancak jet groutlarla iyileştirilmiş arazi modelinde jet grout ve zemin arasında Baez (1995) tarafından belirtilen tekrarlı gerilme azaltma faktörü S_R hesabı için gerekli kabul olan kayma deformasyonu uyumunun analizlerde sağlanmadığı görülmüştür [131].

Jet grout kolonlarının sıvılaşma sırasındaki rolünü daha iyi anlayabilmek için CarrefourSA sahası için farklı kayma modülü ve farklı jet grout alan oranları kullanılarak analizler yapılmıştır. Analizler sonucunda daha rijit olan jet groutlara gelen kayma gerilmelerinin zemine gelen gerilmelere göre daha yüksek olduğu görülmüştür. Hesaplanan bu kayma gerilmeleri yardımıyla (zemine gelen kayma gerilmelerinin jet grout ve zemine gelen kayma gerilmeleri) denklem 6.7 kullanılarak tekrarlı gerilme

azaltma oranı S_R hesaplanmıştır. Alan oranı arttıkça zemine gelen kayma gerilmeleri azalmış dolayısıyla S_R tekrarı gerilme azaltma oranı da azalmıştır. Yine aynı şekilde sabit alan oranı için farklı kayma modülü oranları kullanılarak elde edilen kayma gerilmeleri yardımıyla S_R tekrarı gerilme azaltma oranı hesaplanmıştır. Analiz sonuçlarına göre kayma modülü oranı G_r değeri arttıkça kayma gerilmeleri azalarak tekrarlı gerilme azaltma oranının S_R değerinin de dolayısıyla azaldığı hesaplanmıştır.

Buna ek olarak iyileştirmiş zeminde farklı jet grout alan oranı ve farklı kayma modülü oranlarının boşluksuyu basıncına olan etkisi Şekil 6.93 ve Şekil 6.94’da gösterilmiştir. Analizlerde iyileştirmenin boşluksuyu basıncı artışı oranında azalma meydana getirmediği görülmüştür. Bunun nedeni ise jet grout ile iyileştirilmiş zeminde kayma gerilmelerinde bir azalma olmasına rağmen, sıvılaşmanın esas nedeni olan birim kayma deformasyonlarının azalmayıp, sıvılaşmayı oluşturacak mertebelerde olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Deformasyonların sıvılaşmayı oluşturacak mertebelerde kalması ise nümerik modelde jet grout kolonlarının çevre zemini iyileştirme mekanizmasının tam olarak modellenememesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Analizler sonucunda jet-grout kolonlar ile çevre zemin arasında deformasyon uyumluluğu olduğu varsayılarak, söz konusu saha için iyileştirilmemiş ve iyileşmiş durumlar için sıvılaşma potansiyeli belirlenmeye çalışılmıştır. Bunun için elde edilen kayma gerilmeleri yardımıyla Carrefoursa arazisi için basitleştirilmiş sıvılaşma analizi ile hesaplanıp daha sonra ise S_R tekrarlı azaltma oranının sıvılaşma davranışına etkisi aşağıda hesaplanmıştır. Bu hesaplamalar 6,5 m ile 9m arasındaki sıvılaşabilir tabaka için yapılmıştır.

$$CSR = 0,65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (6.12)$$

Denklem 6.12’den yararlanarak 8m derinlik için 0,2g maksimum ivme değeri kullanılarak CSR değeri 0,24 olarak hesaplanmıştır. SPT-N değeri 9 alınarak % 30 ince dane oranı için CRR değeri 0,15 olarak bulunmaktadır.

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF \quad (6.13)$$

Mw=7,5 büyüklüğündeki deprem için MSF değeri 1 alınarak sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı FS değeri 0,63 olarak hesaplanmıştır. Bu değer 1'den küçük olduğu için Siltli Kum tabakasının sıvılaşma riski vardır.

$$\overline{FS}_t = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR}{S_R \cdot CSR} \quad (6.14)$$

Arazide uygulanan alan oranı ar=%7 ve Gr=190 için analizlerde elde edilen Şekil 6.48 den S_R değeri 0,50 kabul edilirse sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı FS değeri 1,25>1 olarak hesaplanmaktadır. Buna göre bu arazideki kum tabakası için sıvılaşmayı önlemek için en az %7 alanında oranında kayma modülü oranı Gr=190 iyileştirme yapmanın sıvılaşma davranışını engellediği nümerik olarak hesaplanmıştır. Ancak tekrarlı gerilme azaltma faktörü S_R bağıntısı Baez [131]'de tarafından kabul edilen Denklem 6.7'den türetilen Şekil 6.2'deki grafik kullanıldığında S_R değerinin yaklaşık 0,07 olduğu ve CSR değerini aşırı derecede azalttığı görülmektedir.

Sonuç olarak, analizlerde jet grout kolonlarla çevre zemini arasında deformasyon uyumunun sağlandığı varsayımı ile jet grout kolonlarının Carrefoursa arazisinde sıvılaşmaya karşı etkin rol oynadığı görülmektedir. Ancak, jet grout kolonlarının sıvılaşmayı iyileştirici etkisini nümerik analizlerle daha etkin ve doğru bir şekilde analiz edebilmek için, jet grout kolonlarının iyileştirme mekanizmasını gerçekçi bir şekilde modelleyebilecek nümerik analizlere gereksinim bulunmaktadır.

