

**SIVILAŞAN ZEMİNLERDE KAZIKLI TEMELLERİN
DAVRANIŞI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Sadi Cem YILDIZ
(501041320)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 13 Ekim 2006
Tezin Savunulduğu Tarih : 6 Kasım 2006**

Tez Danışmanı : Yrd.Doç.Dr. Berrak TEYMUR

Diğer Jüri Üyeleri Yrd.Doç.Dr. Aykut ŞENOL

Yrd.Doç.Dr. İlknur BOZBEY (İ.Ü.)

KASIM 2006

ÖNSÖZ

Öncelikle uzun bir tez çalışması süresi boyunca bana yardım, teşvik ve gayretlerini hiçbir zaman esirgemeyen, çalışmam esnasında karşılaştığım problemlere büyük bir içtenlikle çözüm bulan, kısaca bana her konuda yardımcı olan tez danışmanım Yrd. Doç.Dr. Berrak Teymur'a teşekkür ederim.

Bu tez çalışmasında kullandığım DIANA-SWANDYNE II analiz programında karşılaştığım soru ve problemlere hiç sıkılmadan büyük bir sabır ve içtenlikle yanıt veren ve çözüm bulan, Birmingham Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Öğretim Üyesi Prof. Dr. Andrew Hin Cheong Chan'a teşekkürleri sonsuz bir borç bilirim.

İTÜ'de yaptığım bu tez çalışması süresince beni her konuda destekleyen, büyük bir sabır ve anlayış içerisinde olan, maddi-manevi yardımlarını hiçbir zaman esirgemeyen ve ellerinden gelen tüm gayretleri gösteren değerli aileme buradan sonsuz teşekkürler...

Kasım, 2006

Sadi Cem YILDIZ

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	vii
SEMBOL LİSTESİ	xiii
ÖZET	xiv
SUMMARY	xv
1. GİRİŞ	1
2. SIVILAŞMA VE SIVILAŞMAYA ETKİ EDEN FAKTÖRLER	4
2.1. Sıvılaşma Kavramı	4
2.2. Arazide Sıvılaşmaya Etki Eden Faktörler	5
3. KAZIKLI TEMELLER	9
3.1. Kazık Tasarım Kriterleri	9
3.2. Deprem Yükleri Altında Kazık Davranışı ve Sıvılaşan Zeminlerde Kazık Göçme Teorileri	10
3.2.1. Ishihara'nın kazık göçme teorisi	11
3.2.2. Tokimatsu'nun kazık göçme teorisi	12
3.2.3. Bhattacharya'nın kazık göçme kavramı	13
4. YÖNETMELİKLERDE KAZIK TASARIM METOTLARININ İNCELENMESİ	15
4.1. Japon Karayolları Birliği, (JRA)	15
4.2. Eurocode 8-5	16
4.3. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik	17
5. GEÇMİŞ DEPREMLERDE HASARA UĞRAYAN KAZIK TEMELLERDE KAYDEDİLEN VAKA ANALİZLERİNİN İNCELENMESİ	19
5.1. 1964 Niigata Depreminde ve 1995 Kobe Depremlerinde Bina ve Köprü Kazık Temellerinde Kaydedilen Hasarlar	20
6. SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE SİSMİK KAZIK-ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN DENEYSEL MODELLENMESİ	25
6.1. Santrifüj Deney Çalışmaları	25
6.2. Santrifüj Deneyler İle Bir Kazığın Sıvılaşan Zemin Tabakasında Modellenmesi	26
6.2.1. Tek kazığın iki tabakalı düz/eğimli zemin profilinde modellenmesi	27
6.2.1.1. İki tabakalı düz bir zemin profilinin modellenmesi	27
6.2.1.2. İki tabakalı eğimli bir zemin profilinin modellenmesi	32

6.2.2. Tek kazığın üç tabakalı eğimli bir zemin profilinde modellenmesi	36
6.3. Sarsma Tablası Model Deney Çalışmaları	42
6.3.1. Sıvılaşan zeminlerde yanal yayılmaya maruz kalan kazıkların davranışı	43
6.3.2. Bir kazık-üstyapı sisteminin sıvılaşabilen düz zeminlerdeki davranışı	46
6.4. Sıvılaşabilen Bir Arazide Tam Ölçekli Kazıklar Üzerinde Yapılan Deneyler	50
6.4.1. Treasure adası sıvılaşma deneyi program (TILT)	51
7. SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE SİSMİK KAZIK-ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN ANALİTİK MODELLENMESİ	55
7.1. Pseudostatik Analiz	56
7.2. Sınır Denge Analizi	59
7.3. Viskoz Akışkan Model Analizi	62
7.4. Sonlu Eleman Model Analizi	63
8. SAP2000 İLE YANAL ZEMİN YÜKLERİ ALTINDA KAZIKLI TEMELLERİN ANALİZİ	67
8.1. Kohezyonsuz Zeminlerde p-y Eğrileri Aplikasyonu	67
8.2. Zemin Reaksiyon Metodu	68
8.3. SAP2000 ile Analiz Edilen Zemin-Kazık Modelinin Analiz Sonuçları	70
9. SIVILAŞAN ZEMİNLERDE SİSMİK KAZIK-ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN DIANA-SWANDYNE II İLE ANALİZİ	74
9.1. DIANA-SWANDYNE II'de Kullanılan Girdi Dosyaları	75
9.2. DIANA-SWANDYNE II Programında Kullanılan Kazıkların ve Zemin Tabakalarının Özellikleri	77
9.2.1. Kazık özellikleri	77
9.2.2. Zemin tabakalarının mühendislik özellikleri	77
9.2.3. Girdi deprem hareketleri	79
9.2.4. Zemin-kazık modellerinin oluşturulması	80
9.3. Tek Tabakalı Düz Bir Zemin İçinde Tek Bir Kazığın Analizi	81
9.3.1. Model 1 zemin-kazık profili	82
9.3.2. Model 1 analiz sonuçları	82
9.3.3. Model 1 analiz sonuçlarının değerlendirilmesi	94
9.4. Tek Tabakalı Eğimli Bir Zemin İçinde Tek Bir Kazığın Analizi	96
9.4.1. Model 2 zemin-kazık profili	96
9.4.2. Model 2 analiz sonuçları	97
9.4.3. Model 2 analiz sonuçlarının değerlendirilmesi	108
9.5. İki Tabakalı Düz Bir Zemin İçinde Tek Bir Kazığın Analizi	110
9.5.1. Model 3 zemin-kazık profili	110
9.5.2. Model 3 analiz sonuçları	111
9.5.3. Model 3 analiz sonuçlarının değerlendirilmesi	120
9.6. İki Tabakalı Eğimli Zemin İçinde Tek Bir Kazığın Analizi	122
9.6.1. Model 4 zemin-kazık profili	122
9.6.2. Model 4 analiz sonuçları	123

9.6.3. Abdoun'un santrifüj deney sonuçları ile DIANA-SWANDYNE II model analiz sonuçlarının karşılaştırılması	135
9.6.3.1. Santrifüj deneyi model 3 (Abdoun)'ün DIANA-SWANDYNE II'de modellenmesi	136
9.6.3.2. Santrifüj deney ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması	136
9.6.4. Model 4 analiz sonuçlarının değerlendirilmesi	137
9.7. Üç Tabakalı Eğimli Bir Zemin İçinde Tek Bir Kazığın Analizi	140
9.7.1. Model 5 zemin-kazık profili	140
9.7.2. Model 5 analiz sonuçları	141
9.7.3. Abdoun'un santrifüj deney sonuçları ile DIANA-SWANDYNE II model analiz sonuçlarının karşılaştırılması	153
9.7.3.1. Santrifüj deneyi model 1 (Abdoun)'ün DIANA-SWANDYNE II'de modellenmesi	153
9.7.3.2. Santrifüj deneyi ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması	154
9.7.4. Model 5 analiz sonuçlarının değerlendirilmesi	155
9.8. DIANA-SWANDYNE II İle Analiz Edilen Modellerin Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması	159
9.9. Farklı Relatif Sıkılıklardaki Nevada Kumunun Kazıklı Temellerin Davranışına Etkisi	172
9.10. Analiz Sonuçlarının Yönetmelikler İle Değerlendirilmesi	177
9.10.1. Japon Karayolları Birliği, (JRA)	177
9.10.2. Eurocode 8 (Kısım 5)	181
9.10.3. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik	182
9.10.4. Önerilen çözüm metotları	183
10. SONUÇLAR	186
KAYNAKLAR	191
EKLER	198
ÖZGEÇMİŞ	212

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 6.1 Santrifüj deneylerinde gözlenen kazık performansları (Bhattacharya, 2003).....	32
Tablo 8.1 Zemin yatay yatak katsayısı değerleri (Davisson, 1970).....	71
Tablo 9.1 Nevada kumu DEP08F model parametre değerleri (Chan ve diğ., 1988).....	78
Tablo 9.2 Nevada No:120 kumunun özellikler (Arulmoli ve diğ. 1992)	78
Tablo 9.3 Nevada kumunun sabit seviyeli permeabilite deney sonuçları (Arulmoli ve diğ., 1992).....	79
Tablo 9.4 Model 1’de incelenen alt zemin-kazık modelleri ve özellikleri.....	83
Tablo 9.5 Model 1’de ölçülen maksimum yanal kazık deplasmanları ve kazık eğilme momentleri (Derinlik: 0m= Kazık Tepesi)...	95
Tablo 9.6 Model 2’de incelenen alt zemin-kazık modelleri ve özellikleri.....	97
Tablo 9.7 Model 2’de ölçülen maksimum yanal kazık deplasmanları ve kazık eğilme momentleri (Derinlik: 0m= Kazık Tepesi)...	109
Tablo 9.8 Model 3’de incelenen alt zemin-kazık modelleri ve özellikleri.....	112
Tablo 9.9 Model 3’de ölçülen maksimum yanal kazık deplasmanları ve kazık eğilme momentleri (Derinlik: 0m= Kazık Tepesi)...	121
Tablo 9.10 Model 4 alt zemin-kazık modelleri ve özellikleri.....	124
Tablo 9.11 Model 4’de ölçülen maksimum yanal kazık deplasmanları ve kazık eğilme momentleri (Derinlik: 0m= Kazık Tepesi)...	139
Tablo 9.12 Model 5’de incelenen alt zemin-kazık modelleri ve özellikleri.....	142
Tablo 9.13 Model 5’de ölçülen maksimum yanal kazık deplasmanları ve kazık eğilme momentleri (Derinlik: 0m= Kazık Tepesi)..	158
Tablo 9.14 Model 2.2-2.6-4.8-4.9 için maksimum yanal kazık deplasmanları ve eğilme momentleri.....	170
Tablo 9.15 Model 5.2-5.8 için maksimum yanal kazık deplasmanları ve eğilme momentleri.....	171
Tablo 9.16 DIANA-SWANDYNE II ve JRA (1996)’dan bulunan sonuçların karşılaştırılması.....	181

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 2.1 : Relatif sıklığın sıvılaşmaya etkisi (Seed, 1976)	5
Şekil 2.2 : Gevşek kumlarda sıvılaşma (Ishihara, 1985).....	6
Şekil 2.3 : Orta sıkı kumlarda sıvılaşma (Ishihara, 1985).....	7
Şekil 2.4 : Sıvılaşma gözlenmiş zeminlerin dane çapı dağılım eğrileri (NRC, 1985).....	8
Şekil 3.1 : Kazık göçmesini gösteren şematik diyagram (Tokimatsu ve diğ. 1998).....	12
Şekil 3.2 : Kazık göçmesinin şematik diyagramı (Bhattacharya, 2003).....	13
Şekil 4.1 : Köprü temellerin sismik tasarımı için idealleştirilmiş gösterimi (JRA, 1996).....	16
Şekil 5.1 : NFCH binasını destekleyen yüzen ve uç-taşıma kazıklarındaki hasarlar (Hamada, 1992a).....	20
Şekil 5.2 : 2 numaralı kazıkta meydana gelen hasarlar; (a) Kazığın alt kısmında oluşan eğilme çatlakları, (b) Kazığın üst kısmında oluşan eğilme ve kesme çatlakları (Hamada, 1992a).....	21
Şekil 5.3 : Yachiyo köprüsünün yapısal hasarı (Hamada, 1992a).....	21
Şekil 5.4 : Yachiyo köprüsünün payanda ve kazıklarında meydana gelen hasarlar (Hamada, 1992a).....	22
Şekil 5.5 : 1964 Niigata depremi, Showa köprüsünün göçmesi (NGDC, Ulusal Jeofizik Veri Merkezi).....	22
Şekil 5.6 : Showa köprüsünde kazıkların göçmesiyle kırılganlığının nehre düşmesinin şematik gösterimi (Takata ve diğ. 1965).....	23
Şekil 5.7 : 1995 Kobe depremi: kazıkta meydana gelen kesme hasarı (Finn ve Fujita, 2002).....	23
Şekil 6.1 : Model kutusu şematik planı ve kullanılan aygıtlar (Wilson ve diğ., 2000).....	27
Şekil 6.2 : Santa Cruz hareketleri altında kazık davranışı; (a) Csp2 ($D_r = \% 35$), b) Csp3 ($D_r = \% 55$), (Wilson ve diğ., 2000).....	28
Şekil 6.3 : Dinamik p-y eğrileri; (a) Csp2 ($D_r = \% 35$), (b) Csp3 ($D_r = \% 55$) (Wilson ve diğ., 2000).....	29
Şekil 6.4 : SB-04 modeli kazık ve zemin profili (Bhattacharya, 2003).....	31
Şekil 6.5 : Model 3'deki kazık ve zemin profili (Abdoun, 1997).....	33
Şekil 6.6 : Model 5a ve 5b'deki kazık ve zemin profili (Abdoun, 1997).....	33
Şekil 6.7 : Model 3 için gözlenen kazık tepkileri; (a) Yer yüzeyi ve kazık tepkileri-zaman analizleri, (b) Kazık tepkisi ve ilave boşluk suyu basınçları-derinlik analizleri (Abdoun, 1997).....	34
Şekil 6.8 : Kazık eğilme momenti-derinlik profilleri; (a) Model 5a, (b) Model 5b (Abdoun, 1997).....	35
Şekil 6.9 : Model SKH-14'deki kazık ve zemin profili (Haigh ve diğ., 2000).....	36

Şekil 6.10	: SKH 14 analiz sonuçları; (a) Serbest-saha ivme-zaman, (b) Eğilme momenti-zaman grafiği (Haigh ve Madabhushi, 2002)...	37
Şekil 6.11	: Model 1'deki kazık ve zemin profili (Abdoun, 1997).....	37
Şekil 6.12	: Kazık eğilme momenti-derinlik profilleri; (a) Model 1, (b) Model 2 (Abdoun, 1997).....	38
Şekil 6.13	: Model 2 ve Model 2m (üstyapı kütleleriyle) gözlenen kazık tepkileri (Wang, 2001).....	39
Şekil 6.14	: Model 4'deki kazık ve zemin profili (Abdoun, 1997).....	40
Şekil 6.15	: Model 4 kazık eğilme momenti profili (Abdoun, 1997).....	41
Şekil 6.16	: Model 2r1'deki kazık ve zemin profili (Wang, 2001).....	41
Şekil 6.17	: Santrifüj deneylerinde Model 2, Model 2r1 ve Model 2r2 için eğilme momenti profilleri (Wang, 2001).....	42
Şekil 6.18	: Sarsma tablası deneyinin fiziksel modeli ve yükleme aşamaları; a) dinamik yükleme aşaması, b) yanıl yayılma aşaması (Cubrinovski ve diğ., 2005).....	44
Şekil 6.19	: Test kazıklarının davranışı; (a) kazık baş deplasmanı, (b) kazıkların tabanı yakınında maksimum eğilme momentleri (Cubrinovski ve diğ., 2005).....	45
Şekil 6.20	: Farklı β değerleri kullanılarak bulunan kazık tepkileri; (a) kazık deplasmanı; (b) kazık eğilme momenti (Cubrinovski ve diğ., 2005).....	46
Şekil 6.21	: SBL testi zemin-kazık-üstyapı model planı (Tokimatsu ve diğ., 2004).....	47
Şekil 6.22	: SBL model testinde atalet kuvvetinin eğilme momenti, toplam toprak basıncı ve yer deplasmanı ile ilişkileri (Tokimatsu ve diğ., 2004).....	47
Şekil 6.23	: Sıvılaşma öncesi ve sonrası toprak basıncı hareketindeki değişim (Tokimatsu ve diğ., 2004).....	48
Şekil 6.24	: SBL testinde gözlenen ve değerlendirilen deplasman ve eğilme momenti profilleri (Tokimatsu ve diğ., 2004).....	48
Şekil 6.25	: Laminar kutu ve zemin-kazık-üstyapı sisteminin şematik gösterimi (Yao ve diğ., 2004).....	49
Şekil 6.26	: Sıvılaşmaya kadar geçen sürede farklı frekanslarda ölçülen maksimum eğilme momenti oranı dağılımları (Yao ve diğ., 2004).....	50
Şekil 6.27	: Test sahasındaki zemin profili, SPT, CPT, relatif sıklık ve sürtünme açısı profilleri (Rollins ve diğ., 2005).....	52
Şekil 6.28	: Test sahasının krokisi (Rollins ve diğ., 2005).....	52
Şekil 6.29	: CISS kazığı için ölçülen toplam yük-sapma eğrileri (Rollins ve diğ., 2005).....	53
Şekil 6.30	: 3 x 3 kazık grubunun ön satırındaki merkez kazık üzerinde aynı yük altında ölçülen patlama öncesi ve sonrası eğilme momenti (Rollins ve diğ., 2005).....	54
Şekil 7.1	: Pseudostatik analiz için Winkler temel üzerinde kiriş modeli (Liyanapathirana ve Poulos, 2005).....	57
Şekil 7.2	: Zemin ve kazık tepkisi profilleri (Liyanapathirana ve Poulos, 2005).....	58
Şekil 7.3	: İki tabakalı zeminlerde uygulanmış sınır denge analizi için kesit diyagramları (Dobry ve Abdoun, 2003).....	60