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

7.1 Sonuçlar

Bu tez çalışması kapsamında UBCSAND modülünün PLAXIS-2D programına uyarlanması ile UBC3D-PLM adını alan sıvılaşma modelinin uygulanabilirliği denenmiştir. Bu amaçla literatürde sıvılaşma davranışını incelemek amacı ile gerçekleştirilmiş sentrüt deneyleri sonuçları analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Doğrulanmış $SPT(N_1)_{60}$ değerleriyle model parametrelerinin belirlenmesi için kullanılan bağıntıların içinde yer alan bazı sabitlerin etkisi parametrik analizlerle incelenmiştir. Yapılan analizler sonucunda Beaty ve Byrne (2011) tarafından önerilen korelasyonlar kullanılarak A sabiti için 20 değeri ve α için 0,7 alınarak hesaplandığında daha uyumlu sonuçlara ulaşılmıştır [108]. Düz arazi koşullarında Marka tarafından önerilen pekleşme faktörü 0,45 kullanılarak deney sonuçları ile daha uyumlu sonuçlara ulaşıldığı yapılan analizler sonucunda görülmüştür [102]. Kullanılan sıvılaşma modeli UBC3D-PLM modeli ile analizlerin ikinci aşamasında Velacs-1 nolu sentrifüt deney modeli modellenmiş ve sonuç olarak hesaplanan artık boşluksuyu basınçlarının deneysel sonuçlarla uyumlu olduğu görülmüştür. Analizlerde LVDT-1 ve LVDT-2 noktalarında sentrifüt ile uyumlu deplasmanlar elde edilmiştir. Düz yüzeyli arazilerde sıvılaşma sonucu oluşan deplasmanların arazi yanıtlarını büyük ölçekte yansıttığı görülmüştür.

UBC3D-PLM modeli daha iyi tanımak amacıyla depremden kaynaklanan sıvılaşmadan oluşan hasarları önlemek için yapılan C-CORE sentrifüt çalışmalarında rijit konteynır kullanılarak zemin özellikleri çok iyi bilinen eğimli sentrifüt model nümerik

modellenerek analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Sentrifüjde oluşan boşluk suyu basınç artışları ile nümerik analizlerden hesaplanan boşluk suyu basıncı artışlarının uyumlu olmadığı görülmüştür. Başlangıçta pekleşme faktörü 0,45 ve sıvılaşma sonrası faktörü 0,02 değerleri kullanılarak yapılan analizlerde 10 m değerini aşan deplasmanlar oluşmuştur. Ayrıca bu çalışmada Beaty ve Byrne (2011)'de önerilen SPT korelasyonları [108] ve Marka (2013) tarafından eğimli araziler için daha uygun olduğu düşünülerek önerilen pekleşme faktörü değeri 1 ve sıvılaşma sonrası faktörü 1 alınarak analizler tekrarlanmıştır [102]. Sentrifüj modelle kıyaslandığında deplasmanların pekleşme faktörü değeri 1 ve sıvılaşma sonrası faktörü 1 alınsa bile azaldığı ancak yine de sentrifüj ölçümüne göre aşırı yüksek hesaplandığı görülmüştür. Bu sonuçlara göre UBC3D-PLM modeli ile sıvılaşma sonrası deplasmanlar akma sıvılaşması durumunda (post liquefaction) sıvılaşma tam olarak modellenemediği sonucuna varılmıştır.

Çalışmanın diğer bir aşamasında, Wildlife sıvılaşma arazisi modellenerek arazi ölçümlerinde boşluksuyu basınç artış oranı değerlerindeki artışındaki gecikmenin nedenini araştırmak için çeşitli analizler yapılmıştır. Bu analizde Wildlife arazisinde yer alan sıvılaşmayan zemin tabakaları için dinamik analizlerde küçük birim deformasyonları dikkate alabilmek için hardening soil small strain malzeme modeli kullanılmıştır. Bunun için hardening soil modele kayma modülü ve kayma birim şekil değiştirme değeri olmak üzere iki ek parametre daha eklenmiştir. Yapılan analizler sonucu piyezometre ölçümüyle kıyaslandığında boşluksuyu basınç artışlarının başlamasında piyezometre ölçümünde 10 saniyelik bir gecikme olduğu görülmüştür. Bu gecikmeyi modelleyebilmek için sıvılaşabilir tabakanın $SPT(N_1)_{60}$ değeri arttırılarak analizler yapılmış boşluksuyu basınç artış oranı değerlerinde azalmalar gözlemlenmiştir. Ancak piyezometrelerdeki 10 sn'lik gecikme yakalanamamıştır. Ayrıca, ivme genlikleri azaltılarak analizler tekrarlanmış ve boşluksuyu basınç artış oranı değerlerinde büyük oranda azalma oluşmasına rağmen, ölçülen boşluk suyu basıncı artışlarındaki gecikme modellenememiştir. Yapılan analizlerde ivme genliklerinin azaltılması ve SPT değerlerinin arttırılmasının gecikme ile ilgisi olmadığı nümerik olarak ortaya konmuştur. Bu saha ile ilgili nümerik araştırmalar devam etse bile bu gecikmenin arazide boşluk suyu basınçlarının doğru olduğu ve buradaki boşluksuyu

basınç artışlarının yüksek frekanstaki zemin hareketinden ve 10 cm genişliğinde yaklaşık 5,5 saniyede ikincil periyottaki yüzeyde oluşan Love dalgalarından kaynaklanabileceği belirtilmiştir [123].

Bu çalışmalara ek olarak sıvılaşma davranışında jet grout kolonlarının etkisini ortaya koyan Carrefoursa arazisi modellenerek, hiçbir iyileştirme yapılmadığı durumdaki boşluksuyu basınç artış oranı, kayma gerilmeleri ve kayma birim deformasyonları hesaplanmıştır. Sıvılaşabilir tabakada jet grout alan oranları ve kayma modülü oranları değiştirilerek zemin iyileştirme yapılması durumunda arazideki sıvılaşma davranışı incelenmiştir. Jet grout kolonların artık boşluksuyu basınç değerlerinde olumlu herhangi bir azalmaya neden olmadığı ancak kayma gerilmeleri ve kayma birim deformasyonlarında azalmalara neden olduğu belirlenmiştir.

Analizler jet grouta gelen kayma gerilmelerinin çevre zemine gelen kayma gerilmelerinden daha fazla olduğunu göstermiştir. Buna benzer sonuçlar Goughnour ve Patasana [136]'da, Green vd. [137]'de ayrıca Olgun ve Martin [135]'te rapor edilmiştir. Analizler sonucu jet grout alan oranı ve kayma modülü oranındaki artışın zemine gelen kayma gerilmelerinde ve S_R tekrarlı gerilme azaltma oranında azalmaya neden olduğunu göstermiştir. Ancak analizler sonucunda Baez [131]'de önerilen eşitlikte varsayılan jet grout ve arasındaki zeminlerde kayma birim deformasyon uyumu sağlanmamıştır.

Yapılan çalışmada analizlerde jet grout kolonlarla çevre zemini arasında deformasyon uyumunun sağlandığı varsayımı ile jet grout kolonlarının CarrefourSa arazisinde sıvılaşmaya karşı etkin rol oynadığı görülmektedir. Ancak, jet grout kolonlarının sıvılaşmayı iyileştirici etkisini nümerik analizlerle daha gerçekçi modelleyebilmek için, jet grout kolonlarının iyileştirme mekanizmasını gerçekçi bir şekilde modelleyebilecek yaklaşımlara gereksinim bulunmakla birlikte düzgün bir geometriye sahip olmayan jetgrout kolonlarının modellenmesi oldukça güçtür. Ancak yapılan iki boyutlu analizler üç boyutlu dinamik analizlerle daha gerçekçi sonuçlara ulaşılabilir.

Nümerik analizler jet groutla iyileştirilmiş arazide sıvılaşma davranışını için anlamak için yararlı datalar olsa da sıvılaşabilir arazilerde enstrümantasyon yapılarak ve model deneylerden alınacak verilerle daha kesin sonuçlara ulaşılabilir.

KAYNAKLAR

-
- [1] Mogami, E. And Kubu, K., (1953). "The behavior of during vibration, Proceedings", 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich, 1:152-155.
 - [2] Kramer, S. L., (1996). Geoteknik Deprem Mühendisliği (Prentice-Hall İnşaat Mühendisliği ve Mühendislik Mekaniği Serileri, 1. Baskı Gazi Kitabevi, Ankara.
 - [3] Özaydın, K., (2007). Zeminlerde Sıvılaşma 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı Çağrılı Bildiriler Kitabı, İstanbul.
 - [4] Babuçcu, B. ve Mollamahmutoğlu, M., (2000). Zeminlerde sıvılaşma analiz ve iyileştirme Yöntemleri, Gazi Kitabevi, Ankara.
 - [5] Ishiara, K., (1981). "Pore Water Rises During Earthquakes", Proceedings of the International Conference on Recent Advances of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 3: 1-4.
 - [6] Adalier, K., (1992). "Post-Liquefaction Behavior of Soil Systems", Rep. Dept. of Civil Engineering and also MS Thesis dissertation, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, N.Y.
 - [7] Lambe, P.C., (1981). Dynamic Centrifuge Modelling of a Horizontal Sand Stratum, Sc. D Thesis, Dept. of Civil Engineering, Mass. Inst. Technology, Cambridge, Mass. USA.
 - [8] Akiyama, T., (1982). Evaluation of Martin-Seed Simplified Procedure Using Data From Dynamic Centrifuge Test, MIT, Dept.of Civil Engineering., Research Report 82.
 - [9] Arulanandan, K. and Muraleetharan, K.K., (1988). "Level Ground Soil-Liquefaction Analysis Using in-Situ Properties: II", J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 114(7): 771-7.
 - [10] Husmand, B., Scott, F., Crouse, C.B., (1988). "Centrifuge Liquefaction Tests in a Laminar Box", Geotechnique, 38(2): 253-262.
 - [11] Youd, T.L. and Idriss, I.M., et al. (2001). "Liquefaction Resistance of Soils", Summary Report from the NCEER and NSF Workshops, Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering, 127(10): 817-833.