Şekil 7.4	: Üç tabakalı zeminlerde uygulanmış sınır denge analizi için kesit diyagramları (Dobry ve Abdoun, 2003).....	61
Şekil 7.5	: Sonsuz şev eğimli sıvılaşmış zemin akışına maruz kalan kazık (Hwang ve diğ., 2005).....	63
Şekil 7.6	: Ölçülen kazık tepki profilleri; (a) kazık tepesi hareketi sabit, (b) kazık tepesi hareketi serbest (Hwang ve diğ., 2005).....	64
Şekil 7.7	: 4° şev eğimli zemin profili (Jinchi ve diğ., 2004).....	64
Şekil 7.8	: Kazık modelinin deforme olmuş ağırları (Jinchi ve diğ., 2004)....	65
Şekil 7.9	: Zamanla gelişen kazık eğilme momenti profili (Jinchi ve diğ., 2004).....	66
Şekil 8.1	: (a) Zemin tabakasının çeşitli derinliklerindeki p-y eğrileri (b) p-y eğrileri, (Prakash, 1990).....	68
Şekil 8.2	: Elastik yaylar üzerinde yanal yüklü kazık, Winkler idealizasyonu (Prakash, 1990).....	69
Şekil 8.3	: Kazık derinliği boyunca zemin profili ve zemin özellikleri, (Prakash, 1990).....	71
Şekil 8.4	: Maksimum yanal kazık deplasmanlarının SAP2000 ve Prakash, (1990) ile karşılaştırılması.....	72
Şekil 8.5	: Maksimum kazık eğilme momentlerinin SAP2000 ve Prakash, (1990) ile karşılaştırılması.....	72
Şekil 9.1	: (a)-(b)-(c) Sinüzoidal yatay deprem girdi hareketleri (CYCLIC 1D; http://cyclic.ucsd.edu).....	80
Şekil 9.2	: Model 1 zemin-kazık profili.....	82
Şekil 9.3	: Model 1 zemin-kazık profilinde farklı noktalarda alınan kayıtlar.....	84
Şekil 9.4	: Model 1.1; a) 0m, b) 4m, c) 10m'de ölçülen ivme kayıtları.....	85
Şekil 9.5	: Model 1.2; a) 0m, b) 4m, c) 10m'de ölçülen ivme kayıtları.....	86
Şekil 9.6	: Model 1.1; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 9.5m'de kaydedilen efektif gerilmeler.....	87
Şekil 9.7	: Model 1.2; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 9.5m'de kaydedilen efektif gerilmeler.....	87
Şekil 9.8	: Model 1.1; a) 0.5m, b) 1.5m, c) 5.5m, d) 9.5m'de kaydedilen ilave boşluk suyu basınçları.....	88
Şekil 9.9	: Model 1.2; a) 0.5m, b) 1.5m, c) 5.5m, d) 9.5m'de kaydedilen ilave boşluk suyu basınçları.....	89
Şekil 9.10	: Tüm modellerde ölçülen maksimum yatay zemin deplasmanları.....	90
Şekil 9.11	: Model 1.1-1.2-1.3-1.4-1.5-1.6'da gözlenen maksimum yanal kazık deplasmanları.....	91
Şekil 9.12	: Model 1.1-1.2-1.3-1.4-1.5-1.6'da gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri.....	92
Şekil 9.13	: Model 1.7 ve 1.8'de gözlenen maksimum yatay kazık deplasmanları.....	93
Şekil 9.14	: Model 1.7 ve 1.8'de gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri.....	94
Şekil 9.15	: Model 1.5 zemin-kazık profilinin deforme olmuş şekli (DIANA-SWANDYNE II).....	95
Şekil 9.16	: Model 2 zemin-kazık profili.....	96
Şekil 9.17	: Model 2 zemin-kazık profilinde farklı noktalarda alınan kayıtlar.....	98

Şekil 9.18 : Model 2.1; a) 0m, b) 4m, c) 10m’de ölçülen ivme kayıtları.....	99
Şekil 9.19 : Model 2.2; a) 0m, b) 4m, c) 10m’de ölçülen ivme kayıtları.....	100
Şekil 9.20 : Model 2.1; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 9.5m’de kaydedilen efektif gerilmeler.....	101
Şekil 9.21 : Model 2.2; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 9.5m’de kaydedilen efektif gerilmeler.....	101
Şekil 9.22 : Model 2.1; a) 0.5m, b) 5.5m, c) 7.5m, d) 9.5m’de kaydedilen ilave boşluk suyu basınçları.....	102
Şekil 9.23 : Model 2.2; a) 0.5m, b) 5.5m, c) 7.5m, d) 9.5m’de kaydedilen ilave boşluk suyu basınçları.....	103
Şekil 9.24 : Tüm modellerde ölçülen maksimum yanal zemin deplasmanları.....	104
Şekil 9.25 : Model 2.1-2.2-2.3-2.4-2.5-2.6’da gözlenen maksimum yanal kazık deplasmanları.....	105
Şekil 9.26 : Model 2.1-2.2-2.3-2.4-2.5-2.6’da gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri.....	106
Şekil 9.27 : Model 2.7, 2.8 ve 2.9’da gözlenen maksimum yanal kazık deplasmanları.....	107
Şekil 9.28 : Model 2.7, 2.8 ve 2.9’da gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri.....	108
Şekil 9.29 : Model 2.5 zemin-kazık profilinin deforme olmuş şekli (DIANA-SWANDYNE II).....	110
Şekil 9.30 : Model 3 zemin-kazık profili.....	111
Şekil 9.31 : Model 3 zemin-kazık profilinde farklı noktalarda alınan kayıtlar.....	112
Şekil 9.32 : Model 3.1; a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de ölçülen ivme kayıtları.....	113
Şekil 9.33 : Model 3.2; a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de ölçülen ivme kayıtları.....	114
Şekil 9.34 : Model 3.1; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen efektif gerilmeler.....	115
Şekil 9.35 : Model 3.2; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen efektif gerilmeler.....	115
Şekil 9.36 : Model 3.1; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen ilave boşluk suyu basınçları.....	116
Şekil 9.37 : Model 3.2; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen ilave boşluk suyu basınçları.....	117
Şekil 9.38 : Tüm modellerde ölçülen maksimum yanal zemin deplasmanları.....	119
Şekil 9.39 : Model 3.1-3.2-3.3-3.4-3.5-3.6’da gözlenen maksimum yanal kazık deplasmanları.....	120
Şekil 9.40 : Model 3.1-3.2-3.3-3.4-3.5-3.6’da gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri.....	121
Şekil 9.41 : Model 3.5 zemin-kazık profilinin deforme olmuş şekli (DIANA-SWANDYNE II).....	122
Şekil 9.42 : Model 4 zemin-kazık profili.....	123
Şekil 9.43 : Model 4 zemin-kazık profilinde farklı noktalarda alınan kayıtlar.....	124
Şekil 9.44 : Model 4.1; a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de ölçülen ivme Kayıtları.....	126

Şekil 9.45 : Model 4.2; a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de Ölçülen İvme kayıtları.....	127
Şekil 9.46 : Model 4.1; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen efektif gerilmeler.....	128
Şekil 9.47 : Model 4.2; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen Efektif Gerilmeler.....	128
Şekil 9.48 : Model 4.1; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen ilave boşluk suyu basınçları.....	129
Şekil 9.49 : Model 4.2; a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen ilave boşluk suyu basınçları.....	130
Şekil 9.50 : Tüm modellerde ölçülen maksimum yanıl zemin deplasmanları.....	131
Şekil 9.51 : Model 4.1- 4.2- 4.3- 4.4- 4.5- 4.6 ve 4.7 ’de gözlenen maksimum yanıl kazık deplasmanları.....	132
Şekil 9.52 : Model 4.1- 4.2- 4.3- 4.4- 4.5- 4.6 ve 4.7 ‘de gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri.....	133
Şekil 9.53 : Model 4.8 ve 4.9’da gözlenen maksimum yanıl kazık deplasmanları.....	134
Şekil 9.54 : Model 4.8 ve 4.9’da gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri.....	135
Şekil 9.55 : Maksimum yanıl zemin deplasman eğrileri.....	136
Şekil 9.56 : Maksimum yanıl kazık deplasman eğrileri.....	137
Şekil 9.57 : Maksimum kazık eğilme momentleri eğrileri.....	138
Şekil 9.58 : Model 4.7 zemin-kazık profilinin deforme olmuş şekli (DIANA-SWANDYNE II).....	140
Şekil 9.59 : Model 5 zemin-kazık profili.....	141
Şekil 9.60 : Model 5 zemin-kazık profilinde farklı noktalarda alınan kayıtlar.....	143
Şekil 9.61 : Model 5.1; a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de ölçülen ivme kayıtları.....	144
Şekil 9.62 : Model 5.2; a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de ölçülen ivme kayıtları.....	145
Şekil 9.63 : Model 5.1; a) 2.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen efektif gerilmeler.....	146
Şekil 9.64 : Model 5.2; a) 2.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen efektif gerilmeler.....	146
Şekil 9.65 : Model 5.1; a) 2.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen ilave boşluk suyu basınçları.....	147
Şekil 9.66 : Model 5.2; a) 2.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de kaydedilen ilave boşluk suyu basınçları.....	148
Şekil 9.67 : Tüm modellerde ölçülen maksimum yanıl zemin deplasmanları.....	149
Şekil 9.68 : Model 5.1-5.2-5.3-5.4-5.5-5.6-5.7 ve 5.8’de gözlenen maksimum yanıl kazık deplasmanları.....	151
Şekil 9.69 : Model 5.1-5.2-5.3-5.4-5.5-5.6-5.7 ve 5.8’de gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri.....	152
Şekil 9.70 : Model 5.9-5.10 ve 5.11’de gözlenen maksimum yanıl kazık deplasmanları.....	153
Şekil 9.71 : Model 5.9-5.10 ve 5.11’de gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri.....	154

Şekil 9.72 : Maksimum yanal zemin deplasman eğrileri.....	155
Şekil 9.73 : Maksimum yanal kazık deplasman eğrileri.....	156
Şekil 9.74 : Maksimum kazık eğilme moment eğrileri.....	156
Şekil 9.75 : Model 5.7 zemin-kazık profilinin deforme olmuş şekli (DIANA-SWANDYNE II).....	158
Şekil 9.76 : Model 1.1-2.1-3.1-4.1-5.1 için maksimum yanal kazık deplasmanları.....	160
Şekil 9.77 : Model 1.1-2.1-3.1-4.1-5.1 için maksimum kazık eğilme momentleri.....	160
Şekil 9.78 : Model 1.2-2.2-3.2-4.2-5.2 için maksimum yanal kazık deplasmanları.....	161
Şekil 9.79 : Model 1.2-2.2-3.2-4.2-5.2 için maksimum kazık eğilme momentleri.....	162
Şekil 9.80 : Model 1.5-2.5-3.5-4.6-5.7 için maksimum yanal kazık deplasmanları.....	163
Şekil 9.81 : Model 1.5-2.5-3.5-4.6-5.7 için maksimum kazık eğilme momentleri.....	164
Şekil 9.82 : Model 1.7-2.9 için maksimum yanal kazık deplasmanları.....	165
Şekil 9.83 : Model 1.7-2.9 için maksimum kazık eğilme momentleri.....	166
Şekil 9.84 : Model 3.6-4.9-5.9 için maksimum yanal kazık deplasmanları....	167
Şekil 9.85 : Model 3.6-4.9-5.9 için maksimum kazık eğilme momentleri.....	168
Şekil 9.86 : Model 2.2-2.3-2.4 için maksimum yanal kazık deplasmanları....	169
Şekil 9.87 : Model 2.2-2.3-2.4 için maksimum kazık eğilme momentleri.....	170
Şekil 9.88 : Model 2.1 ve Model 2.2’de meydana gelen maksimum yanal zemin deplasmanlarının karşılaştırılması.....	173
Şekil 9.89 : Model 2.1 ve Model 2.2’de meydana gelen maksimum yanal kazık deplasmanlarının karşılaştırılması.....	174
Şekil 9.90 : Model 2.1 ve Model 2.2’de meydana gelen maksimum eğilme momentlerinin karşılaştırılması.....	174
Şekil 9.91 : Model 2.7 ve Model 2.9’da meydana gelen maksimum yanal zemin deplasmanlarının karşılaştırılması.....	175
Şekil 9.92 : Model 2.7 ve Model 2.9’da meydana gelen maksimum yanal kazık deplasmanlarının karşılaştırılması.....	176
Şekil 9.93 : Model 2.7 ve Model 2.9’da meydana gelen maksimum eğilme momentlerinin karşılaştırılması	176
Şekil 9.94 : JRA, (1996)’a göre önerilen hesap metodu şematik diyagramı (Model 2).....	178
Şekil 9.95 : JRA, (1996)’a göre önerilen hesap metodu şematik diyagramı (Model 4).....	179
Şekil 9.96 : JRA, (1996)’a göre önerilen hesap metodu şematik diyagramı (Model 5).....	181
Şekil 9.97 : Kazığa uygulanan idealleştirilmiş yanal zemin basıncı.....	184

SEMBOL LİSTESİ

$a_{\max}$	: Maksimum Yer Yüzey İvmesi
D	: Kazık Çapı
D_R	: Relatif Sıkılık
D_{10}	: Efektif Dane Çapı
D_{50}	: Ortalama Dane Boyutu
E	: Elastisite Modülü
$e_{\max}$	: Maksimum Boşluk Oranı
$e_{\min}$	: Minimum Boşluk Oranı
EI	: Kazık Rijitliği
G_s	: Özgül Ağırlık
I	: Atalet Momenti
k	: Yatay Katsayısı
k_h	: Yatay Yatak Katsayısı
L_{etkin}	: Sıvılaşmış Zemin Bölgesinde Kazığın Etkin Uzunluğu
N	: Santrifüj Deneyinde Kullanılan Ölçek Faktörü
n_h	: Yatay Yatak Katsayısı
P	: İzin Verilebilir Kazık Eksenel Tasarım Yüğü
P_{cr}	: Elastik Kritik Burkulma Yüğü
p_l	: Maksimum Sıvılaşmış Zemin Basıncı
T_b	: Üstyapının Doğal Periyodu
T_g	: Sıvılaşma Öncesi Zeminin Doğal Periyodu
γ_d	: Zeminin Suya Doygun Birim Hacim Ağırlığı
γ_k	: Zeminin Kuru Birim Hacim Ağırlığı
ϕ	: İçsel Sürtünme Açısı

SIVILAŞAN ZEMİNLERDE KAZIKLI TEMELLERİN DAVRANIŞI

ÖZET

Geçmiş depremlerde meydana gelen sıvılaşmanın ve sıvılaşma nedeniyle oluşan yanal yayılmanın kazıklarda meydana getirdiği hasarlar bu konu üzerinde yapılan çalışmaları yoğunlaştırmıştır. Çeşitli araştırmacıların sıvılaşan zeminlerdeki kazıklı temellerin davranışları ile ilgili olarak yaptıkları deneyler ve literatür çalışmaları analiz edilmiş ve konunun temel noktaları aydınlatılmaya çalışılmıştır.

Zemin mekaniği problemlerinde son yirmi yılda gelişen sayısal modelleme, geoteknik problemlerin çözümünde yaygın şekilde kullanılmaktadır. Sıvılaşan zeminlerde kazıklı temellerin davranışını incelemek amacıyla yapılan bu çalışmada sayısal bir modelleme türü olan DIANA-SWNADYNE II sonlu eleman analiz programı kullanılmıştır. Dinamik yüklemeler altında sıvılaşan zeminlerde, kazıklı temellerin davranışı bu sonlu eleman analiz programıyla incelenmiş, bu amaçla beş farklı zemin profili oluşturulmuş ve farklı deprem yükleri altında bu zemin profillerinde modellenen kazıkların davranışının hangi faktörlere bağlı olarak değiştiği gözlenmiştir.

Aynı zamanda konu ile ilgili çeşitli araştırmacıların zemin-kazık modelleri üzerinde gerçekleştirdikleri santrifüj deneyleri DIANA-SWANDYNE II sonlu eleman analiz programında uygulanmış ve analiz sonuçları santrifüj deney sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Ayrıca yönetmeliklerde sıvılaşan zeminlerde kazıklı temellerin tasarımı ile ilgili hesap metotları incelenmiş ve yapılan bu çalışmalar üzerinde yönetmeliklerde bahsedilen hesap metotları uygulanarak elde edilen sonuçlar, analiz programıyla elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

Son olarak beş farklı modelden elde edilen analiz sonuçları değerlendirilmiş ve bu sonuçlara göre bir çözüm metodu önerilmiştir. Önerilen bu çözüm metoduna ek olarak, pratikte sıvılaşan zeminlerde uygulanacak kazıkların projelendirilmesi üzerine bazı öneriler sunulduktan sonra konu ile ilgili olarak gelecek çalışmalar üzerine bazı düşünceler dile getirilmiştir.

BEHAVIOUR OF PILE FOUNDATIONS IN LIQUEFYING SOILS

SUMMARY

Research in the past decade has increased on the liquefaction of saturated sand and lateral spreading caused by soil liquefaction that led to pile damages. Experiments and numerical studies about the performance of pile behaviour in liquefiable soils were conducted by various researchers and essential points of the problem were clarified.

In the last twenty years numerical modelling is widely used in solving geotechnical problems. In this work, DIANA-SWNADYNE II finite element analysis program was used to study the behaviour of piles in liquefiable soils under dynamic loadings. For this purpose, five different soil profiles were created and factors which affect the behaviour of piles modeled in these soils were investigated under different earthquake loadings.

At the same time, centrifuge experiments conducted on soil-pile models by various researchers were performed in DIANA-SWANDYNE II finite element analysis program and the results of analysis were compared with the centrifuge experiment results. Moreover, calculation methods about the design of the pile foundations in liquefied soils were studied in the national and international codes and results obtained were compared with results obtained from the analysis program.

Finally, analysis results obtained from five different models were evaluated and according to the results, a solution method was proposed. In addition to this proposed solution method, some recommendations were offered over pile design to be applied in liquefiable soils and some remarks were expressed for future works as regarding this topic.

1. GİRİŞ

Yeraltı su seviyesi altında bulunan gevşek kohezyonsuz kum ve silt zeminlerde, şiddetli deprem sarsıntısında yüksek boşluk suyu basınçları meydana geldiği veya sıvılaşmanın olduğu bilinen bir olgudur. Depremler sırasında, gevşek kohezyonsuz kum ve siltli zeminlerde meydana gelen sıvılaşma olayı bu tür zeminlerde önemli mukavemet kayıplarına neden olmaktadır. Özellikle nehir, göl kıyısına doğru eğimli olan zeminlerde yüksek eğimli yamaçlarda, zeminin kalıcı mukavemeti statik kayma gerilmelerinden küçükse sıvılaşmayla önemli yanal akışlar ve büyük yanal deplasmanlar meydana gelebilir. Bu nedenle statik zemin şartlarına göre tasarlanmış kazıklar, dinamik deprem etkileri altında özellikle sıvılaşma olaylarında çok farklı davranış gösterirler. Zeminin statik durumda kazığa sağladığı destek, sıvılaşmayla tamamen kaybolabilir ve ayrıca sıvılaşmayla eğimli zeminlerde meydana gelen yanal yayılma kazığa büyük yanal zemin basınçları uygulayabilir ve böylece şiddetli deprem sarsıntısında kazıkta büyük hasarlar meydana gelebilir.

Geçmiş depremlerde meydana gelen sıvılaşmanın ve sıvılaşma nedeniyle oluşan yanal yayılmanın kazıklarda meydana getirdiği hasarlar birçok araştırmacı tarafından gözlenmiş ve hasarların nedenleri üzerine incelemeler yapılmıştır. 1964 Niigata (Japonya) depreminde sıvılaşmış zeminin yanal yayılması özellikle Japon Yayın Şirketi (NHK), Niigata aile adliye dairesi (NFCH) ve Niigata oteli binalarını destekleyen betonarme kazıklara büyük hasarlar vermiştir (Hamada, 1992a; Hamada ve diğ., 1986; Hamada ve O'Rourke, 1992). Ayrıca, Shinano nehri üzerinde bulunan Showa ve Yachiyo köprülerinde, köprü payandalarını destekleyen kazıkların göçmesi sonucu meydana gelen hasarlar (birçok köprü açıklığının nehre düşmesi) 1964 Niigata (Japonya) depreminde yanal yayılma hasarlarının en çarpıcı örneklerini oluşturmuştur (Hamada, 1992a). Sıvılaşmanın ve yanal yayılmanın kazıklarda meydana getirdiği hasarlar, geçmiş başka depremlerde de gözlenmiş ve incelenmiştir. Örneğin; 1964 Alaska depreminde, 250'den fazla köprüde meydana gelen hasarlara, yanal yayılmanın sebep olduğu Bartlett ve Youd (1995) tarafından kaydedilmiştir. Sıvılaşma ve yanal yayılmanın neden olduğu kazık hasarları 1995 Kobe depreminde de gözlenmiştir (Matsui ve Oda, 1996). Matsui ve Oda (1996) bir kirişinin yıkılmasıyla sonuçlanan Nishinimiya-Ko köprüsünde yaptıkları incelemede, köprüleri destekleyen keson temelin yanal yayılma ile 0.6m hareket ettiğini ve

bununla birlikte kazıklarda gözlenen hasarların çoğunluğunun kazık başlık bağlantısında ve de gevşek ve sıkı tabakanın ara yüzü yakınlarında meydana geldiğini kaydetmiştir.