- [12] Steedman, R.S., Ledbetter, R.H. ve Hynes, M.E., (2000). "The influence of high confining stress on the cyclic behavior of saturated sand", ASCE Geotechnical Special Publication, Soil Dynamics and Liquefaction, (107):35-57.
- [13] Byrne, P.M., Park, S.S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzales, L., Abdoun, T., (2004). "Numerical modelling of liquefaction and comparison with centrifuge tests", Canada Geotech. 41:193-211.
- [14] Dafalias, Y.F., (1986). "Bounding surface plasticity. I: mathematical foundation and the concept of hypoplasticity", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 112(9):966-987.
- [15] Prevost, J.H., (1989). "DYNA1D: a computer program for nonlinear site response analysis", National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y.
- [16] Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Paul, D.K., and Shiomi, T., (1990). "Static and dynamic behavior of soils: a rational approach to quantitative solutions", Part I: fully saturated problems. Proceedings of the Royal Society of London, Mathematical and Physical Sciences, Series A, 429:285-309.
- [17] Byrne, P.M., Roy, D., Campanella, R.G., and Hughes, J., (1995). "Predicting liquefaction response of granular soils from pressuremeter tests", In Static and Dynamic Properties of Gravelly Soils: Proceedings of the ASCE National Convention, San Diego, Calif., 23-27 Oct., 56:122-135.
- [18] Beaty, M., and Byrne, P.M., (1998). "An effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand", In Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics III. Edited by P. Dakoulas, M. Yegian, and R. Holtz. American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication 75(1):766-777.
- [19] Elgamal, A.W., Parra, E., Yang, Z., Dobry, R., and Zeghal, M., (1999). "Liquefaction constitutive model", In Physics and Mechanics of Soil Liquefaction, Proceedings of the International Workshop, Baltimore, The Netherlands, 269-279.
- [20] Kramer, S., and Arduino, P. (1999). "Constitutive modeling of cyclic mobility and implications for site response", In Earthquake Geotechnical Engineering: Proceedings of the 2nd International Conference, Lisboa, Portugal, 21-25 June, The Netherlands, 1029-1034.
- [21] Scott, R.F., Zuckerman, K.A., (1972). "Sandblows and Liquefaction in the Great Alaskan Earthquake of 1964", Engineering Publication 1606, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 170-189.
- [22] Houishan, L., Taiping, Q., (1984). "Liquefaction Potential of Saturated Sand Deposits underlying foundation of Structure", Proc., 8th World Conference on Earthquake Engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J, 34-55.
- [23] Elgamal, A.W., Dobry, R., Adalier, K., (1989). Small-scale Shaking Table Tests of Saturated Layered Sand-Silt Deposit, 2nd U.S-Japan Workshop on Soil Liquefaction, Buffalo, N.Y., NCEER (890032):233-245.

- [24] Kokusho, T., Watanabe, K., (1997). "Water Film Effect on Lateral flow in Liquefied Ground", Proc. of Earthquake Engineering Symposium, Japan Society for Civil Engineers, 545-548.
- [25] Kokusho, T., (1999). "Water Film in Liquefied Sand and Its Effect On Lateral Spread", J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 125(10):817-826.
- [26] Kokusho, T., (2000). "Mechanism For Water Film Generation and Lateral Flow in Liquefied Sand", Soils and Foundations, 40(5):99-111.
- [27] Arulanandan, K., Scott, R.F., (1993). "VELACS: Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies", Conference Proceedings, Davis, California, October, Balkema, Rotterdam.
- [28] Özener, P.T., (2007). Depremde Tabakalı Kum Zeminde Oluşan Sıvılaşma Ve Sıvılaşma Sonrası Davranışın Model Deneylerle Araştırılması, Doktora Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- [29] Byrne, P.M. and Park, S.S., (2003). Numerical modeling of Fraser River sand and RPI centrifuge tests, University of British Columbia, <http://www.civil.ubc.ca/liquefaction/>, 10 Mayıs 2014.
- [30] Bray, J.D. and Dashti, S., (2012). "Liquefaction-Induced Building Movements", Second International Conference on Performance –Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Taormina, Italy.
- [31] Dashti, S., Bray, J.D., Pestana, J.M., Riemer, M.R. and Wilson, D. (2010). "Mechanisms of seismically-induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil", J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 136(1).
- [32] Puebla, H., Byrne, M., ve Phillips, P., (1997). "Analysis of Canlex Liquefaction Embankments Prototype and Centrifuge Models", Canadian Geotechnical Journal, 34: 641-657.
- [33] Tsegaye, A., (2010). Plaxis liquefaction model, Report, PLAXIS knowledge base.
- [34] Rowe, P. W., (1962). "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact", Proc. R. Soc., 269:500-527.
- [35] Petalas, A. ve Galavi, V., (2013). Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM, PLAXIS B.V <http://kb.plaxis.nl/search/site/UBC3D-PLM>, 30 Haziran 2013.
- [36] Seed, H.B., Arango, I., and Chan, C.K. (1975). Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes, Report, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, 75(28).
- [37] Seed, R. B., Çetin, K.O., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, 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", 26. Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California.
- [38] Ishihara, K., (1993). "Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes" Geotechnique, London, England, 43(3):351-415.

- [39] Özkan, M.Y., (1998). "A Review of Considerations on Seismic Safety of Embankments and Earth and Rock-Fill Dams", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17:439-458.
- [40] Seed, H.B.(1970). *Soil Problems and Soil Behavior*, Chapter 10 of *Earthquake Engineering*, Robert L. Wiegel, coordinating ed. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ., 227-251.
- [41] Day, R.W., (2004). *Geoteknik Deprem Mühendisliği El Kitabı*, Gazi Kitabevi, McGraw-Hill El Kitapları.
- [42] Baynes, L.C., (2005). *An Evaluation of Free Field Liquefaction Analysis Using Opensees*, Yüksek Lisans Tezi, İnşaat ve Çevre Müh. Bölümü, Washington Üniversitesi, Amerika.
- [43] Lenart, S., (2008). "The Response of Saturated Soils To A Dynamic Load", Slovenian National Building and Civil Engineering Institute, Section for Soil Mechanics and Geotechnical Monitoring, Ljubljana, Slovenia.
- [44] Naesgaard, E., Byrne P.M.,(2007). "Flow Liquefaction Simulation Using A Combined Effective Stress-Total Stress Model", 60th. Canadian Geotechnical Conference, Canadian Geotechnical Society, Ottawa, Ontario.
- [45] Lai, S., Matsunaga,Y., Kameoka T., (1990). *Strain Space Plasticity Model For Cyclic Mobility*, Port and Harbour Research Institute Report, 29:4.
- [46] Bardet, J.P., Mace, N., Tobita, T., (1999). *Liquefaction-Induced Ground Deformation and Failure*, Report PEER/PG&E, Southern California Üniversitesi.
- [47] Elgamal, A., Yang, Z., Parra, E., Ragheb, A., (2003). "Modeling of Cyclic Mobility in Saturated Cohesionless Soils", *International Journal of Plasticity*, 19:883-905.
- [48] Lee, K.L., and Seed, H.B., (1967). "Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 93:47-70.
- [49] Chang, N.Y., Yeh, S.T., and Kaufman, L.P., (1982). "Liquefaction potential of clean and silty sands", *Proceedings of the 3rd International Earthquake Microzonation Conference*, Seattle, USA, 2:1017-1032.
- [50] Koester, J.P., (1994). "The influence of fine type and content on cyclic strength. Ground Failures Under Seismic Conditions", *Geotechnical Special Publication, ASCE*, 44:17-33.
- [51] Mogami, T., and Kubo, K., (1953). "The behaviour of soil during vibration." *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1:152-153.
- [52] Robertson, P.K., and Campanella, R.G., (1985). " Liquefaction potential of sands using CPT", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111 (3):384-403.
- [53] Holzer, T. L., Youd, T. L., and Hanks, T.C., (1989). "Dynamics of liquefaction during the 1987 Superstition Hills, California, earthquake ", *Science*, 244:56-59.
- [54] Dobry, R., and Alvarez, L., (1967). "Seismic failures of Chilean tailings dams ", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 93(6):237-260.

- [55] Okusa, S., Anma, S., and Maikuma, H., (1980). "Liquefaction of mine tailings in the 1978 Izu Oshima-Kinkai earthquake, Central Japan ", Proceedings. of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 3:89-96.
- [56] Garga, V., and McKay, L., (1984). "Cyclic triaxial strength of mines tailings", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110(8):1091- 1105.
- [57] Polito, C.P., (1999). "The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils", Ph. D. Dissertation, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 274.
- [58] Tokimatsu, K., and Yoshimi, Y., (1983). "Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content", Soils and Foundations, JSSMFE, 23(4):56-74.
- [59] Wang, W., (1979). "Some findings in soil liquefaction", Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China.
- [60] Andrews, D. C. A., and Martin, G. R., (2000). "Criteria for liquefaction of silty soils", 12th World Conference on Earthquake Engineering, Proceedings, Auckland, New Zealand.
- [61] Bray, J., Sancio, R.B., Durgunoğlu, T., Önalp, A., Youd, T.L., Stewart, J.P., Seed, R. B., Çetin, K. O., Bol, E., Baturay M.B., Christensen C., and Karadayılar, T., (2004). "Subsurface characterization at ground failure sites in Adapazari, Turkey", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130(7):673-685.
- [62] Seed, R.B., Çetin, K.Ö., Moss, R.E.S., Krammer, A.M., Wu j., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E., and Francis, A., (2003). "Recent advances in soil liquefaction engineering a unified and consistent framework", 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, California.
- [63] Altun, S., (2004). "Suya doygun kumların drenajsız koşullardaki davranışının tekrarlı yükler altında burulmalı kesme deney aleti ile incelenmesi", DEÜ Mühendislik fakültesi Fen ve Mühendislik Dergisi, 6(1):139-152.
- [64] Wang, J.G.Z.Q., and Law, K.T., (1994). "Siting in Earthquake Zones", Balkema, Rotterdam, 115.
- [65] Şekercioğlu, E., (1998). "Yapıların Projelendirmesinde Mühendislik Jeolojisi", TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları, Ankara, 28.
- [66] Brennan, A.J., Madabhushi, S.P.G., (2005). "Liquefaction and Drainage in Stratified Soil", J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 131(7): 876-884.
- [67] Derinöz, N., (2004). "Hakkari Barajı ve HES projesi zemin sıvılaşma riskinin belirlenmesi", TMH – Türkiye Mühendislik Haberleri, 431(3):33-38.
- [68] Phillips, Edouard, (1869). "De l'équilibre des solides elastiques semblables 68", C. R. Acad. Sci., Paris, 75–79.
- [69] Pokrovsky, I. S., Fedorov, (1936). "Studies of soil pressures and soil deformations by means of a centrifuge 1", Proc. 1st Int. Conf. On Soil Mechanics & Foundation Engineering.