Sıvılaşmış zeminlerin kazıklarda meydana getirdiği hasarlar, son şiddetli depremlerin birçoğunda gözlenmiş olmasına rağmen, son depremlerde meydana gelen kazık hasarlarının hala gözlenmesi, deprem sırasında sıvılaşmış zemin davranışının ve kazığa uygulanan ilave dinamik yüklerin tasarım aşamasında tam olarak tanımlanamamasından kaynaklanmaktadır. Dolayısıyla kazıkların dinamik yüklemeler sırasında maruz kaldığı gerçek momentlerin ve kesme kuvvetlerinin bir çok defalar, tahmin edilenden daha da yüksek olduğunu göstermektedir. Bu nedenle, deprem sırasında sıvılaşan zeminlerde inşa edilecek kazıkların tasarımının gereği gibi yapılmasının bu tür zeminlerde zemin-kazık davranışının tam olarak anlaşılması gerektiğine bağlanmış ve bu yöndeki araştırmalar genişletilmiştir. Deney sistemlerinin teknik olarak gelişmesi ve gelişen bilgisayar teknolojisi ile programlama tekniklerinin gelişmesi bu konudaki eksikliklerin giderilmesine katkı sağlayarak ve küçük-ölçekte gerçekçi modellemelerin oluşturulmasının yolunu açarak kazık tasarımının en doğru şekilde yapılmasını sağlamaya çalışmaktadır.

Yapılan bu çalışmanın esas amacı, deprem sırasında sıvılaşan ve eğimli zeminlerde sıvılaşma sonucu ortaya çıkan yanal yayılmanın tek bir kazık üzerindeki etkilerini araştırmaktır. Bu konu üzerinde çeşitli araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen laboratuvar ve arazi deneylerinden elde edilen veriler, zemin-kazık etkileşim probleminin çözümü için çeşitli araştırmacıların önerdiği analitik çözümler, bu analitik çözümlerden elde edilen veriler ve geçmiş depremlerden sonra yapılan vaka analizlerinin gözlem sonuçları bir araya getirilerek, dinamik zemin-kazık davranışında önemli parametreler incelenerek, problemin anlaşılması hedeflenmiştir. Ayrıca, deprem durumunda sıvılaşan zeminlerde kazık tasarımı ile ilgili, literatürde önemli yönetmelikler incelenerek yapılacak model tasarımlarda gerçekçi ve güvenilir en doğru sonucu bulmak ve bu sonuca göre bir çözüm önerisi sunmak amaçlanmıştır.

Yukarıda bahsedilen konuda, kapsamlı bir literatür araştırması yapıldıktan sonra, sıvılaşan kum zemin tabakalarında kazıklı temellerin davranışını incelemek amacıyla SAP2000 sonlu eleman analiz programı bu çalışmada kullanılmıştır. SAP2000 analiz sonuçlarıyla yanal yükler altında kazıklı temellerin analizi için zemin reaksiyon metodu kullanılarak, elde edilen kazık reaksiyonları karşılaştırılarak bir değerlendirme yapılmıştır fakat dinamik yükler altında sıvılaşan kohezyonsuz zeminlerin davranışlarının farklılık göstermesi ve tam olarak değerlendirilememesi nedeniyle SAP2000’de kullanılan kazık profiline bu davranış farklılıklarının gereği

gibi yansıtılamaması, kazık reaksiyonlarının belirlenmesini güçleştirmiştir. Bu yüzden dinamik yükler altında sıvılaştan kohezyonsuz zeminlerin davranışıyla birlikte bu tür zeminlerde bulunan kazıkların davranışını birlikte analiz eden DIANA-SWANDYNE II geoteknik sonlu eleman programı kullanılmıştır (Chan, 1988). DIANA-SWANDYNE II programında bir, iki ve üç tabakalı düz ve eğimli zemin profillerinde hazırlanan zemin profilleri ve zemin profillerinde farklı sınır koşullarına bağlı olarak kazıkların dinamik yüklemeler altında davranışları analiz edilmiş analiz sonuçları karşılaştırılarak bir değerlendirme yapılmıştır.

2. SIVILAŞMA VE SIVILAŞMAYA ETKİ EDEN FAKTÖRLER

Sıvılaşmanın, geçmişte (Niigata ve Alaska, 1964) ve özellikle son zamanlarda meydana gelmiş olan depremlerde (Loma Prieta, 1989; Kobe, 1995; Kocaeli, 1999; Chi-Chi, 1999; Pakistan, 2005) yapılar üzerinde büyük ölçekli hasarlara neden olması bu olgunun önemini bir kez daha ortaya koymuştur. Özellikle, 1964 Niigata ve Alaska depremlerinde meydana gelen birçok yapısal hasara gevşek kumların sıvılaşmasının neden olduğunun anlaşılmasıyla bu tür zeminlerin dinamik şartlar altında davranışlarını öğrenmek için yapılan araştırmalar yoğunlaşmıştır. Bu çalışmalar ilk olarak Amerika’da Seed ve Idriss (1982) tarafından California Üniversitesinde yapılmış ve daha sonra birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir.

Geçmişte meydana gelen depremlerde görüldüğü gibi, dinamik yükler altında sıvılaşan zeminlerin önceden öngörülemeyen davranışları yapılarda büyük hasarlara neden olmuştur. Bu yüzden sıvılaşabilen zeminlerde depreme dayanıklı yapı tasarımının en doğru şekilde yapılması bu tür zeminlerin özelliklerinin gereği gibi değerlendirilmesine bağlı olacaktır.

2.1 Sıvılaşma Kavramı

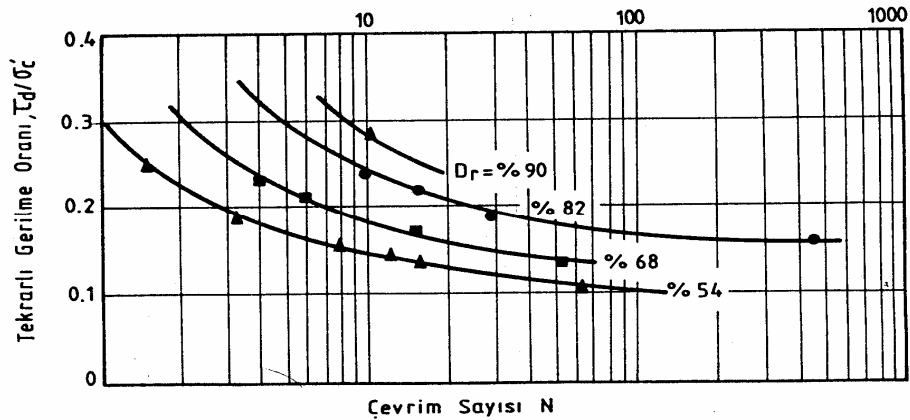
Suya doymuş gevşek kum tabakaları depremin meydana getirdiği dinamik yüklemeler altında sıvılaşmaya karşı oldukça hassastırlar. Bu tür gevşek kum tabakaları doğada iki şekilde bulunabilir. İlki, doğal tabakalardır ki suyun zemin içindeki akışıyla kum danelerinin gevşek olarak çökmesine neden olabilmektedir. İkincisi ise suni dolgulardır ki bu dolguların tam olarak sıkıştırılmaması gevşek bir yerleşime neden olacaktır. Ishihara (1985) sıvılaşmayı şu şekilde tarif etmektedir. “Yer sarsıntısı ve suyun yukarı doğru akışı nedeniyle yüksek boşluk suyu basınçlarının gelişimi, kumu ‘sıvılaşma’ diye adlandırılan bir duruma dönüştürür. Sıvılaşma durumunda efektif gerilme sıfırdır ve zemin daneleri birbiri ile teması kaybetmiş şekilde su içinde yüzer gibi durumdadır.” Seed (1991) sıvılaşmayı şu şekilde tarif etmektedir. “Eğer suya doymuş bir kum yer sarsıntısına tabi tutulursa sıkışmaya ve hacminde azalmaya eğilim gösterir; eğer drenajın meydana gelmesi mümkün değilse, hacimdeki azalma eğilimi boşluk suyu basıncında artmayla sonuçlanır ve eğer ilave boşluk suyu basıncı toplam düşey gerilmeye eşit oluncaya

kadar gelişirse efektif gerilme sıfır olur, kum mukavemetini tamamen kaybeder ve sıvılaşmış bir duruma geçer. Zemin sıvılaştıktan sonra, sismik sarsıntı süresine ve sıvılaştıran zeminin drenaj şartlarına bağlı olarak ilave boşluk suyu basınçları sönümlenmeye başlayacaktır.” Erken ve Ansal (1994) sıvılaşma kavramını şu şekilde izah etmişlerdir, “Yeraltı su seviyesinin yüzeye yakın olduğu, diğer bir deyişle suya doymuş kum tabakalarında, depremler sırasında boşluk suyu basınçlarının artması sıvılaşma olarak tanımlanan bir olaya yol açmaktadır. Böyle bir durumda kum tabakası, kısa bir süre için viskoz bir sıvı haline dönüşmekte ve bu tabakaya oturan bütün yapılarda büyük oturmalar, tabakanın içinde bulunan su ve yakıt depoları gibi yapılarda ise yüzeye doğru hareketler, şevlerde ise kaymalar meydana gelebilmektedir.”

2.2 Arazide Sıvılaşmaya Etki Eden Faktörler

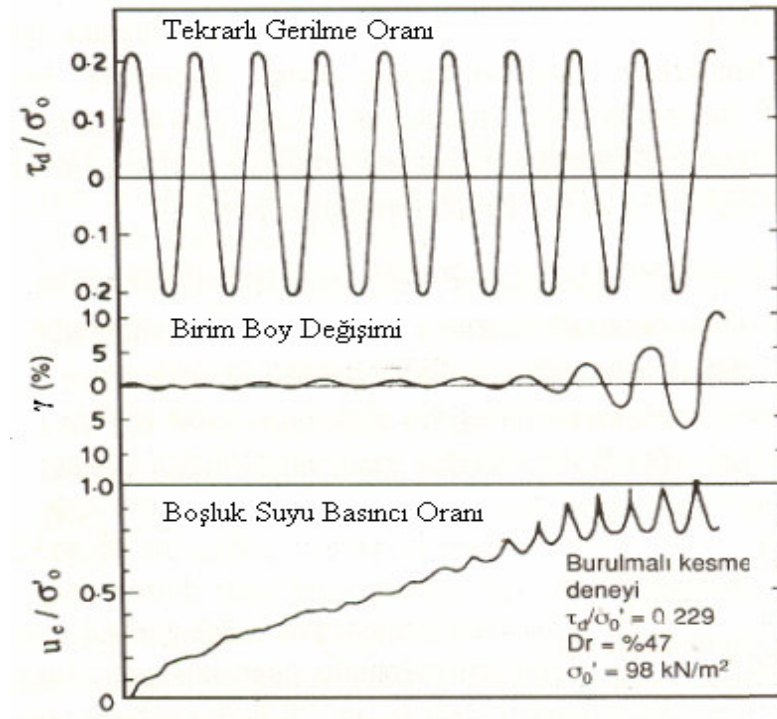
Kohezyonsuz zeminlerin tekrarlı yükler altında davranışlarını etkileyen en önemli etkenlerden birisi kumların relatif sıkılığı olmaktadır. Seed (1976)’in relatif sıkılığın sıvılaşmaya etkisini incelemek için yaptığı deneylerde, relatif sıkılığın artmasıyla ön sıvılaşmaya ulaşmak için gereken tekrar sayısının ve uygulanan kayma gerilmesinin artırılması gerektiğini göstermiştir. Sabit genlikli devirsel kayma gerilmesi (τ_d), başlangıç efektif çevre basıncına (σ'_c) bölünerek normalize edilmiştir (Şekil 2.1).

Seed (1976)’in farklı sıkılıklardaki kum numunelerinde yapmış olduğu deneylerde, relatif sıkılığın yaklaşık %47’den küçük olması durumunda gerçek sıvılaşmanın olduğu, şekil değiştirme oranının çok büyük değere ulaştığı, buna karşılık sıkılığın %47 ’den büyük olması durumunda uygulanacak kayma gerilmesinden bağımsız olarak elde edilecek şekil değiştirme oranlarının sınırlı kaldığını gözlemlemiştir.



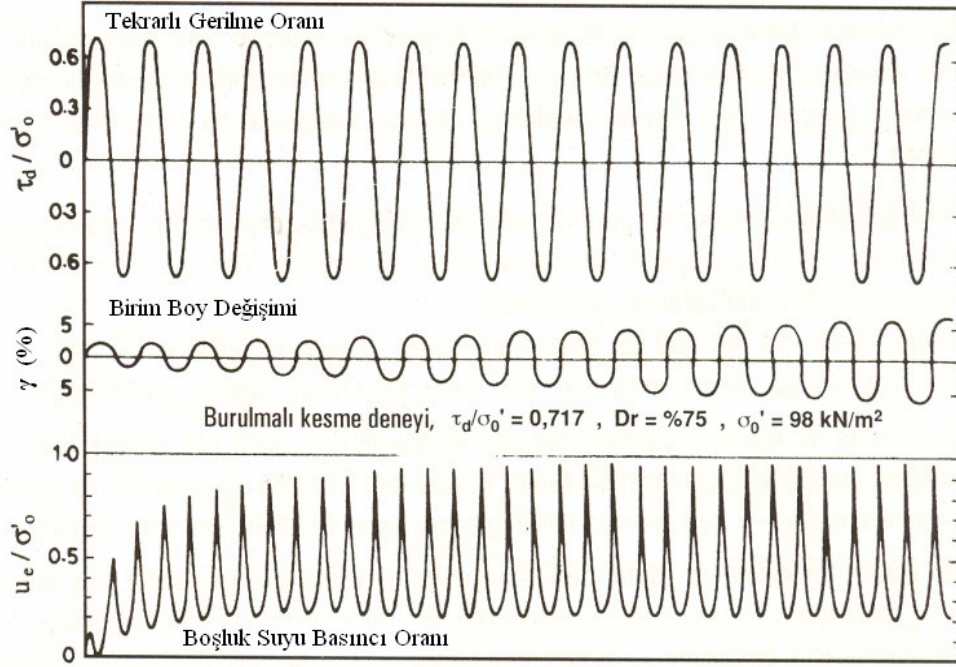
Şekil 2.1: Relatif Sıkılığın Sıvılaşmaya Etkisi (Seed, 1976)

Ishihara (1985) burulmalı kesme deneyinde, relatif sıkılığın dinamik yükler altında suya doymun kum numunelerinin davranışını büyük ölçüde etkilediğini gözlemiştir. Şekil 2.2 ve Şekil 2.3’de, Ishihara (1985) tarafından farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış Fuji Nehri kumu üzerinde yapılan devirsel burulmalı kesme deneylerinden elde edilen laboratuvar deney veri grafikleri görülmektedir. Ladd ve diğ. (1989)’un relatif sıkılığın boşluk suyu basıncı üzerindeki etkilerini incelemek için yaptığı deneylerinde, farklı sıkılıklarda hazırlanmış kumlarda aynı çevrim sayısının uygulanması durumunda gevşek kumlarda daha yüksek boşluk suyu basınçlarının geliştiğini göstermiştir.



Şekil 2.2: Gevşek Kumlarda Sıvılaşma (Ishihara, 1985)

Kumların dinamik davranışını etkileyen etmenlerden biri de çevrim sayısı, diğer deyişle, deprem şiddeti ve sarsıntı süresidir. Deprem şiddeti ve sarsıntı süresi kohezyonsuz zeminlerin ilave boşluk suyu basıncının gelişmesine dolayısıyla sıvılaşma potansiyelinin artmasına neden olmaktadır. Yapılan araştırmalarda sıvılaşmanın oluşması için gereken minimum pik yer ivmesi değerinin yaklaşık $a_{\max} \approx 0.1g$ olduğu bulunmuştur (Ulusal Araştırma Konseyi, NRC 1985; Ishihara, 1985).

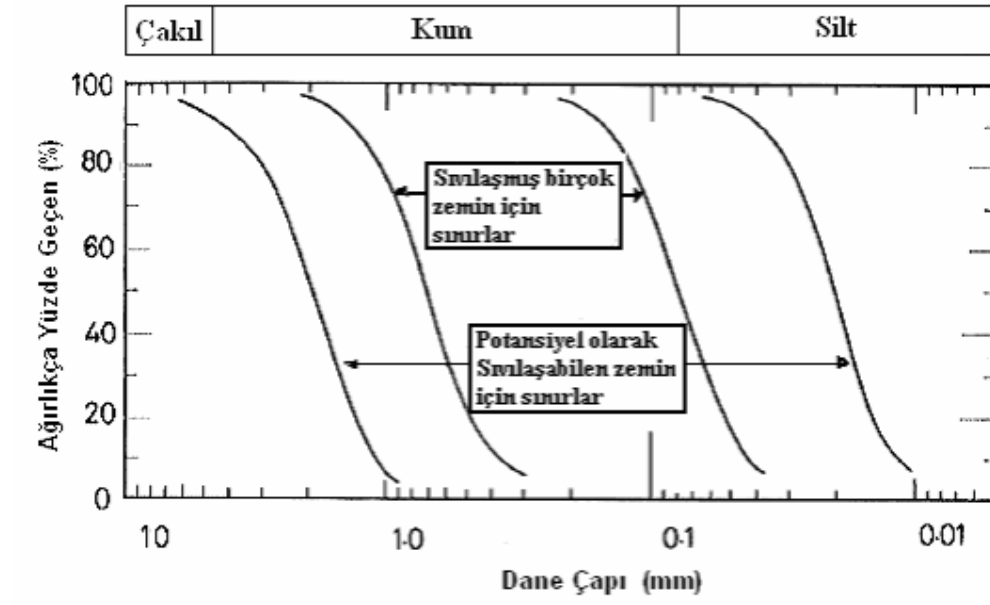


Şekil 2.3: Orta Sıkı Kumlarda Sıvılaşma (Ishihara, 1985)

Geçmişte meydana gelen depremlerde sıvılaşmanın çoğunlukla kohezyonsuz zeminlerde geliştiği bilinmektedir. Bu depremlerden sıvılaşmış zeminlerin dane çapı dağılım eğrileri bir araya getirilerek, sıvılaşmanın en çok hangi dane çapı aralığında meydana geldiği incelenmeye çalışılmıştır. Sıvılaşan ve sıvılaşma olasılığı olan zeminler için dane çapı dağılım eğrileri Şekil 2.4'deki grafikte verilmiştir.

Şekilden de görüldüğü gibi sıvılaşma daha çok ince daneli kum ve siltlerde meydana gelmektedir. Ayrıca, Ishihara (1985) sıvılaşmaya en duyarlı zemin türleri için şu ifadeyi kullanmıştır; "Depremler sırasında zemin sıvılaşması ile ilişkili tehlikenin ince ve orta kum ile düşük plastisiteli ince taneler içeren kum tabakalarında karşılaşıldığı bilinmektedir. Bununla birlikte, sıvılaşmanın zaman zaman çakıllı zeminlerde de olduğu durumlar rapor edilmiştir."