- [70] Schofield, A. N., (1980). "Cambridge geotechnical centrifuge operations", *Géotechnique*, 30(3):227–268.
- [71] Garnier, J., Gaudin, C., Springman, S.M., Culligan, P.J., Goodings, D.J., König, D., Kutter, B.L., Phillips, R., Randolph, M.F., Thorel, L., (2007). "Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling" *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 7(3):1–23.
- [72] Joseph P.J., Einstein H.H., Whitman R.W., (1988). A literature review of geotechnical centrifuge modelling with particular emphasis on rock mechanics, Final Report, Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Massachusetts.
- [73] Teymur, B., (2002). The Significance of Boundary Conditions in Dynamic Centrifuge Modelling, Ph.D Thesis, Cambridge University, Newnham College.
- [74] Hushmand, B., Scott, F., Crouse, C.B., (1988). "Centrifuge Liquefaction Tests in a Laminar Box", *Geotechnique*, 38(2):253-262.
- [75] Elgamal, A., Yang, Z., Adalier, K., and Sharp, M.K., (2003). "Effect of Rigid Container Size on Dynamic Earth Dam Response in Centrifuge Experiments", *Procs., 16th ASCE Engineering Mechanics Conference*, 16-18 July, Univ. of Washington, Seattle, WA.
- [76] Adalier, K. and Sharp, M.K., (2002). "Dynamic Centrifuge Modeling of Earth Dams on Liquefiable Ground", Invited Paper, 3rd U.S.-Japan Workshop on Advanced Research on Earthquake Engineering for Dams, 22-23 June, San Diego, CA.
- [77] Yang Z., Elgamal A., Adalier K., and Sharp M., (2003). "Container Boundary Effect on Seismic Earth Dam Response in Centrifuge Model Tests Department of Structural Engineering", University of California at San Diego, California, U.S.A.
- [78] Seed HB and Idriss, I.M., (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(9):1249-1273.
- [79] Seed, H.B., Idriss, I.M., Arango, I., (1983), "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 109(3):458-482.
- [80] Seed, R.B. and Harder, L.F., (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength", In J.M Duncan ed., *Proceedings, H. Bolton Seed Memorial Symposium*, University of California, Berkeley, 2: 351-376.
- [81] Idriss, I.M. and Boulanger, R.W., (2006). "Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26:115-130.
- [82] Liao, S.C.C., Veneziano, D., Whitman, R.V., (1988). "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 114(4):389-411.

- [83] Youd, T.L., Noble, S.K., (1997). Liquefaction Criteria Based on Statistical and Probabilistic Analysis, Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Technical Report, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY, 201-215.
- [84] Toprak, S., Holzer, T.L., Bennett, M.J., Tinsley, J.C., (1999) "CPT-and SPT based probabilistic assessment of liquefaction potential", Proc. of seventh U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction.
- [85] Seed, R.B., Cetin, K.Ö., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., (2001). "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering and Seismic Site Response Evaluation", 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March 28-31, San Diego,.
- [86] Çetin, K.Ö., Seed, R.B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder L. F., Jr., Kayen R.E., and Moss R.E.S., (2004). "SPT Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(12):1314-1340.
- [87] Yumatçı, A., Çetin, K.Ö., (2007). "Olasılıksal sismik tehlike analizleriyle tümleştirilmiş, sahaya özel sismik tepki ve zemin sıvılaşması değerlendirilmesi", Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim, İTÜ Süleyman Demirel Kongre Merkezi, İstanbul.
- [88] Seed, H.B., Martin, P.P., and Lysmer, J., (1975) The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction, Report. UCB/EERC, 75-26. Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley, California.
- [89] Ishihara, K., Lysmer, J., Yasuda, S., ve Hirao. H., (1976). "Prediction of Liquefaction in Sand Deposits During Earthquakes", Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 16:1.
- [90] Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., (1978). "Two-dimensional pore pressure changes in sand deposits during earthquakes", Proc., 2nd International Conf. on Microzonation, 2: 853-863.
- [91] Nishi, K., Kanatani, M., Matsui, I., Tohma, J., (1986). Evaluation of Stability of Foundation Ground During Earthquake, Development of Estimation Method of Stability of Sandy, Gravely Ground Based on Dynamic Analysis, CRIEPI Report.
- [92] Nishi, K., Kanatani, M., (1986). Evaluation of Stability of Foundation Ground During Earthquake (Part 2)-Settlement and Bearing Capacity of Sandy, Gravely Ground Structure Under Earthquake Motion, CRIEPI Report.
- [93] Liou, C.P., Streeter, V.L., Richart, F.E., (1977) "Numerical Model for Liquefaction", ASCE, 103(6):589-606.
- [94] Finn, W.D.L., Lee, K.W., Martin, G.R., (1977). "An Effective Stress Model for Liquefaction", ASCE, 104(3):517-533.