Özetle, dane çapı dağılımının, zemin türünün, relatif sıkılığın ve deprem şiddeti ve süresinin kohezyonsuz zeminlerde sıvılaşmayı önemli ölçüde etkilediği görülmüştür. Kohezyonsuz zeminlerin dinamik yükler altında sıvılaşması zeminin rijitliğini önemli ölçüde değiştirdiği için bu tür zeminlerdeki kazıklı temellerin tepkisi üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğu ve özellikle gevşek kumun tamamen sıvılaşmasının ve sıkı kumun kısmi sıvılaşmasının kazık deplasmanlarını kuvvetli şekilde etkileyeceği açıktır.



Şekil 2.4: Sıvılaşma Gözlenmiş Zeminlerin Dane Çapı Dağılım Eğrileri (NRC, 1985)

3. KAZIKLI TEMELLER

Kazıklar üstyapının yüklerini zemin yüzeyinden daha aşağıda bulunan zemin tabakalarına aktaran temel yapı elemanlarıdır. Kazıklar, üstyapı yüklerini güvenli şekilde taşıyamayan yer yüzeyine yakın olan zemin tabakalarının bulunması durumunda inşa edilirler. Böylece, kazıklı temeller üstyapı yüklerini taşıma gücünün yetersiz olduğu zemin tabakalarını geçerek daha derinlerdeki daha rijit zemin tabakalarına iletirler. Kazıklı temellerin tasarımında (servis yüklerinin belirlenmesi, oturma analizi gibi) zeminin türü önemli rol oynamaktadır. Bu yüzden inşa edilecek kazıkların güvenli şekilde tasarlanması için arazide zemin profilinin en doğru şekilde değerlendirilmiş olması gerekmektedir.

3.1 Kazık Tasarım Kriterleri

Güvenilir bir kazık tasarımının gerçekleştirilmesi zemin tabakalarının özelliklerinin doğru şekilde değerlendirilmesine bağlı olmaktadır. Farklı türdeki zeminlerin dinamik ve statik yükler altında çok farklı davranış sergiledikleri yapılan deneysel çalışmalarda ortaya çıkarılmıştır. Dolayısıyla farklı türdeki zeminlere inşa edilecek aynı özellikteki kazıkların farklı davranışlar gösterecekleri açıktır. Bu yüzden kazığın inşa edileceği zemin tabakaları çeşitli arazi ve laboratuvar deneylerine tabi tutularak güvenilir bir kazık tasarımı için gerekli parametrelerin en doğru şekilde elde edilmesi gerekecektir. Elde edilen zemin parametrelerine göre uygun statik yada dinamik kazık taşıma gücü formülleri kullanılarak ve uygun bir servis yükü belirlenerek kazık için güvenli taşıma yükü tespit edilmelidir. Tasarımda dikkat edilecek diğer bir önemli nokta, kazık imal şekline bağlı olarak kullanılan kazık malzemesi olmaktadır. Kazık imal şekline göre, örneğin yerinde dökme beton kazıklardaki inşa kusurları ve bunun yol açtığı kesit süreksizlikleri kazığın taşıma gücünü önemli şekilde etkileyecektir. İşletme aşamasında kazığa uygulanan statik ve özellikle dinamik yüklerin kazıkta önemli tepkiler oluşturacağı hesaba katılmalı ve bu nedenle kazıkta kullanılacak malzemelerin bu tepkileri güvenle karşılayabileceği yeterli rijitliğe sahip olmalarına çalışılmalıdır.

Çinicioğlu (2005) kazık taşıma gücünün belirlenmesi için geçerli belli başlı yaklaşımları şu şekilde sıralamıştır;

- a) Mühendislik analizi-Statik taşıma gücü formülleri: Temel zemin etüdü verileri ve laboratuvar deneyleri sonuçları ile uygun parametreler tayin edilir ve kazık davranış mekanizmasına göre geliştirilmiş genel kabul görmüş taşıma gücü denklemleri kullanılır. Bu yaklaşım yüzeysel temeller için uygulanan yaklaşıma benzerdir.
- b) Arazi yükleme deneyleri: Tüm kazık temel sisteminin inşa edilmesinden önce, farklı zemin özellikleri gösteren noktalarda deney kazıkları öngörülen boyutta ve yöntemle inşa edilerek yükleme deneyine tabi tutulur.
- c) Kazık çakma direncini esas alan dinamik kazık formülleri uygulanarak taşıma gücü elde edilir.

Uygulama standartları ve tecrübe doğru tasarımın önemli bileşenlerindendir.

3.2 Deprem Yükleri Altında Kazık Davranışı ve Sıvılaştan Zeminlerde Kazık Göçme Teorileri

Geçerli kazık tasarım modellemelerinde kazıkların taşıma gücü statik taşıma gücü formülleriyle belirlenmektedir. Fakat statik şartlara göre modellenmiş kazıklar dinamik deprem yüklerine maruz kaldığında önemli hasarlar görmektedir. Dinamik deprem yüklerinin kazığa uyguladığı ilave yüklerin kazığın izin verilebilir taşıma gücü değerlerine yaklaştığı, hatta bu sınır değerleri geçtiği ve kazıklarda büyük hasarlar meydana getirdiği çeşitli araştırmacılar tarafından geçmiş depremlerde gözlenmiştir (Yoshida ve Hamada, 1991; Hamada ve O'Rourke, 1992). Deprem, kazıklara dinamik yükleri iki şekilde uygulayabilmektedir, kazık başında bulunan bir üstyapı yada kazık radyesi depremin yarattığı atalet kuvvetinden dolayı kazık başlarında önemli gerilmeler meydana getirmektedir, ikinci olarak, zeminde oluşan deprem dalgaları kazıklara ilave yükler uygulamaktadır. Kohezyonsuz zeminlerde dinamik yüklerin meydana getirdiği sıvılaşma etkisi de kazıkların davranışını önemli şekilde etkileyen faktörlerden birisidir. Sıvılaşmanın etkisiyle kazığın zeminden sağladığı sürtünme direnci büyük ölçüde kaybolup kazıkta ilave oturmalar meydana gelebilmektedir. Geçmişte meydana gelen depremlerde (örn., Niigata, 1964; Loma Prieta, 1989; Kobe, 1995) sıvılaşmanın ve sıvılaşmaya bağlı yanal yayılmanın kazıklara ciddi hasarlar verdiği görülmüştür.

Sıvılaşmanın bir sonucu olan yanal yayılma ilk olarak Ulusal Araştırma Konseyi (NRC, 1985) tarafından yayınlanan bir raporda sıvılaşmış zeminlerde meydana gelen kazık hasarlarının muhtemel bir nedeni olarak gösterilmiştir. Ayrıca bu rapor,

sıvılaşma durumunda yanıl yayılmanın kazıklar üzerinde meydana getirdiği hasarların, diğer sıvılaşma şekillerine oranla daha şiddetli olduğunu kaydetmiştir.

Çinicioğlu (2005) deprem yükleri altında kazıkların taşıma gücü kaybını şu şekilde açıklamıştır;

“Günümüz ulusal ve uluslararası uygulamalarında deprem etkisi ile ancak sıvılaşma varsa göçme olacağı, bunun dışında taşıma gücü kayıplarının az olacağına inanılmaktadır. Bu anlayışı destekleyen belli başlı görüşlerin de, tasarımda yüksek güvenlik sayılarının kullanılıyor olmasını, oturma kriteri esas alındığında güvenlik sayılarının daha da büyümesini ve şartnamelerde yer alan boyut, zemin emniyet gerilmesi gibi ilave sınırlamaların güvenliğe katkısını desteklemektedir.”

Ayrıca Çinicioğlu (2005), kazık tasarımında yüksek güvenlik sayıları kullanılmasına rağmen taşıma gücü göçmelerini, zeminin kayma mukavemetinin gerçek değerinden büyük bulunmuş olmasına, yapı yükünün deprem etkisi ile tasarım aşamasında öngörölennden farklı etki etmesine, yeraltı su seviyesinin yükselip sıvılaşma potansiyelini artırdığına veya yapının yanında sonradan bir kazı çukurunun açılmasıyla yapı salınım yaparken kazığın bir tarafındaki pasif direncini kaybedeceği şeklindeki nedenlere bağlamıştır. Bununla birlikte en sık rastlanan taşıma gücü göçmesinin alttaki zeminin sıvılaşmasıyla ve zımbalama etkisiyle oluştuğunu ifade etmiştir.

Aşağıda, Ishihara (1997), Tokimatsu ve diğ. (1998) ve Bhattacharya (2003) tarafından önerilen sıvılaşma durumunda kazık göçme teorileri açıklanmaktadır.

3.2.1 Ishihara'nın Kazık Göçme Teorisi

Ishihara (1997) depremlerde sıvılaşma durumunda meydana gelen kazık göçme nedenlerini aşağıdaki gibi özetlemiştir;

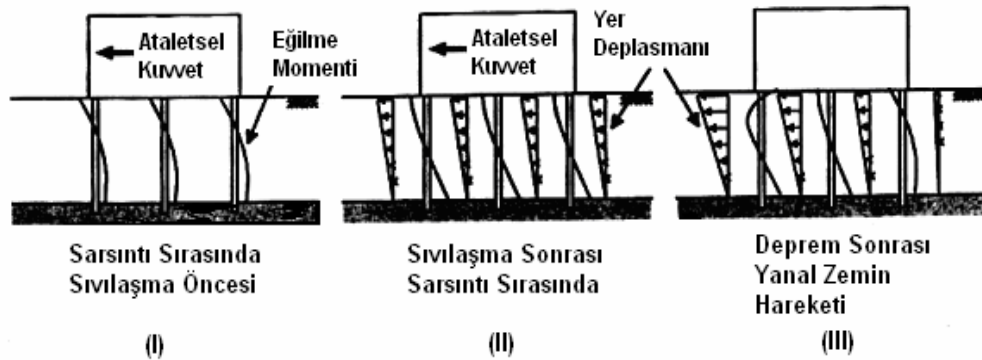
Sarsıntının başlangıcında, üstyapının atalet kuvvetleri kazığın başına ve en sonunda zemine aktarılır. Esas sarsıntı sırasında oluşan sıvılaşmanın kumlu zemin çökellerini önemli şekilde yumuşatmadığını, zemin ve kazık arasındaki relatif hareketin küçük miktarlarda kaldığını kabul ederken, yer hareketinin yeterince güçlü olması durumunda, örneğin deprem yüklerinin meydana getirdiği eğilme momentlerinin kazıkta öngörölen değerleri aşmasıyla göçebileceğini ifade etmektedir. Depremlerde sıvılaşmış zeminlerde kazıkların başlarına yakın kesimlerinde gözlenen hasarları üstyapının atalet kuvvetlerine bağlamaktadır.

Ishihara (1997) ayrıca, sıvılaşma başlangıcının, sismik sarsıntı süresi boyunca pik ivmenin meydana geldiği an ile yaklaşık olarak aynı zamana rastladığının bilindiğini kaydeder. Böylece eğimli bir zeminde, gevşemiş zemin sıvılaşma başlangıcını takiben yatay olarak hareket etmeye başlayacak ve oluşan yanal yükler, bu zemin içinde bulunan kazık gövdesine uygulanacak ve eğim yönünde kazığın deformasyonuna yol açacaktır. Sismik sarsıntı süresi boyunca pik ivme noktasından sonra sarsıntı şiddetinin daha küçük değerlerde olmasıyla üstyapının meydana getirdiği ataletsel kuvvetlerin artık önemsiz olacağını varsaymaktadır. Yanal yayılmanın kazığa uyguladığı böyle bir yükleme durumunda, kazıkta oluşan maksimum eğilme momentlerinin kazık baş yakınlarında değil kazığın aşağı derinliklerinde meydana gelebileceğini kabul etmektedir.

3.2.2 Tokimatsu'nun Kazık Göçme Teorisi

Tokimatsu ve diğ. (1998) sıvılaşabilir zeminlerde zemin-kazık etkileşimini aşağıdaki gibi tanımlamıştır. Sarsıntı boyunca zemin-kazık etkileşimi şematik olarak Şekil 3.1'de gösterilmiştir;

- Boşluk suyu basıncının gelişiminden önce, üstyapıdan doğan atalet kuvveti baskın olabilir. (Aşama I)
- Sıvılaşmış zeminden doğan kinematik kuvvetler boşluk suyunun artmasıyla rol oynamaya başlar. (Aşama II)
- Sarsıntının sonuna doğru, kinematik kuvvetler baskınlaşır ve özellikle sürekli deplasmanlar yanal olarak yayılan zeminde meydana geldiği zaman kazık performansı üzerinde önemli bir etkiye sahip olur. (Aşama III)

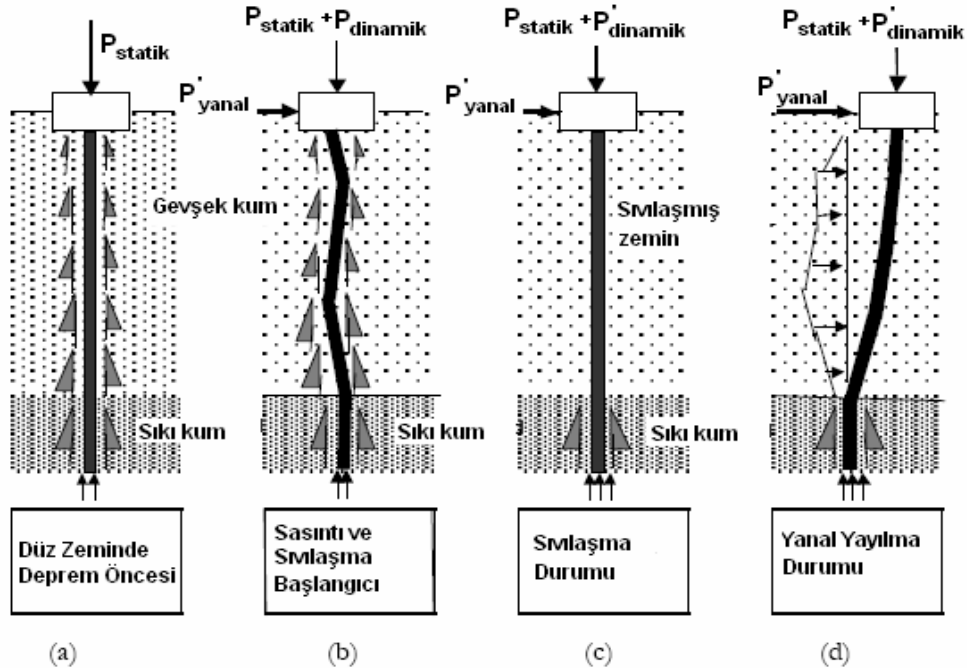


Şekil 3.1: Kazık Göçmesini Gösteren Şematik Diyagram (Tokimatsu ve diğ., 1998)

3.2.3 Bhattacharya'nın Kazık Göçme Teorisi

Bhattacharya (2003) bir depremde sıvılaşma durumunda uç-taşıma kazıklarında meydana gelen gerilme durumlarını ve buna bağlı olarak göçme durumlarını aşağıdaki gibi açıklamıştır. Bhattacharya (2003)'ün kazık göçme teorisini gösteren diyagram, Şekil 3.2'de şematik olarak gösterilmiştir.

- Deprem sarsıntısının, sıvılaşma başlamadan önceki aşamasında, kazık çevresindeki gevşek kum zeminde önemli rijitlik kayıpları görülmeyecek, gevşek kum zemin kazığa hala direnç göstererek destek sağlayacak ve kazık da elastik temel üzerinde bir kiriş gibi davranmaya devam edecektir. (Şekil 3.2-b)
- Sıvılaşabilen bir zemin tabakasında deprem esnasında boşluk suyu basıncının gelişimiyle sıvılaşmış tabaka rijitliğini kaybetmeye başlayacak ve böylece bu tabaka içindeki kazıklar desteksiz bir kolon gibi davranacaktır. Yüksek narinlik oranlarına sahip olan kazıklar bu durumda aksel kararsızlığa eğimli olacak, kararsızlığı bozan yanal kuvvetlerin artmasıyla kazıkta burkulma göçmesi meydana gelecektir. (Şekil 3.2-c)
- Eğimli zeminlerde, kazık yukarıda bahsedilen yükleme koşullarına dayansa bile, zeminin yanal yayılmasından dolayı ilave basınçlara maruz kalacaktır. Bu koşullar altında kazık bir kolon yada kiriş gibi davranabilmektedir. (Şekil 3.2-d)



Şekil 3.2: Kazık Göçmesinin Şematik Diyagramı (Bhattacharya, 2003)

Geçmişte meydana gelen depremlerde gözlenen önemli kazık hasarlarından sonra kazık tasarımındaki eksiklikleri gidermek için kazıkların dinamik davranışı üzerinde çalışmalar yoğunlaşmış, gelişmiş deney teknikleriyle çeşitli araştırmacılar tarafından meydana gelen kazık hasarlarının nedenleri incelenmiştir. Görülüyor ki, güvenli kazık tasarımının gerçekleşmesi, statik koşulların çok iyi irdelenmesine ek olarak kazığın dinamik deprem yükleri altında davranışlarının da çok iyi değerlendirilmesine bağlı olmaktadır.

4. YÖNETMELİKLERDE KAZIK TASARIM METOTLARININ İNCELENMESİ

Geçmişteki depremlerde ve depremler sırasında sıvılaşmış zeminlerde meydana gelen kazık hasarları gözlenmiş, hasarların meydana gelmesinde olası nedenler incelenmiş, yapım hatalarının yada eksikliklerin ortaya çıkarılmasına çalışılmış ve hangi önlemlerle bu kazık hasarlarının önüne geçilebileceği tartışılmış ve ileride olacak olan depremlerde bu hasarların meydana gelmemesi için ilgili yönetmeliklerle yeni tasarım metotları düzenlenmiştir. Bazen yeni çıkan bir yönetmelikte uygulanan tasarım kuralları, meydana gelen bir depremde gözlenen hasarlar nedeni ile yeniden düzenlenme gereğini doğurmuştur. Bu bölümde, depremde sıvılaşan zemin bölgelerinde kazık tasarımı için Japon Karayolları Birliği (JRA, 1996), Eurocode 8 ve ABYYHY 1998-2006 (Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik) yönetmeliklerinde konu ile ilgili tasarım yaklaşımları incelenmiştir.

4.1 Japon Karayolları Birliği, JRA

Japonya’da 1964 Niigata depreminde oluşan sıvılaşma ve sıvılaşmış zeminin yanıl yayılması Showa ve Yachiyo köprülerine büyük hasarlar vermesi üzerine sıvılaşmış zeminlerde kazık tasarımının gözden geçirilmesine neden olmuştur (Hamada, 1992). Sıvılaşmanın kazık tepkileri üzerinde etkilerini hesaba katmak için Japon Karayolları Birliğinde (JRA 1972) ‘sismik katsayı metodu’ kullanılmıştır. Bu metotta, deprem sarsıntısının neden olduğu üstyapının atalet kuvveti kazık başına uygulanmaktadır. Yönetmelik, 1980 yılında yeniden gözden geçirilerek düzeltilmiş ve sismik katsayı metoduna alternatif olarak ‘sismik deformasyon metodu’ ortaya atılmıştır. Bu metotta ise, sıvılaşmış zemin tabakasının yanıl deplasmanı kazığa tüm sıvılaşmış tabaka derinliği boyunca uygulanmaktadır.

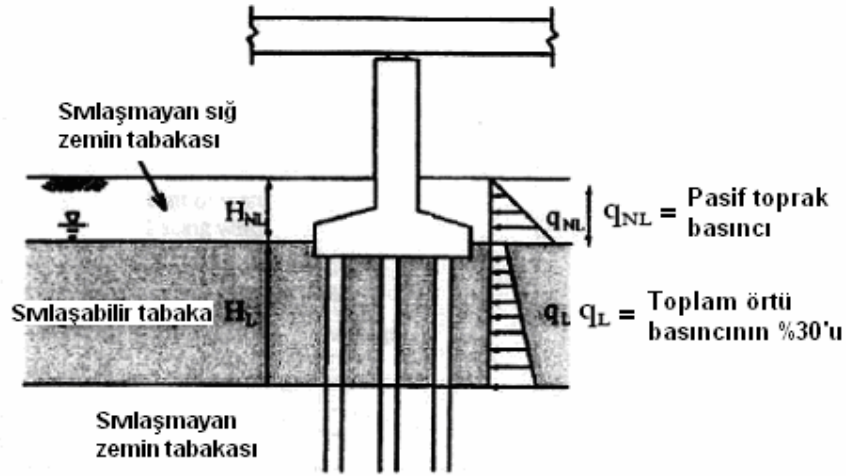
Japon Karayolları Birliği, 1995 Kobe depreminde köprülerde meydana gelen ağır hasarlardan dolayı yeniden gözden geçirilip düzeltilmiş ve JRA (1996)’da, sıvılaşmanın bir sonucu olan yanıl yayılma, kazık hasarlarında esas neden olarak kabul edilmiştir. Buna göre, yönetmelikte, sıvılaşmayan sığ zemin tabakasının kazığa pasif toprak basıncı uygulayacağını ve sıvılaşmış zeminin de kazığa uygulayacağı yanıl basıncın toplam toprak basıncının %30’una eşit olacak şekilde uygulanacağını

ifade etmekte ve tasarımcılara da kazık tasarımının bu şekilde yapılmasını önermektedir. Tasarımın idealleştirilmiş biçimi Şekil 4.1’de gösterilmektedir.

Ayrıca JRA (1996) sayfa 78’de şöyle demektedir;

“Yanal yayılma etkilerinin hesaba katıldığı bir durumda, yanal yayılma etkisi kazığın sismik performansını incelemek için yatay kuvvet olarak şart koşulacaktır. Fakat bu durumda, yapının ağırlığıyla ortaya çıkan atalet kuvvetini aynı zamanda hesaba katmak gerekli olmayacaktır.”

Görülüyor ki, yönetmeliğe göre sıvılaşmış bir zeminde kazıklara uygulanan zemin basınçlarıyla oluşan kazık tepkisinin hesabı için üstyapının ataletsel etkisinin aynı anda hesaba katılmaması analizi oldukça basitleştirmektedir (Bhattacharya, 2003).



Şekil 4.1: Köprü Temellerin Sismik Tasarımı İçin İdealleştirilmiş Gösterimi
(JRA, 1996)

4.2 Eurocode 8 (Kısım 5)

Eurocode 8, (Kısım 5, 1998), deprem sırasında üstyapının oluşturduğu ataletsel kuvvetlerden ve zemin deformasyonlarından oluşan kinematik kuvvetlerden dolayı kazıkların eğilmeye karşı tasarlanmalarını tavsiye etmektedir. Tasarım için önerilen koşullar aşağıda maddeler halinde verilmektedir;

- Kazıklar ve payandalar aşağıdaki iki tip hareket etkilerine karşı direnç göstermesi için tasarlanacaktır:

- Üstyapıdan doğan atalet kuvvetleri.
 - Sismik dalgaların geçişinden dolayı çevredeki zeminin deformasyonundan doğan kinematik kuvvetler.
- b) Sıvılaşmaya yada önemli mukavemet bozunmasına karşı hassas olan zemin tabakalarının yanal direnci ihmal edilecektir.
- c) Kinematik etkileşimden dolayı gelişen eğilme momentleri sadece aşağıdaki şartların ikisinin yada daha fazlasının aynı anda meydana gelmesi durumunda hesaplanacaktır:
- Zemin profili C sınıfındadır, (Yumuşak süreksizlik düzlemleri bulunan çok ayrılmış metamorfik kayalar ve çimentolu tortul kayalar, orta sıkı kum, çakıl ve katı kil ve siltli kil) yada daha kötüsü, ve rijitlikleri tamamen değişiklik gösteren ardışık tabakalar içeren.
 - Bölge orta yada yüksek depremseldir, $a > 0,10g$.
 - Desteklenen yapı I yada II önemlilik kategorisine sahiptir.
- d) Kazıklar elastik kalacak şekilde tasarlanacaktır. Bu mümkün olmadığında, potansiyel plastik mafsallaşan kısımları Eurocode 8'in Kısım 1-3'de verilen kurallara göre tasarlanmalıdır. Bu tür durumlarda, potansiyel plastik mafsallaşma aşağıda sayılanlar için kabul edilecektir:
- Kazık başlığından 2d derinlikte bir bölge.
 - Kayma rijitlikleri birbirinden tamamen farklı iki tabaka arasındaki herhangi bir ara yüzden $\pm 2d$ 'lik bir bölge.

Burada d kazık çapını göstermektedir. Bu tür bölgeler, Eurocode 8 Kısım 1-3'de verilen kurallara göre gerekli çevre güçlendirmesi yapılarak sünek olarak tasarlanacaktır.

4.3 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik

Bayındırlık ve İskan Bakanlığınca, 2006 da son değişiklikleri ile yayınlanan "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik"te kazıklı temellere ilişkin koşullar aşağıda maddeler halinde sıralanmıştır;

Temel zemini olarak yönetmelikte tanımlanan (A), (B) ve (C) gruplarına giren zeminlerde, statik yüklere göre tanımlanan zemin emniyet gerilmesi ve kazıklı temellerde kazığın yatay ve eksenel yükler için emniyetli taşıma yükü, deprem durumunda en fazla %50 arttırılabilir.

- a) Temel zemini olarak (D) grubuna giren zeminlerde, deprem durumunda zemin emniyet gerilmesi ve kazıkların emniyetli taşıma yükü arttırılamaz.
- b) Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, düşeye göre eğimleri 1/6'dan daha fazla olan eğik kazıklar kullanılmayacaktır.
- c) Kazıklı temeller, eksenel yüklere ek olarak depremden oluşan yatay yüklere göre de hesaplanacaktır.
- d) Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, (C) ve (D) gruplarına giren zeminlerde, deprem yükleri altında kazıkların yatay yataklanma parametreleri ile yatay ve eksenel yük taşıma güçlerinin belirlenmesi, saha ve laboratuvar deneylerini içeren zemin araştırmalarına göre yapılacaktır.

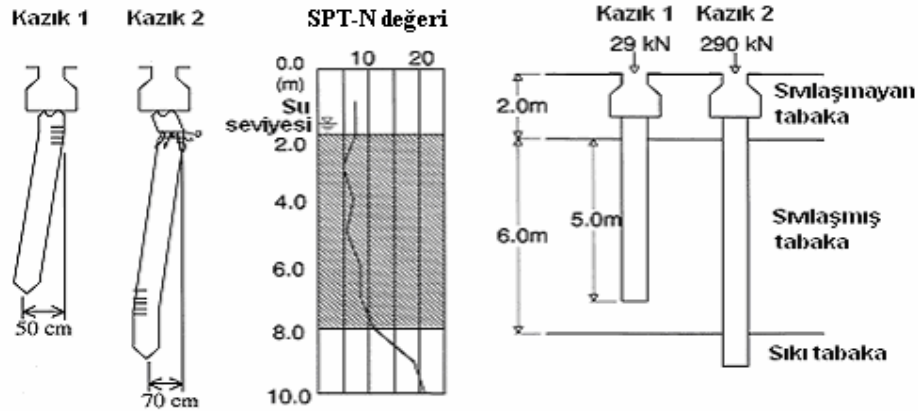
5. GEÇMİŞ DEPREMLERDE HASARA UĞRAYAN KAZIKLI TEMELLERDE KAYDEDİLEN VAKA ANALİZLERİNİN İNCELENMESİ

Binalar, köprüler, rıhtımlar, büyük depolama tankları gibi üstyapılar ve bu üstyapıları destekleyen kazıklı temeller üzerinde deprem sırasında oluşan sıvılaşmanın ve sıvılaşmanın bir sonucu olan yanal yayılmanın yıkıcı etkileri geçmiş depremlerde çeşitli araştırmacılar tarafından gözlenmiş ve oluşan hasar mekanizmaları üzerinde araştırmalar yapılmıştır (Hamada, 1992). Depremlerden sonra hasar görmüş üstyapılar ve üstyapı temelleri üzerinde yapılan vaka analizleri hasar türlerini, hasarların hangi nedenlerden meydana geldiğini ve hasarların yapıların hangi eksikliklerinden ve kusurlarından kaynaklandığını ortaya çıkarmaya çalışmıştır. Ayrıca depremler sonrasında iyi performans gösteren yapıların vaka analizleri, depremlerden sonra kötü performans sergileyen yapıların hasar mekanizmalarının karmaşık olgularının çözümlenmesinde önemli katkıda bulunmuştur. Vaka analizlerinden elde edilen veriler, arazide ve laboratuvarlarda modeller üzerinde yapılan çeşitli deneylerden elde edilen verilerle karşılaştırılarak, problemin çözümüne daha gerçekçi bir şekilde yaklaşan analiz yöntemleri geliştirilmeye çalışılmıştır. Kısacası, vaka analizleri meydana gelen hasarların karmaşık olgusunu açık şekilde göstermeye ve bir yapı analizinde dikkate alınması gereken zemin ve yapı davranışının önemli yönlerini tanımlamaya yardımcı olmuştur.

Kazıklı temeller üzerinde geçmiş depremlerde yapılan vaka analizlerinde sadece üstyapıdan kazık başına iletilen aşırı yüklerden dolayı değil, aynı zamanda üniform olmayan yanal zemin hareketlerinden dolayı da hasar gördüğü belgelenmiştir. Bu tür dinamik zemin hareketleri zemin-kazık etkileşimiyle, kazıklarda önemli tepkilere yol açtığı ve bu tepkilerin projede öngörülen tepkileri büyük miktarda aştığı gözlenmiştir. Sıvılaşmadan dolayı yanal yayılmayı içeren çoğu durumlarda gözlenen kazık hasarının büyüklüğü yanal olarak yayılan zeminin kazıklara uyguladığı yanal yüklere bağlı olduğu geçmiş bazı depremlerde, örneğin 1964 Niigata ve Alaska, 1987 Edgumbe, 1989 Loma Prieta ve 1995 Kobe depremlerinde çeşitli araştırmacılar tarafından gözlenmiştir (Hamada ve diğ., 1986; Hamada, 1992; Hamada 1992a; Hamada ve O'Rourke, 1992; Berrill, 2001; Miwa ve diğ., 2005)

5.1 1964 Niigata Depreminde ve 1995 Kobe Depremlerinde Bina ve Köprü Kazık Temellerinde Kaydedilen Hasarlar

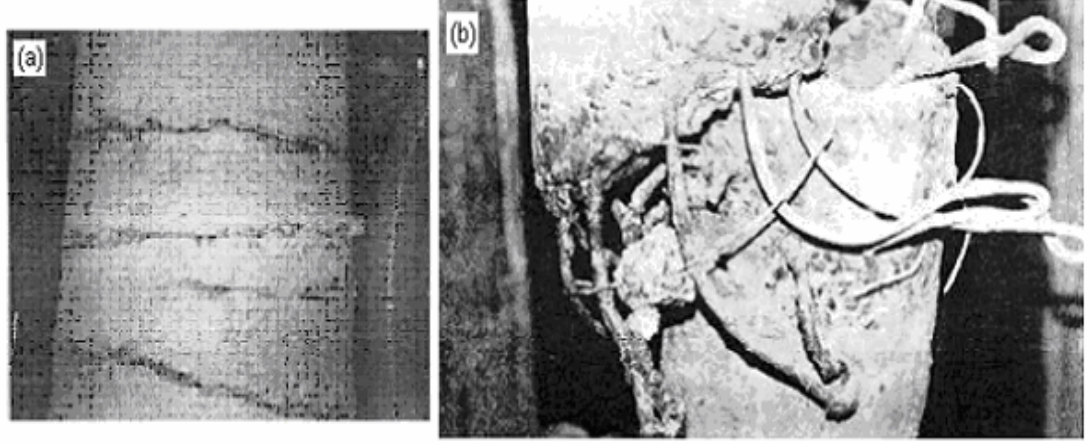
İlk vaka analizi, beton kazıkların desteklediği 3 katlı betonarme NFCH (Niigata Aile Adliye Dairesi) binasıdır. Şekil 5.1 ve Şekil 5.2’de NFCH binasını destekleyen kazıklardan ikisinde meydana gelen hasarlar gösterilmiştir (Hamada, 1992a). Görüldüğü gibi, yüzen kazık olarak inşa edilmiş 1 numaralı kazık alttaki sıvılaşmayan tabakaya ulaşmaz iken, uç-taşıma kazığı olarak inşa edilmiş 2 numaralı kazık alttaki sıvılaşmayan tabaka içine yaklaşık 1 m soketlenmiştir. 1 ve 2 numaralı kazıklarda görülen çatlak ve eğilme hasarları kazık başından itibaren yaklaşık 2 m aşağıdadır ki bu yer üst kısımdaki sıvılaşmış ve sıvılaşmamış tabaka arasındaki ara yüzüdür. 2 numaralı kazığın bu yerindeki hasar 1 numaralı kazıktan daha ağır olup yaklaşık 0.1m’lik deplasmanla kesme kırılmasına uğramıştır. Aynı zamanda 2 numaralı kazıkta, 6.5 m ve 8.5 m derinlikleri arasında eğilme çatlakları gözlenmiştir ki bu derinlik de sıvılaşmış zemin tabakasının alt sınırınıdır. 2 numaralı kazığın çift eğriliği, sıvılaşmamış zeminin kazığı yanal olarak bu eğilme hareketine karşı koyan 8m aşağıdaki sıkı alt tabakayla birlikte ittiğini göstermiştir. 1 ve 2 numaralı kazıkların hasar biçimleri, sıvılaşmış ve sıvılaşmamış tabakalar arasındaki ara yüzlerde plastik mafsallaşmanın oluşumunu açık şekilde göstermektedir.



Şekil 5.1: NFCH Binasını Destekleyen Yüzen ve Uç-taşıma Kazıklarındaki Hasarlar (Hamada, 1992a)

1964 Niigata depreminde Shinano Nehri Üzerindeki Yachiyo Köprüsünün payanda ve kazıklı temellerinde de ağır hasarlar meydana gelmiştir. Meydana gelen güçlü deprem sarsıntısı sırasında nehir merkezine doğru oluşan yanal yayılma köprü payandalarına ve payandaları destekleyen 10 metre uzunluğundaki betonarme kazıklara büyük hasarlar vermiştir. 2 numaralı payanda, 2-5m arasında değişen yanal

zemin hareketiyle 1.1m'lik yatay deplasman yapmış ve zemin yüzeyi seviyesinde göçmüştür. Göçen birkaç payanda dışında diğer payandalar bu yanal zemin hareketine karşı köprü kirişlerinden destek alarak ayakta kalmışlardır.

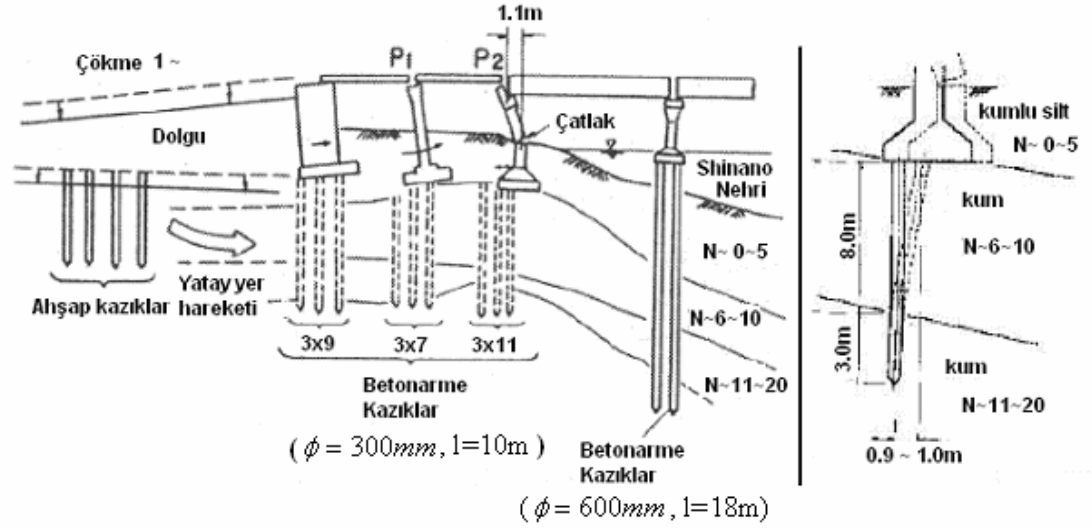


Şekil 5.2: 2 Numaralı Kazıkta Meydana Gelen Hasarlar; (a) Kazığın Alt Kısımında Oluşan Eğilme Çatlakları, (b) Kazığın Üst Kısımında Oluşan Eğilme ve Kesme Çatlakları (Hamada, 1992a)

Depremden sonra yerinden çıkartılan kazıklarda ise, sıvılaşabilen tabakanın alttaki sınırında 8 metrelik bir derinlikte göçme gözlenmiştir. Deprem sırasında meydana gelen yanal zemin hareketi kazıklar nehre doğru itmiştir (Hamada, 1992a). Şekil 5.3 ve Şekil 5.4'de, köprü ayaklarında ve payandalarda meydana gelen hasarlar görülmektedir.



Şekil 5.3: Yachiyo Köprüsünün Yapısal Hasarı (Hamada, 1992a)



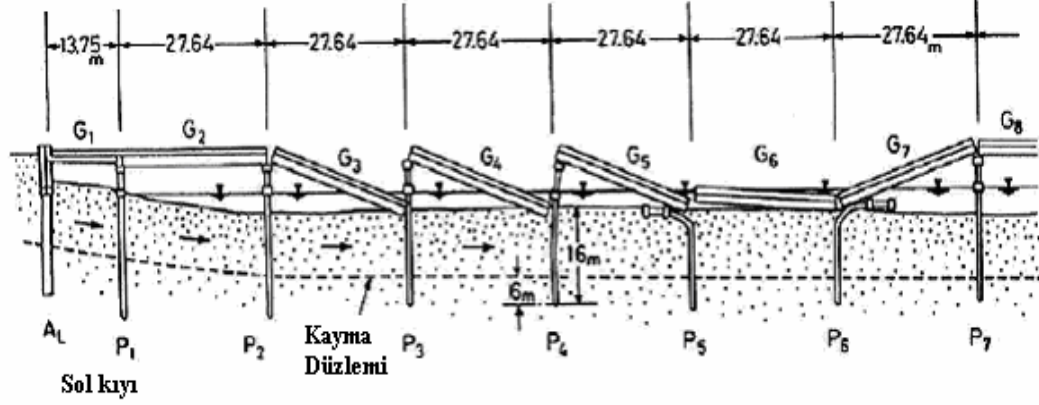
Şekil 5.4: Yachiyo Köprüsünün Payanda ve Kazıklarında Meydana Gelen Hasarlar
(Hamada, 1992a)

Şekil 5.5 ve Şekil 5.6'da ise, 1964 Niigata depreminde Shinano Nehri üzerindeki Showa köprüsünde meydana gelen kazık hasarları görülmektedir. Şekil 5.5 ve Şekil 5.6'da görüldüğü gibi depremden sonra köprünün göçmüş şekli NGDC (Ulusal Jeofizik merkezi tarafından fotoğraflanmış ve Takata ve diğ. (1965) tarafından oldukça iyi şematize edilmiştir. Nehir kıyısında nehre doğru ölçülmüş zemin yüzeyi deplasmanı yaklaşık 5 metre'dir. Sıvılaşma ve nehre doğru yanal yayılmadan dolayı Showa köprüsünün basitçe desteklenmiş kirişleri Şekil 5.6'da görüldüğü gibi nehre düşmüştür.