- [95] Ishihara, K., Towhata, I., (1990). "One Dimensional Soil Response Analysis During Earthquakes Based on Effective Stress Method", Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo, 35(4):665-700.
- [96] Sato T., Shibata, T., Kasaka, M., (1980). "Dynamic Behavior and Liquefaction of Saturated Sandy Soil", International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, 2:513-522.
- [97] Oka, F., Murase, T., (1981). "Liquefaction Analysis of Sand Deposits Based on Cyclic Elasto-plasticity", Proc., Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, 1:151-154.
- [98] Oka, F., Sekiguchi, K., Goto, H., (1981). "A Method of Analysis Earthquake-Induced Liquefaction of Horizontally Layered Sand Deposits", Soils and Foundations, 21(3):1-7.
- [99] Hirari, H., Satake, M., (1985) "Dynamic Analysis of Level Ground By an Elastic-Plastic Constitutive Model", Proceedings of 5th Conference on Numerical Methods in Geomechanics, April, Nagoya, Japan, 1:365-372.
- [100] Uchida, K., and Hasegawa, T., (1987). "Dynamic plastic deformation analysis of embankment structures", Proc. 8th Asian Regional Conf., 273-276.
- [101] Ohtsuki, A., Watanabe, K., Takewaki, N., (1986). "Two-Dimensional Effective stress Analysis of Liquefaction of Irregular Ground Including Soil Structure Interaction", Proc. of JSCE, 368(5):363-372.
- [102] Marka, A., (2013). Evaluation of the UBC3D-PLM Constitutive Model For Prediction of Earthquake Induced Liquefaction On Embankment Dams, Master Thesis, TU Delft CITG.
- [103] Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B., (1972). Shake - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Soils, Report EERC-72/12, University of California, Berkeley.
- [104] Streeter, V.L., Wylie, E.B., Richard, F.E., (1973). Soil Motion Computations by Characteristics Methods.
- [105] Lee, M. K. W., Finn, W.D.L., (1978). "DESRA-2, Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential", University of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada.
- [106] Prevost, J. H., (2002). "Dynaflow-A nonlinear transient finite element analysis program." Version 2002, Dept. of Civil Engrg. & Operation Research, Princeton, NJ.
- [107] Chen, Y.C., Ishibashi, I., Jenkins, J.T., (1988). "Dynamic Shear Modulus and Fabric: Part I, Depositional and Induced Anisotropy", Geotechnique, 38:25-32.
- [108] Beaty, M.H., and Byrne, P.M., (2011). "UBCSAND constitutive model version 904aR, " Document Report:UBCSAND Constitutive Model UDM Web Site, <http://www.itasca-udm.com/pages/continuum.html>, 5 Nisan 2015.
- [109] Naesgaard, E., (2011). A hybrid effective stress-total stress procedure for analysing soil embankments subjected to potential liquefaction and flow, PHD Thesis in the University of British Columbia.

- [110] Finn, W.D., Ledbetter, R.H., Marcuson, W.F. III, (1995). "Modern practice in the seismic response analysis of embankment dams", *Scientia Iranica*, 2(2):145-164.
- [111] Marcuson, W.F. III, Hynes, M.E., Franklin, A.G., (2007). "Seismic Design and Analysis of Embankment Dams", *The State of Practice, The Donald M. Burmister Lecture*, Department of Civil engineering Mechanics, Columbia University.
- [112] Beaty, M.H., Perlea, V.G., (2011). "Several observations on advanced analyses with liquefiable materials", *21st Century Dam Design - Advances and Adaptations*, 31st Annual USSD Conference, 11-15 April, San Diego, California.
- [113] Hardin, B.O., (1978). "The nature of stress-strain behaviour of soils, Earthquake Engineering and Soil Dynamics ", *Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference*, 19-21 June, Pasadena, California, 1:3-90.
- [114] Byrne, P.M., Cheung, H., Yan, L., [1987]. "Soil parameters for deformation analysis of sand masses ", *Canadian Geotechnical Journal*, 24(3):366–376.
- [115] Meyerhof, G. G., (1957). "Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing", in *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, 3:110.
- [116] Plaxis 2D Tutorial Manual, (2015). <http://www.plaxis.nl/files/files/2D-1-Tutorial.pdf> , 14 Mayis 2015.
- [117] Lysmer, J., and Kuhlemeyer, R.L., (1969). "Finite dynamic model for infinite media", *Journal of the Engineering mechanics Division*, ASCE, 95(4):859-877.
- [118] Berilgen, M., (2014). *Geoteknik Mühendisliğinde Dinamik Problemleri Nümerik Modelleme*, Plaxis Geomekanik (Statik-Dinamik) modelleme Kursu Notları, Geogrup, İstanbul.
- [119] Zienkiewicz, O.C., Bicanic, N. And Shen, F.Q. (1988). "Earthquake input definition and the transmitting boundary conditions", *Proceedings Advances in Computational Nonlinear Mechanics I*, Springer-Veriag, 109-138.
- [120] Arulanandan K., Scott, R.F., (1993), "VELACS: Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies", *Conference Proceedings*, Davis, California, October, Balkema, Rotterdam.
- [121] Seid-Karbasi, M., (2003). *Time Histories of input motions selected for physical and numerical modelling*", Research program, Earthquake Induced Damage Mitigation from Soil Liquefaction, University of British Columbia.
- [122] Youd, T.L., Carter B.L., (2005). " Influence of soil softening and liquefaction on spectral acceleration" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(7):811-825.
- [123] Holzer, T.L., and Youd, T.L., (2007). " Liquefaction, Ground Oscillation, and Soil Deformation at the Wildlife Array", *California Bulletin of the Seismological Society of June, America*, 97(3):961–976.