Şekil 5.5: 1964 Niigata Depremi, Showa Köprüsünün Göçmesi
(NGDC, Ulusal Jeofizik Veri Merkezi)

Şekil 5.6’da, 5 numaralı payanda (P_5) altındaki kazıklar sola doğru deforme olurken, 6 numaralı payanda (P_6) altındaki kazıklar sağa doğru deforme olmuştur (Takata ve diğ., 1965).



Şekil 5.6: Showa Köprüsünde Kazıkların Göçmesiyle Kirişlerinin Nehre Düşmesinin Şematik Gösterimi (Takata ve diğ., 1965)

Şekil 5.7’de ise, 1995 Kobe depreminde bir antrepo binasını destekleyen betonarme kazığın sıvılaşma ve yanal yayılma etkisiyle kesme kırılmasıyla gördüğü ağır hasar gösterilmektedir. Sadece eksenel düşey yükleri taşıyan bu kazıkların esas fonksiyonu oturmayı kontrol ettiği, ve güçlü sarsıntının ve yanal yayılmanın yol açtığı kesme kuvvetlerini ve momentlerini karşılamak için tasarlanmadığından bu derece ağır hasar görmüştür (Finn ve Fujita, 2002).



Şekil 5.7: 1995 Kobe Depremi: Kazıkta Meydana Gelen Kesme Hasarı (Finn ve Fujita, 2002)

1964 Niigata depreminde ağır hasar gören kazıklı temeller üzerindeki gözlemler, sıvılaşmış zemin ve sıvılaşmanın oluşturduğu yanal yayılma kazık hasarlarında önemli rol oynamaktadır. Özellikle zeminin yanal yayılmasının kazıklara karşı oldukça yüksek basınçlar uygulaması, bu basınçlara maruz kalan kazıklarda hasarın daha şiddetli olmasına neden olmuştur. Yanal yayılmanın kazık üzerinde meydana getirdiği tepkilerin kazıkta izin verilebilir maksimum tepki değerlerini aşarak plastik mafsallaşmayla göçtüğü gözlenmiştir. Ayrıca, kazıkta gözlenen eğilme ve kesme hasarlarının birçoğunun kazık temellerin baş kısımlarında ve sıvılaşmış zeminin tabanında olduğunu göstermiştir. Sıvılaşabilen tabakanın üzerinde sıvılaşamayan tabakanın bulunması durumunda ise sıvılaşmış zeminin üst kısmı kazık temeller için diğer bir kritik nokta olmuştur.

6. SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE SİSMİK KAZIK-ZEMİN ETKİLEŞİMİNİN DENEYSEL MODELLEMELERİ

Geçmişteki depremler, geçerli tasarım metodlarının eksikliklerinden ve inşaat aşamasında yapılan hatalardan dolayı yapısal hasarlara ve can kayıplarına yol açmıştır. Depremi yapılar üzerinde meydana getirdiği hasarlar gözlenmiş ve bu gözlemlere dayanarak çeşitli araştırmalar yapılmıştır. Özellikle, kazıklı temellerin eğimli yerlerde ve su kıyılarındaki zeminlerde sivilaşmanın neden olduğu yanal yayılmaya karşı oldukça hassas olduğu, sivilaşmış zeminlerde yanal yer hareketinin ve ataletsel kuvvetlerin kazıklar üzerinde meydana getirdiği önemli hasarlar gözlenerek anlaşılmıştır. Sivilaşmış zeminlerde kazık hasarı üzerine sayısız rapor ve gözlemler belgelenmiştir. Yapılan bu araştırmalar, analiz ve tasarım metodlarının gelişmesini ve yeni deney tekniklerinin ortaya çıkmasını sağlamıştır. Geliştirilen bir tasarım metodunun uygulanması durumunda nasıl bir performans göstereceği fiziksel verilerin gereği gibi toplanmasına bağlıdır. Fiziksel veriler depremlerden sonra detaylı vaka analizlerinden elde edilebilir. Fakat, büyük depremlerin sıkça meydana gelmemesi ve kazıklı temellerin aygıtlanmaması sonucu derin kazılar yapılmadıkça göçme mekanizmalarının belirlenmesinin zorluğu geliştirilen bir tasarım metodunun doğrulanmasını zorlaştırmaktadır. Böylece bu fiziksel verilerin elde edilmesi için küçük ölçekte fiziksel modellemelere ihtiyaç duyulmaktadır. Fiziksel modelleme, yapılarıdaki göçme mekanizmalarını anlamak için alternatif tekniklerden birini oluşturmaktadır. Fiziksel modelleme türleri olan dinamik santrifüj ve büyük ölçekli sarsma tablası deneyleri deprem yükü altında fiziksel verileri elde etmede, sismik kazık-zemin arasındaki karmaşık etkileşim problemlerini incelemede ve tasarım metodlarının geçerliliğinin doğrulanmasında hızlı bir gelişim gösteren güçlü deney teknikleri haline gelmiştir.

6.1 Santrifüj Deney Çalışmaları

Santrifüj deneylerinin esas amacı prototip davranışı aynen modellemektir. Bu önemli özellik sayesinde santrifüj deneyleri birçok araştırmacı tarafından uygulanmıştır. Daha sonraki bölümlerde, çeşitli araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen santrifüj deneylerinde deprem sırasında eğimli bir arazide yanal yayılmayı da dahil ederek

sıvılaşabilen zemin tabakalarında inşa edilmiş bir kazığın sismik davranışı incelenmiş ve elde edilen verilerle çeşitli analiz metotlarından elde edilen veriler karşılaştırılmıştır (Abdoun, 1997; Wilson ve diğ., 2000; Haigh ve diğ., 2000; Bhattacharya, 2003).

Santrifüj deneylerinde belirli ölçek dahilinde '1/N ' (N ölçek faktörüdür) küçük boyutlu modeller kullanılmaktadır. Model kutusu içinde oluşturulan zemin modelleri; zemin tabakalarının sayısı, cinsi, mühendislik özellikleri (örneğin; boşluk oranı, permeabilite, su muhtevası, yoğunluk, relatif sıkılık) gibi faktörler göz önünde tutularak hazırlanmaktadır. Model kutusu içinde zemin tabakalarının hazırlanışı sırasında veri alınacak noktalarda aygıtlar (ivme, boşluk basıncı ve deformasyon ölçerler) düzgün şekilde zemin içinde ve kazık yüzeylerinde konumlandırılırlar.

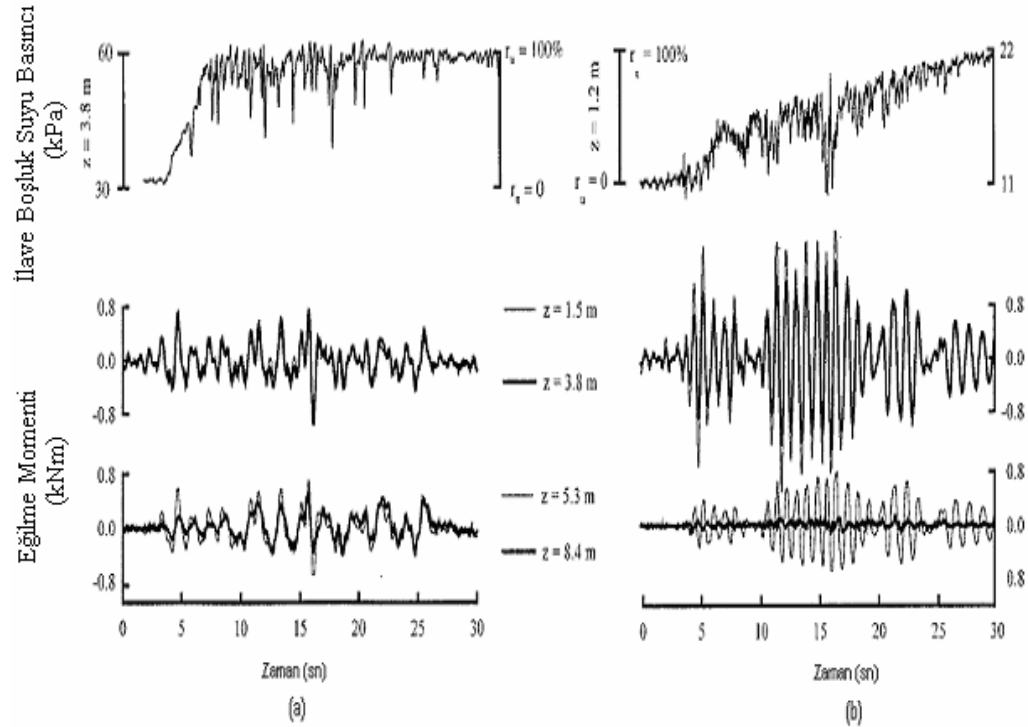
Santrifüj deneylerinde model kutusu tabanında uygulanacak dinamik hareketler için ölçekli üniform sinüzoidal, Velacs (Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies) yada geçmişte doğada meydana gelen deprem ivme kayıtları kullanılır. Santrifüj deneyinde esas olan ölçek faktörü dikkate alınarak az önce bahsedilen dinamik hareketler model kutusu tabanında uygulanır ve böylece model kutusu içindeki zemin tabakalarında bir deprem hareketi meydana getirilir.

6.2 Santrifüj Deneyleri İle Bir Kazığın Sıvılaşan Zemin Tabakasında Modellenmesi

Bu bölümde, bir deprem sarsıntısı sırasında bir zemin profilinde tek bir kazığın dinamik tepkisini incelemek için yapılan santrifüj deneylerinin detaylı sonuçları ele alınacaktır. Kazık malzemelerinin özellikleri, örneğin eğilme rijitliği ve mukavemeti, kazığın en kesit alanı, kazık çapları, kazık başlığının varlığı, kazık tepesinin ve ucunun sınır şartları (serbest yada sınırlanmış) gibi durumlar ve bunun yanı sıra farklı relatif sıkılıkta hazırlanan sıvılaşabilen kum tabakalarının santrifüj deney sonuçlarını ne şekilde etkileyeceği incelenecektir. Santrifüj deneylerdeki deprem hareketleri ya geçmiş depremlerde gözlenen ivme kayıtlarının frekans içeriğinin tam olarak kopya edilmesiyle yada sabit belirli çevrim sayısında sinüzoidal sabit genlikli pik bir ivmenin seçilmesiyle model kutu tabanına uygulanmaktadır. Santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçlar ilk önce ayrı ayrı gözden geçirilecek ve daha sonra yukarıda bahsedilen faktörlere bağlı olarak deneysel sonuçlardaki farklılıkların nedenleri üzerinde durulacaktır.

Aşağıdaki bölümlerde farklı relatif sıkılıkta hazırlanan sıvılaşabilen kum tabakalarının kazık davranışı üzerinde etkileri, tek tabakalı düz zemin profili

Şekil 6.2’de deprem sarsıntısı sırasında Csp2 ve Csp3’de gelişen ilave boşluk suyu basıncı oranları ile kazık eğilme momentlerinin tipik kayıtları görülmektedir. Deprem anında zamanla gelişen ilave boşluk suyu basıncı oranı daha gevşek hazırlanmış zemin profilinde daha önce meydana gelmektedir. Yine aynı şekilden görüleceği gibi, hareketin başlangıç anlarında yapısal tepkiler her iki zemin profilinde benzer tepkiler vermektedir çünkü ilave boşluk suyu basınçları küçüktür. İlave boşluk suyu basınçları arttıkça, gevşek kum orta sıkı kumdan daha fazla yumuşak hale gelmektedir ve yapının ilk periyodunun uzamasına neden olmaktadır. Bu yüzden, %55 relatif sıklıktaki kum tabakasında bulunan kazığın başına yakın kısımlarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri üstyapının oluşturduğu atalet yüklerinden kaynaklanırken, %35 relatif sıklıktaki kum tabakasında bulunan kazığın ortasına ve ucuna yakın kısımlarda meydana gelen eğilme momentleri tamamen sıvılaşmış gevşek kum tabakasının kinematik etkilerinden kaynaklanmaktadır.

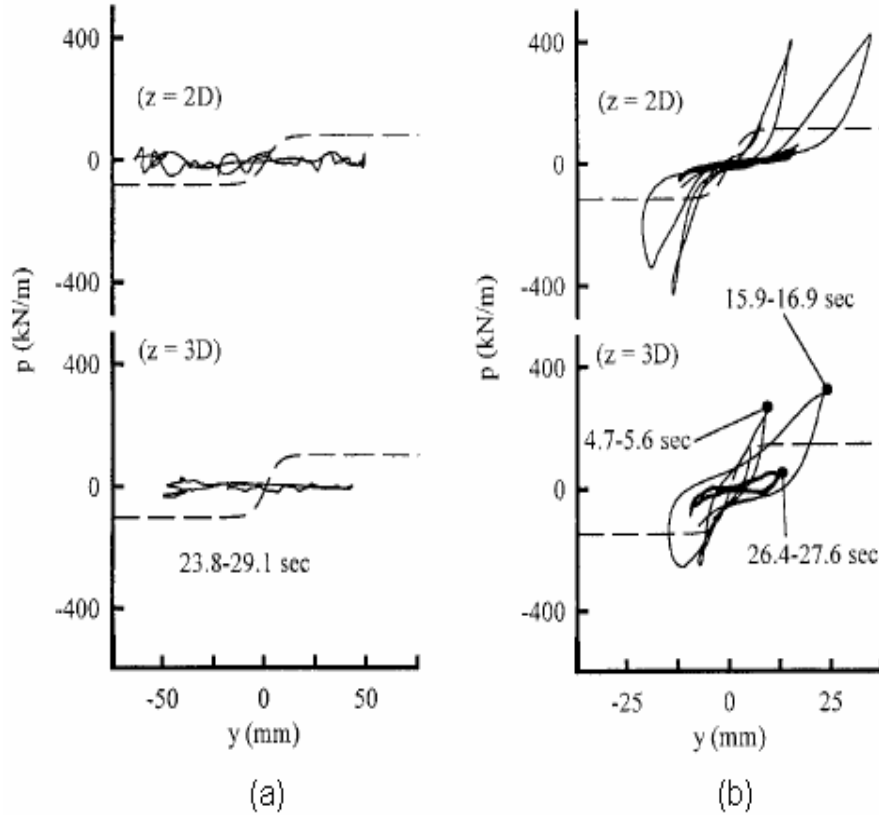


Şekil 6.2: Santa Cruz Hareketleri Altında Kazık Davranışı; a) Csp2 ($D_r = \% 35$),
b) Csp3 ($D_r = \% 55$) (Wilson ve diğ., 2000)

Kazık çapının iki ve üç katı derinliğinde gözlenen Csp2 ve Csp3 için dinamik yanal kazık direnci ve deformasyon (p-y) eğrileri Şekil 6.3’de gösterilmiştir. Şekil 6.3 (a)’da görüldüğü gibi, Csp2 için, relatif deplasmanların kazık çapının iki katı derinlikte 70mm’den büyük olmasına karşın, yüksek boşluk suyu basınçları

ürettikleri için gevşek kumun kazık üzerindeki yanal direncinin oldukça küçük olduğu gözlenmiştir.

Csp3'deki üstteki kum tabakası ($D_r = \% 55$) sıvılaşmaya karşı Csp2'den daha büyük bir dirence sahip olmuştur (Şekil 6.3 (b)). Relatif deplasman geçmiş maksimum değerlere yaklaşırken yada geçerken zorlanma meydana gelmiştir. Bu davranış neredeyse drenajsız yükleme koşullarına ve bu yükleme şartları altında zeminin genişleme eğilimine bağlanabilir. (örn., yeteri kadar büyük deformasyonlar faz dönüşümü yoluyla kumu etkiler.) Sonraki çevrimlerde ise, çok daha yumuşak bir tepki göstermesinin nedeni artan boşluk suyu basıncı oranına, daha büyük relatif deplasmanların geçmişine ve üstyapının neden olduğu deplasmanların azalmasına bağlanabilir. (Wilson ve diğ., 2000)



Şekil 6.3: Dinamik p-y eğrileri; (a) Csp2 ($D_r = \% 35$), (b) Csp3 ($D_r = \% 55$)
(Wilson ve diğ., 2000)

Özetle, sıvılaşmış kumun yanal p-y direnci, relatif sıklıkla, çevrim sayısı, ilave boşluk suyu basınçlarıyla, faz dönüşüm davranışıyla, önceki deplasman geçmişleriyle ve yükleme hızıyla önemli şekilde etkilendiği görülmüştür (Wilson ve diğ., 2000).

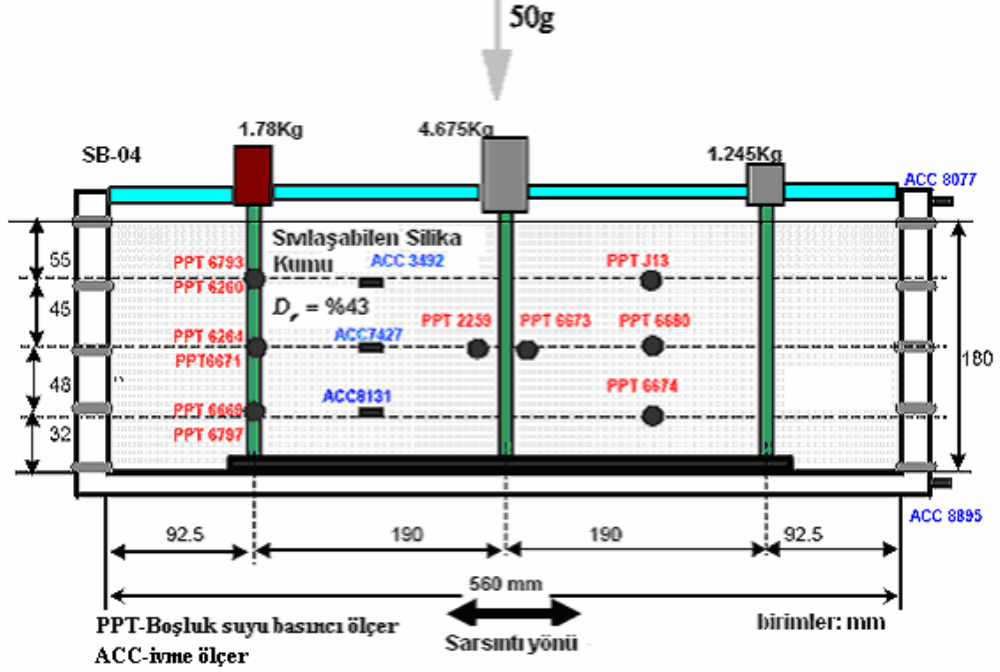
Sonuç olarak, bu iki santrifüj deneyi karşılaştırmasında, düşük sıklıktaki kum tabakasının sıvılaşmaya karşı direncinin düşük olduğu görülmekte ve bu sonucun da kazık tepkisi üzerinde önemli etkiye sahip olduğunu ve sıvılaşma etkisi arttıkça kazıktaki maksimum eğilme momentinin daha derinlerde meydana geldiğini Şekil 6.2 (a) ve (b)'de açıkça görebiliriz.

Bhattacharya (2003) sıvılaşan zeminlerde meydana gelen kazık göçmelerinin nedenlerini diğer araştırmacılardan farklı olarak alternatif bir yaklaşımla değerlendirmiş ve Cambridge Üniversitesinde Schofield Santrifüj Merkezinde bir seri santrifüj deneyleri gerçekleştirmiştir. Bhattacharya (2003), sıvılaşan zeminlerde kazık göçmelerinin nedenlerini alternatif bir yaklaşımla kazıkların burkulmasına bağlamıştır. Bhattacharya ve diğ. (2002 ve 2003) bir kazığın burkulmasını şöyle ifade etmektedir; sarsıntı boyunca boşluk suyu basıncı zeminde yüzeyden derinlere doğru gelişirken sıfır efektif gerilme de aşağıya doğru hızlıca ilerleyecektir. Sıfır efektif gerilme aşağıya doğru ilerlerken, kazığın desteksiz uzunluğu artacak ve tam sıvılaşma kazık için kritik derinliğe ulaştığında kazık elastik olarak kararsız hale gelecektir. Sıvılaşmış zeminin yanıl yayılmasının, üstyapıdan oluşan atalet kuvvetinin ve kazık tepesindeki eksenel kuvvetin herhangi birinin etkisiyle yada bu kuvvetlerin uygun kombinasyonlarıyla da narinlik oranına bağlı olarak ani bir göçme meydana gelecektir.

Bhattacharya (2003)'ün buradaki yaklaşımı, sıkı tabakaya soketlenmiş bir kazığı çevreleyen zeminin sıvılaşma durumunda efektif çevre gerilmesini kaybedeceği, bu andan itibaren artık sıvılaşmış zeminin kazığa yeterli desteği sağlayamayacağıdır. Şekil 6.4'de düz sıvılaşabilen silika kumunda alüminyum kazıklar kullanılarak gerçekleştirilen bir santrifüj deney modeli görülmektedir. Santrifüj deney kurulumu ve tüm santrifüj modelleri hakkında detaylı bilgiler Bhattacharya ve diğ. (2002 ve 2003)'de verilmektedir.

Gerçekleştirilen santrifüj deneylerin yerçekimi etkisinin ($1g$), ataletsel etkilerin ve eksenel yüklerin ayrı ayrı yada birlikte değerlendirilmesiyle kazık davranışları değerlendirilmiştir. Tablo 6.1'de üç farklı santrifüj modelinde deneylerden sonra gözlenen kazık performanslarıyla ilgili sonuçlar gösterilmiştir.

Tablodan açıkça görüleceği gibi, kazıklar $P/P_{cr} > 0.5$ için göçerken, $P/P_{cr} \leq 0.5$ için başarılı performans göstermişlerdir. Burada P , klasik kazık tasarım prosedürlerine göre hesaplanan kazık üzerindeki izin verilebilir yükünü, P_{cr} ise, kazığın Euler elastik kritik burkulma yükünü göstermektedir ve aşağıdaki formülle ifade edilmektedir;



Şekil 6.4: SB-04 Modeli Kazık ve Zemin Profili (Bhattacharya, 2003)

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{L_{etkin}^2} EI \quad (6.1)$$

(6.1) denkleminde L_{etkin} , sıvılaştıran zemin bölgesinde kazığın etkin uzunluğu olup, kazığın sınır şartlarına ve sıvılaştıran zeminin derinliğine bağlı olarak eşdeğer Euler burkulmasına göre değişmektedir. Kazığın sıvılaştıran zemin tabakasında etkin uzunluğu ile ilgili ayrıntılar Bhattacharya (2003)'de bulunmaktadır. Sıvılaştıran tabaka içinde kazığın narinlik oranı ise, L_{etkin} / r_{min} ile ifade edilmektedir. Bu ifadede r_{min} , kazığın minimum eksen yarıçapıdır ve $r_{min} = \sqrt{\frac{I}{A}}$ şeklinde ifade edilmektedir.

Burada I, kazığın en zayıf ekseninde hesaplanan atalet momentini ve A ise kazığın bu bölümündeki kesit alanını göstermektedir.

Düz zeminlerde yapılan deney sonuçlarından elde edilen gözlemlerin ışığında Bhattacharya (2003)'e göre; eğimli zeminlerde yanal yüklemeden, atalet kuvvetinden ve eksantriseden dolayı kazığın burkulma kapasitesinin daha da azalacağını ve kazıkta hızlı bir göçmeye yol açacağını, fakat bu etkilerin ikincil önemli olduğunu, sıvılaştırılabilir zeminlerde kazık tasarımı aksenal yüklerin de dikkate alınması gerektiği ve burkulmanın önüne geçmek için özellikle P/P_{cr} oranının 50'nin daha altında alınmasının güvenli olacağı ifade edilmektedir.

Tablo 6.1: Santrifüj Deneylerde Gözlenen Kazık Performansları
(Bhattacharya, 2003)

Deney Numarası	Kazık No	Maksimum Yük, P (N)	P/A (MPa)	Yük Etkileri	P/P_{cr}	Sonuçlar
SB-02 Kazık Uzunluğu= 160mm A=9.7mm ² D_r =%48	1	768	79	1g+eksenel+ ataletsel	0.97	Göçtü (1g)
	2	642	65	1g+eksenel+ ataletsel	1.01	Göçtü (1g)
	3	617	63	1g+eksenel+ ataletsel	0.97	Göçtü
SB-03 Kazık Uzunluğu= 180mm A=11.2mm ² D_r =%45	4	294	26.3	eksenel+ ataletsel	0.5	Sağlam
	5	220	19.7	eksenel+ ataletsel	0.35	Sağlam
	6	113	10.1	eksenel+ ataletsel	0.22	Sağlam
SB-04 Kazık Uzunluğu= 180mm A=11.2mm ² D_r =%43	7	610	54.5	eksenel	1.04	Göçtü
	8	872	78	eksenel	1.48	Göçtü
	9	2249	201	eksenel	0.25	Sağlam

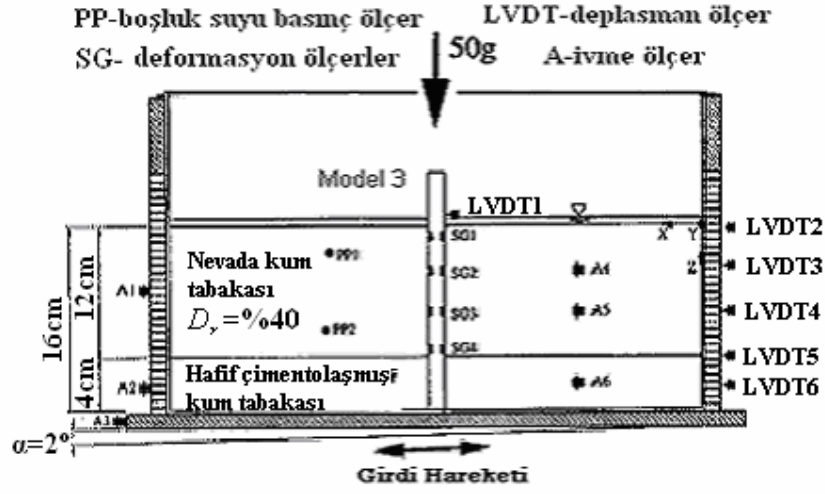
6.2.1.2 İki Tabakalı Eğimli Bir Zemin Profiline Modellenmesi

İki tabakalı eğimli bir zemin profilinde sıvılaşabilen kum tabakasının meydana getirdiği yanal yayılmanın bir kazık temel üzerinde etkileri Abdoun (1997) tarafından Rensselaer Politeknik Enstitüsünde (RPI) bulunan santrifüj ile araştırılmıştır. RPI santrifüj deneylerinin detayları Elgamal ve diğ. (1991)'de bulunmaktadır. Deneylerde kullanılan Nevada kumunun özellikleri Arulmoli ve diğ. (1992)'de bulunabilir.

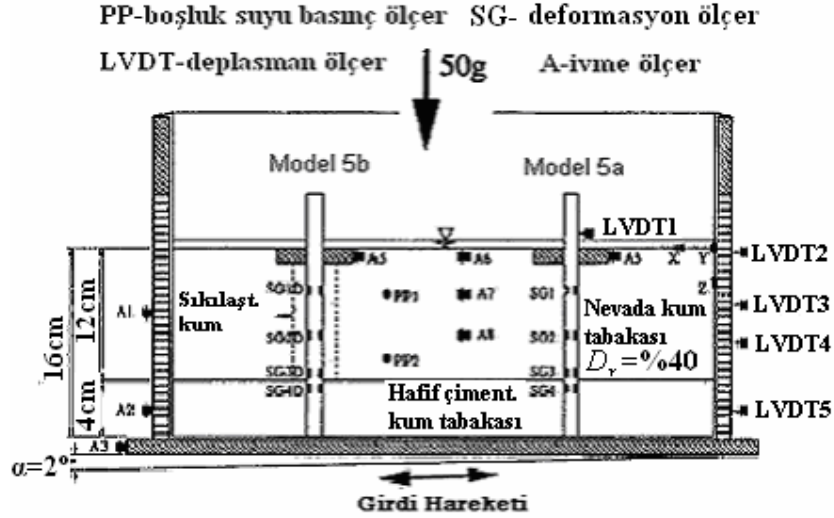
Abdoun (1997)'in gerçekleştirdiği santrifüj deneylerindeki kazıklar sıvılaşmayan zemin tabakası içinde olup uç-taşıma kazığı olarak tasarlanmıştır. Abdoun (1997)'in santrifüj deney modelleri (Model 3 ve Model 5a-5b) Şekil 6.5 ve Şekil 6.6'da gösterilmiştir.

Model 5b, model 5a'ya benzerlik gösterir, fakat model 5b'de kazık çakma metodunun neden olduğu çevredeki sıkılaşmayı oluşturmak için kazık etrafında lokal olarak sıkılaştırma yapılmıştır. Model 3 ile model 5a arasındaki fark model 5a'daki kazığa kazık başlığı eklenmiştir. Tüm santrifüj modeller yatayla 2 derecelik (= 4.8° arazide) eğim yapacak şekilde konumlandırılmıştır. Ayrıca Abdoun (1997)'in

gerçekleştirdiği deneylerde tüm modeller 0.3g-2Hz sinüzoidal üniform yatay deprem girdi hareketine tabi tutulmuştur (Abdoun, 1997).



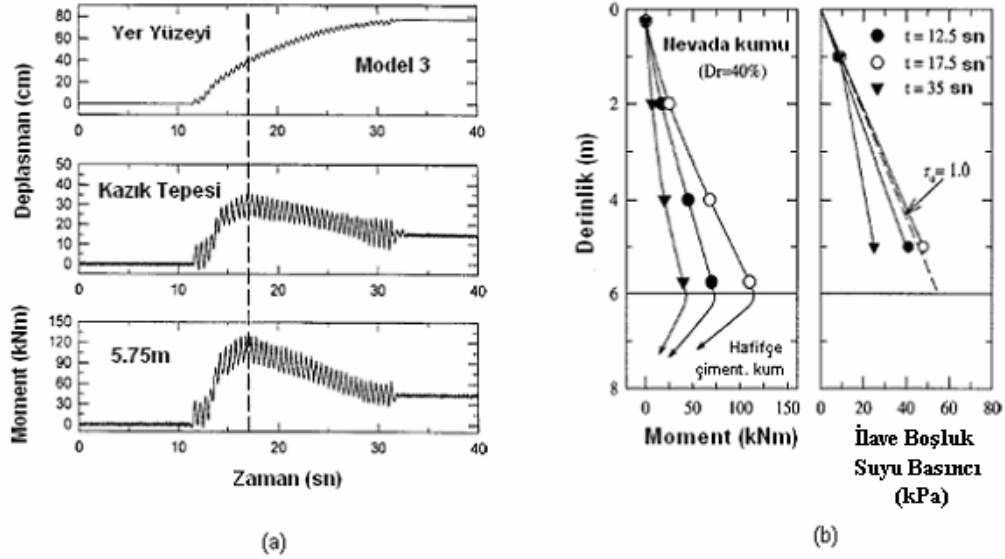
Şekil 6.5: Model 3'deki Kazık-Zemin Profili (Abdoun, 1997)



Şekil 6.6: Model 5a ve 5b'deki Kazık-Zemin Profili (Abdoun, 1997)

Sıvılaşma her üç model için yaklaşık 15-20sn zaman aralığında meydana gelmiştir. Şekil 6.7 (a)'da moment ve kazık tepesi deplasmanı yaklaşık 17. saniyeye kadar artmış, bu anda bir pik yaptıktan sonra düşmeye başlamışlardır. Şekil 6.7 (b)'de ise, verilen herhangi bir zamanda maksimum moment yaklaşık 6 metre derinlikte meydana gelmiştir. Burada ilginç olan nokta, yanıl yayılmaya bağlı olarak serbest-saha deformasyon artışının sürmesine rağmen eğilme momentinin 17. saniyeden sonra düştüğüdür. Buradan açıkça söylenebilir ki, 17. saniyeden sonra sıvılaşmış

zemin kazık çevresinde akmıştır. Model 3'deki benzer davranışlar model 5a ve model 5b'de de görülmektedir.



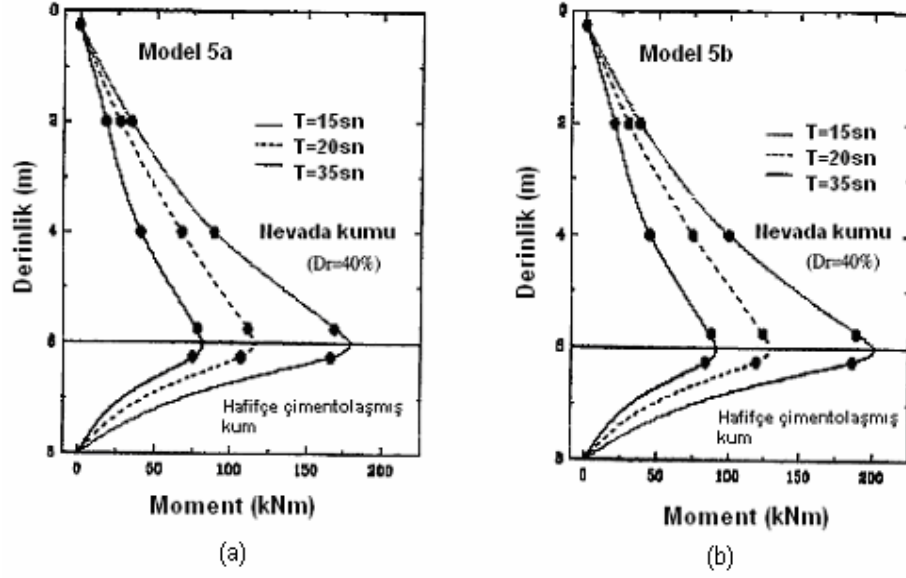
Şekil 6.7: Model 3 İçin Gözlenen Kazık Tepkileri; (a) Yer Yüzeyi ve Kazık Tepkileri-Zaman Analizleri, (b) Kazık Tepkisi ve İlave Boşluk Suyu Basıncıları-Derinlik Analizleri (Abdoun, 1997)

Şekil 6.8 (a) ve (b)'de Model 5a ve Model 5b'deki kazıklarda gözlenen eğilme momenti grafikleri görülmektedir. Her iki modeldeki kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momentleri iki tabaka arasındaki ara yüzde gerçekleşmiştir. Fakat bu kritik noktada oluşan eğilme momentleri büyüklüklerinde farklılık gözlenmektedir. Model 5b'deki kazığın etrafında yapılan zemin sıkılaştırması bu noktada oluşan eğilme momentini Model 5a'ya göre biraz daha artmıştır (Abdoun, 1997).

Bu üç modelin karşılaştırılma sonucunda, model 5a'da (170kNm), model 3'den (113kNm) daha büyük eğilme momentleri meydana gelmiştir, bu, model 5a'daki kazık başlığının etkisinden kaynaklanmaktadır. Çünkü, kazık başlığı tarafından sıvılaşmış zeminin yanal basıncına maruz kalan alan artmış ve burada ek bir yük oluşturmuştur. Model 5b ise, model 5a'dan daha büyük bir eğilme momentini meydana gelmiştir, çünkü kazık etrafının sıkılaştırılması sonucu sıvılaşmış zeminin yanal basıncına maruz kalan alan artmış, başka deyişle etkin kazık çapı artmış ve böylece daha büyük bir eğilme momentinin (195kNm) meydana gelmesine yol açmıştır.

Grafiklerde dikkat edilecek başka bir önemli nokta ise, bütün modellerde gözlenen maksimum eğilme momentlerinin sıvılaşmış tabakanın alt sınırında meydana gelmiş olmasıdır. Bu da, sıvılaşabilen zeminler ile sıvılaşamayan zemin tabakalarının ara

yüzlerinin kazık tasarımında dikkate alınması gereken noktalar olduğunu göstermektedir. (Abdoun, 1997)



Şekil 6.8: Kazık Eğilme Momenti-Derinlik Profilleri, (a) Model 5a, (b) Model 5b
(Abdoun, 1997)

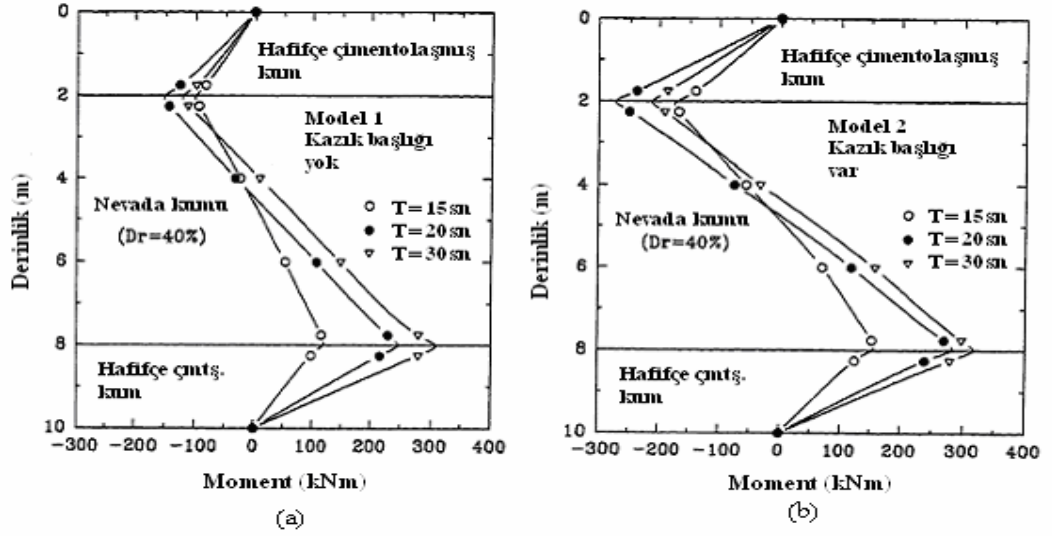
İki tabakalı eğimli bir zemin profilinde sıvılaşma durumunda kazık davranışını incelemek için yapılan santrifüj deney çalışması Haigh ve Madabhushi (2002) tarafından sunulmuştur. Modelde kullanılan kazık alüminyum alaşımlı malzemeden olup 6.5m uzunluğunda ve 1m çapındadır. Modelde kullanılan zemin ise farklı sıkılıklarda hazırlanmış silika kumudur. Boşluk sıvısı olarak silikon yağı kullanılmıştır. Modele 0.25g-1Hz sinüzoidal yatay deprem girdi hareketi uygulanmıştır. SKH-14 olarak isimlendirilen model Şekil 6.9’da görülmektedir. DeneySEL kurulum ve prosedürler ile ilgili detaylar Haigh ve Madabhushi (2002)’de bulunmaktadır.