- [124] Holzer, T. L., Youd, T. L. and Bennett, M. J., (1989a). In situ measurement of pore pressure buildup during liquefaction, In Proc. 20th Joint Meeting of the U.S.-Japan Cooperative Program in Natural Resources, Panel on Wind and Seismic Effects, National Institute of Standards and Technology, 760:118–130.
- [125] Holzer, T.L., Youd, T.L. and Hanks, T.C.,(1989b). “Dynamics of liquefaction during the Superstation Hills Earthquake (M=6.5) of November 24, 1987”, Science, 244, 7 April, 56-59.
- [126] Nakanishi, W., Nakazawa, J., (2006). “The Process of Development on Jet Grouting Methods and Their Future” , 54(7):10-12.
- [127] Durgunoğlu,H.T.,(2004). “Yüksek Modüllü Kolonların Temel Mühendisliğinde Kullanımı”, Altıncı Ord. Prof. Dr. Ing. Hamdi Peynircioglu Konferansı; Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [128] Lunardi, P., (1977). “Ground Improvement by Means of Jet grouting”, Ground Improvement, ISSEMF Thomas Telford, 1(2): 65-86.
- [129] Hayden, R., Baez, J., (1994). “State of Practice for Liquefaction Mitigation in North America”, Tsukuba City, Japan.
- [130] Özsoy, B., Durgunluoğlu, H.T., (2003). “5. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı”, 26-30 Mayıs, İstanbul Bildiri (AT-004).
- [131] Baez, J. I., (1995) “ A design model for the reduction of soil liquefaction by using vibro-stone columns”, Ph.D. Thesis, Univ. Of Southern California, Los Angeles.
- [132] Martin, J. R., Olgun, C. G., Mitchell, J. K., Durgunoğlu, H.T., (2004). “High Modulus Columns for Liquefaction Mitigation”, ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, June, 130(6).
- [133] Emrem, C., Spaulding, C., Durgunoğlu, H. T., and Varaksin, S., (2001). “A Case Study of Soil Improvement Against Liquefaction-Carrefoursa Shopping Center İzmir, Turkey”, Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, İstanbul, 1737-1742.
- [134] Durgunluoğlu, H.T., (2008). “Zeminlerde Karşılaşılan Problemler ve Zemin İyileştirmesi” Gebze ve Teknoloji Enstitüsü Deprem ve Yapı Bilimleri ABD. Bahar Semineri, 30 Mayıs, Kocaeli.
- [135] Olgun, C. G., and Martin, J. R., (2008). “Numerical Modeling of the seismic response of columnar reinforced ground.” Proc., Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, ASCE Reston, V A.
- [136] Goughnour,R.R., and Patasana, J.M. (1998). “Mechanical behavior of stone columns under seismic loading”, Proc., 2ndInt.Conf. on Ground Improvement Techniques,CI-Premier, Singapore, 157-162.

- [137] Green, R. A., Olgun, C. G., and Wissmann, K.J., (2008). "Shear stress redistribution as a mechanism to mitigate the risk of liquefaction", Proc., Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, ASCE Reston, VA, GSP, 181.

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Münire Dülger
Doğum Tarihi ve Yeri : 05.01.1989– Fatih- İSTANBUL
Yabancı Dili : İngilizce, Arapça
E-posta : dulgermd@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Alan	Okul/Üniversite	Mezuniyet Yılı
Y. Lisans	İnş. Müh. / Geoteknik	Yıldız Teknik Üniversitesi	2015
Lisans	İnş. Müh.	Harran Üniversitesi	2011
Lise	Fen Bilimleri	Alibeyköy Lisesi (YDA)	2006

İŞ TECRÜBESİ

Yıl	Firma/Kurum	Görevi / Türü / Yeri
2013	Bilgi2000 Mühendislik ve İnşaat	İnşaat Mühendisi
2012	Sintaş İnşaat (İnce işler-Hakediş)	İnşaat Mühendisi
2010	BS Mimarlık ve İnşaat	Stajyer
2009	Taisei Corporation (Marmaray Projesi)	Stajyer

YAYINLARI

Bildiri

1. Ozener, P., Dulger, M., and Berilgen, M., “Numerical Study Of Effectiveness Of Jet-Grout Columns In Liquefaction Mitigation” 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering 1-4 November 2015