Şekil 6.10 (a)’da model tabanında ve yüzeyinde ölçülen ivme-zaman grafiklerinde görüldüğü gibi, negatif ivmeler (zemin profilinde yukarı yön negatif olarak gösterilmektedir) önemli şekilde azalırken, pozitif ivmelerde (zemin profilinde aşağı yön pozitif olarak gösterilmektedir) daha az bir düşme gözlenmiştir. Bu asimetrik ivme-zaman grafiği eğimli sıvılaşmış zeminin yanal yayılmasını göstermektedir.

Şekil 6.10 (b)’de ise kazıkta ölçülen eğilme momenti-zaman grafiklerinde, eğilme momentlerinin neredeyse lineer olarak değiştiği ve iki tabakanın ara yüzü olan 5m derinlikte maksimuma ulaştığı (200kNm) gözlenmiştir. Bu gözlem, kazığa uygulanan

kadar daha yüksektir; bu muhtemelen, kazık rotasyonunu engelleyen başlığın etkisinin yanı sıra başlık tarafından sağlanan artmış yanal dirençten dolayıdır (Abdoun, 1997).

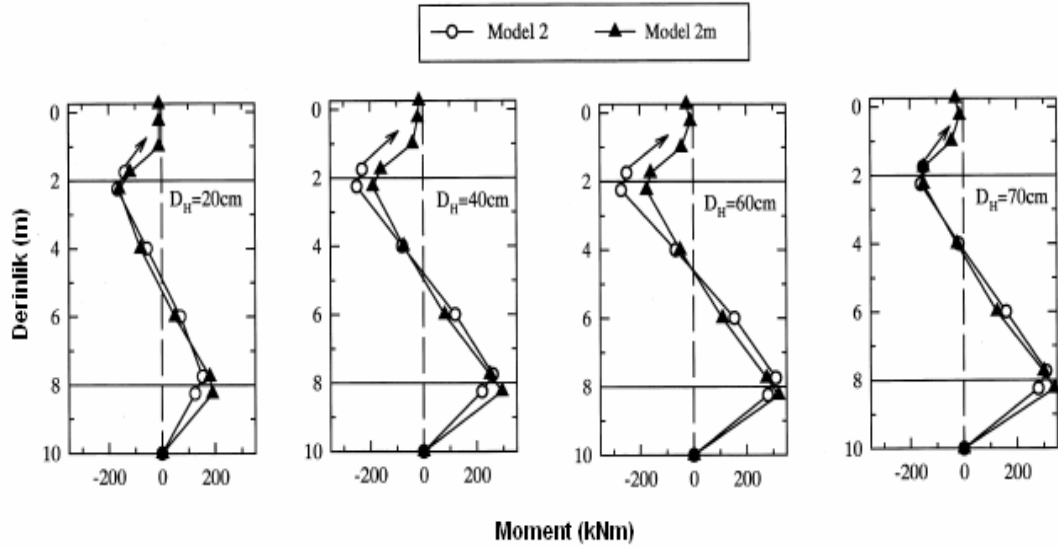
Son olarak, sıvılaşmış tabakanın alt sınırında (8m derinlikte) ölçülen maksimum eğilme momentleri her iki modelde de (model 1 ve 2) aynı (305kNm) olup yüksek bir değere sahiptir. Bu maksimum momentler sarsıntı sonunda meydana gelmiştir, çünkü derinde bulunan sıvılaşmayan sıkı kum tabakası sarsıntı boyunca göçmemiştir. Model 1 ve 2 de gözlenen diğer ilginç bir gözlem, ölçülmüş eğilme momentlerinin sıvılaşmış tabaka boyunca lineer olarak değişmesiydi. Bu, bu modellerde sıvılaşmış zemin tarafından momentlere katılımın çok az olduğunu gösterir. Böylece, deneysel kanıtlar göstermiştir ki, uç kazıklarda eğilme momentleri değerleri, çok fazla zayıf sıvılaşmış zeminden ziyade, daha çok alttaki ve üstteki sıvılaşmayan tabakaların özellikleriyle (rijitlik, mukavemet ve kalınlık) kontrol edilmektedir (Abdoun, 1997).



Şekil 6.12: Kazık Eğilme Momenti-Derinlik Profilleri; (a) Model 1, (b) Model 2
(Abdoun, 1997)

Abdoun (1997) tarafından yapılan bir başka santrifüj deney çalışmasında, deprem sırasında üstyapının meydana getirdiği ataletsel etkilerle kazık başlığında oluşan yanal yayılma basınçlarının etkilerini birlikte değerlendirmek için kazık başlığına bir kütle ilave edilerek bir model oluşturulmuş ve model 2m olarak isimlendirilmiştir. Model 2m üzerinde yapılan santrifüj deney detayları model 2 üzerinde yapılanlarla tamamen aynıdır (Deney detayları için Abdoun (1997)'e bakılabilir). Şekil 6.13'de bu iki modelin eğilme momenti profillerine bakıldığında, zemin yüzeyinin 2 yada 3 metre aşağısından sonra, yanal yayılma etkisi hakim olmakta ve kütleden dolayı

ataletsel etki ihmal edilebilmektedir. Fakat, 2 metreden daha sığ derinliklerde yani sıvılaşmayan zemin bölgesinde bu iki modelin eğilme momentleri farklılık göstermektedir. Model 2m'in eğilme momenti grafiği ataletsel ve yanal yayılmanın birleşik etkisinden dolayı zamanla hızla değişen bir eğilim göstermektedir. Bu yüzden kütlenin ilavesi yanal yayılma sürecinde ataletsel etkiden dolayı eğilme momentinde önemli rol oynamaktadır. Fakat, model 2m de bile maksimum momentler hala sıvılaşmış zeminin üstteki ve alttaki sınırlarında toplanma eğilimi göstermektedir. Model 2m'deki ataletsel kuvvetten dolayı eğilme momentindeki bu değişime rağmen zemin göçme mekanizması hala yanal yayılma ile kontrol edilmektedir (Wang, 2001). Şekil 6.13'deki moment-derinlik grafiklerinde D_H kazık başında ölçülen maksimum yanal kazık deplasmanını göstermektedir.

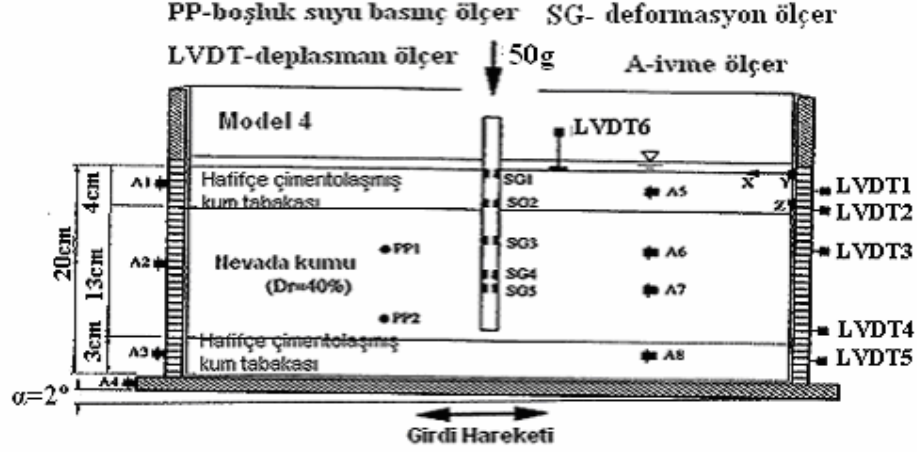


Şekil 6.13: Model 2 ve Model 2m (Üst yapı Kütlesiyle) Gözlenen Kazık Tepkileri
(Wang, 2001)

Üç tabakalı bir zemin modelinde yüzen kazık olarak tasarlanan bir kazık üzerinde sıvılaşma ve yanal yayılma etkilerini incelemek için Abdoun (1997) tarafından bir model hazırlanmış ve model 4 olarak isimlendirilmiştir. Şekil 6.14'de model 4 zemin ve kazık profili görülmektedir.

Şekil 6.15'de ise kazığın maksimum eğilme momenti 2m derinlikte sıvılaşmış kum tabakasıyla üstteki sıvılaşmayan kum tabakası arasındaki ara yüzde meydana gelmiştir. Üç tabakalı zemin modellerinde yüzen ve uç-taşıma olarak tasarlanan kazıklar arasındaki fark model 1 ve model 4'de ölçülen eğilme momentlerine göre değerlendirilebilir. Bu iki modelin karşılaştırılmasında, 2 metre derinlikte model 1'de uç-taşıma kazığında ölçülen maksimum moment (160kNm) model 4'de yüzen

kazığın aynı derinlikteki maksimum momentlerinden (125kNm) önemli şekilde daha büyük olduğunu göstermiştir. Bu büyüklük farkı, model 4'deki maksimum eğilme momenti zayıf sıvılaşmış zeminin basıncıyla kontrol edilirken, model 1'deki maksimum momentin çok daha rijit ve çok daha güçlü üstteki zemin tabakası tarafından kontrol edilmesi gerçeğine bağlanmaktadır. (Abdoun, 1997)



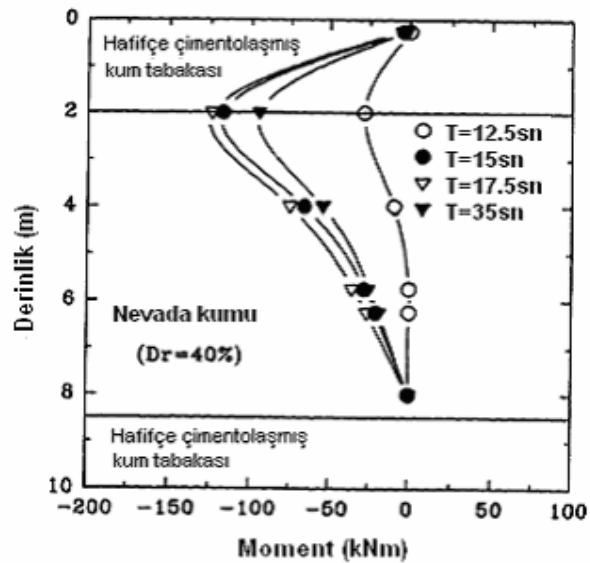
Şekil 6.14: Model 4'deki Kazık ve Zemin Profili (Abdoun, 1997)

Yüzeye yakın sıkı sıvılaşmayan zemin tabakalarının kazık tepkileri üzerindeki etkisini değerlendirmek için kazık ve kazık başlığı civarında mevcut zemin kazılarak yerine kırılğan bir malzeme yerleştirilmiştir. Bu yaklaşım santrifüj deneylerde (model 2r1 ve model 2r2) Wang (2001) tarafından uygulanmış ve incelenmiştir (Şekil 6.16). Model 2r1'de seçilen kırılğan malzeme ataletsel yüklemeye karşı temelin yanal direncini düşürdüğü için bu modele alternatif olarak (model 2r2), temelin yanal direncini artırmak için, temel ile kırılğan malzeme arasına doğal zemin yerleştirilmiştir. Santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçlar Model 2 Abdoun (1997) ile karşılaştırılmıştır.

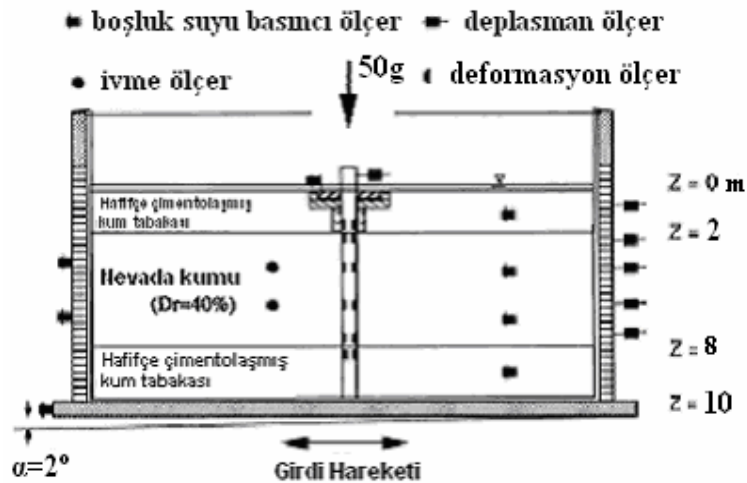
Bu iki modelden elde edilen gözlem ve ölçümlerde, sarsıntı sırasında serbest-arazi yanal zemin deplasmanları esas olarak aynıdır. Benzer olarak, deneylerin sonunda model 2r1 ve model 2r2 için elde edilen kazık baş deplasmanları model 2 de elde edilen değer yarısı kadardır. (model 2 = 80cm , model 2r1 ve 2r2 = 40-50cm, serbest saha kalıcı yanal deplasmanı = 70-80cm)

Fakat, eğilme momenti profilleri incelendiğinde bu üç modelin oldukça farklı tepkiler meydana getirdiği görülebilir. Şekil 6.17'de görüldüğü gibi, üstteki 2 metre derinlik boyunca sıvılaşmayan sıkı zemin bölgesi içinde model 2r1 ve model 2r2 için kazık eğilme momentlerinde önemli bir azalma kaydedilmiştir (Wang, 2001).

Örneğin sıvılaşılabilen zeminin üst sınırında model 2’de ölçülen maksimum eğilme momenti 270kNm olurken, model 2r1 ve model 2r2’de uygulanan kazık etrafındaki müdahale ile bu değer 10kNm’ye kadar düşmüştür. Ayrıca yine yapılan müdahaleden sonra model 2r1 ve model 2r2’de daha küçük bir azalma yaklaşık 8 metre derinlikte sıvılaşmış tabakanın alttaki sınırında gözlenmiştir.

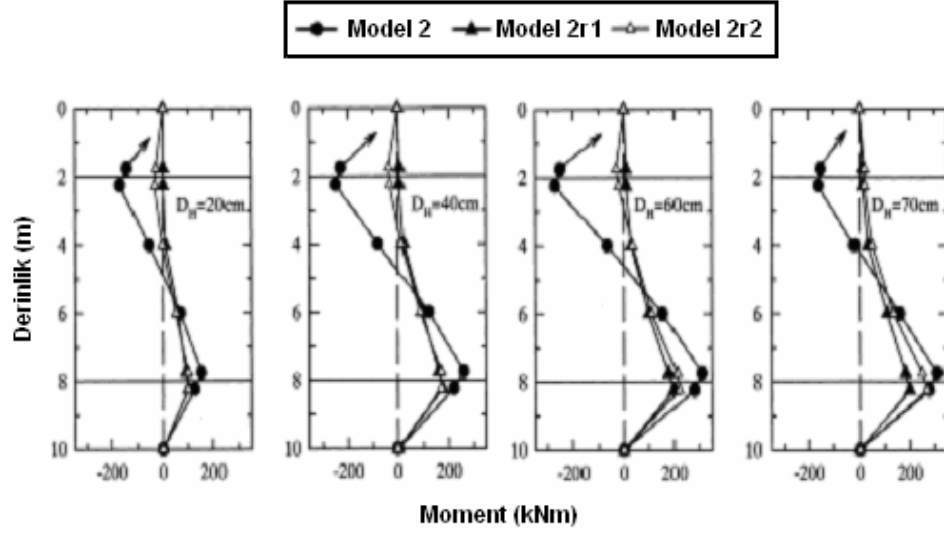


Şekil 6.15: Model 4 Kazık Eğilme Momenti Profili (Abdoun, 1997)



Şekil 6.16: Model 2r1'deki Kazık ve Zemin Profili (Wang, 2001)

Bu karşılaştırma sonuçlarına göre, en üstte sıvılaşmayan sıg zemin tabakasında kazıklı temeller etrafında yapılan bu müdahaleler sıg sıvılaşmayan zemin tabakalarının kazık tepkileri üzerinde önemli etkilere yol açtığı görülebilmektedir.



Şekil 6.17: Santrifüj Deneylerde Model 2, Model 2r1 ve Model 2r2 İçin Eğilme Momenti Profilleri (Wang, 2001)

Özetleyecek olursak, üç tabakalı zemin profiliyle hazırlanan santrifüj deneylerinde en altta sıvılaşmayan sıkı kum tabakası içinde olmayan yani yüzen kazık olarak tasarlanan modellerde meydana gelen tepkiler, aynı zemin profilinde alttaki sıvılaşmayan sıkı kum tabakasında uç kazığı olarak tasarlanan kazıklara göre oldukça küçük olmaktadır. Bu sonuç, bu tür bir zemin profilinde en üstte bulunan sıvılaşmayan sığ zemin tabakasının sarsıntı sırasında yada yanal yayılmayla birlikte göçmesi durumunda meydana getirdiği pasif basınçlar kazık başlığında ve kazıkta önemli tepkiler doğurduğu gerçeğiyle açıklanabilir. Bu gözlem, sıvılaşabilen zeminler üzerinde sıvılaşmayan sıkı kum yada ince daneli sığ zemin tabakalarının bulunması özellikle uç kazığı olarak tasarlanan kazıklarda kazık tasarımının daha dikkatli yapılması gerektiğini vurgulamaktadır.

6.3 Sarsma Tablası Deney Çalışmaları

Sıvılaşabilen zeminlerde kazık davranışını incelemenin bir başka deneysel yöntemi sarsma tablası deneyleridir. İncelenen zemin modeli ve bu zemin modeli içinde konumlandırılan büyük ölçekli model kazıklar içi boş dikdörtgen çubuklardan meydana gelen büyük ölçekli laminar kutu içinde hazırlanarak gerekli aygıtların laminar kutu içinde konumlandırılmasıyla birlikte (ivme, deplasman, boşluk suyu basıncı ölçerler) bir sarsma tablası üzerine yerleştirilmektedir. Hazırlanan bu laminar kutu yerçekimi etkisi altında (1g) istenen taban girdi ivmesiyle, frekans ve çevrim sayısı ile model depreme maruz bırakılır ve deney sırasında ve sonrasında

aygıtlardan elde edilen verilerle zemin-kazık davranışı gözlemlenir. Aşağıdaki bölümlerde ilk olarak sarsma tablası deneyi kullanılarak kazıkların yanal yayılmaya karşı tepkileri anlatılacaktır (Cubrinovski ve diğ., 2005). Daha sonra kazık gerilmeleri üzerinde ataletsel ve kinematik kuvvetlerin etkileri zemin-kazık-üstyapı modelleri üzerinde yapılan büyük sarsma tablası deneyleri kullanılarak Yao ve diğ. (2004), Tokimatsu ve diğ. (2005) tarafından yapılan deneyler kısaca özetlenecektir.

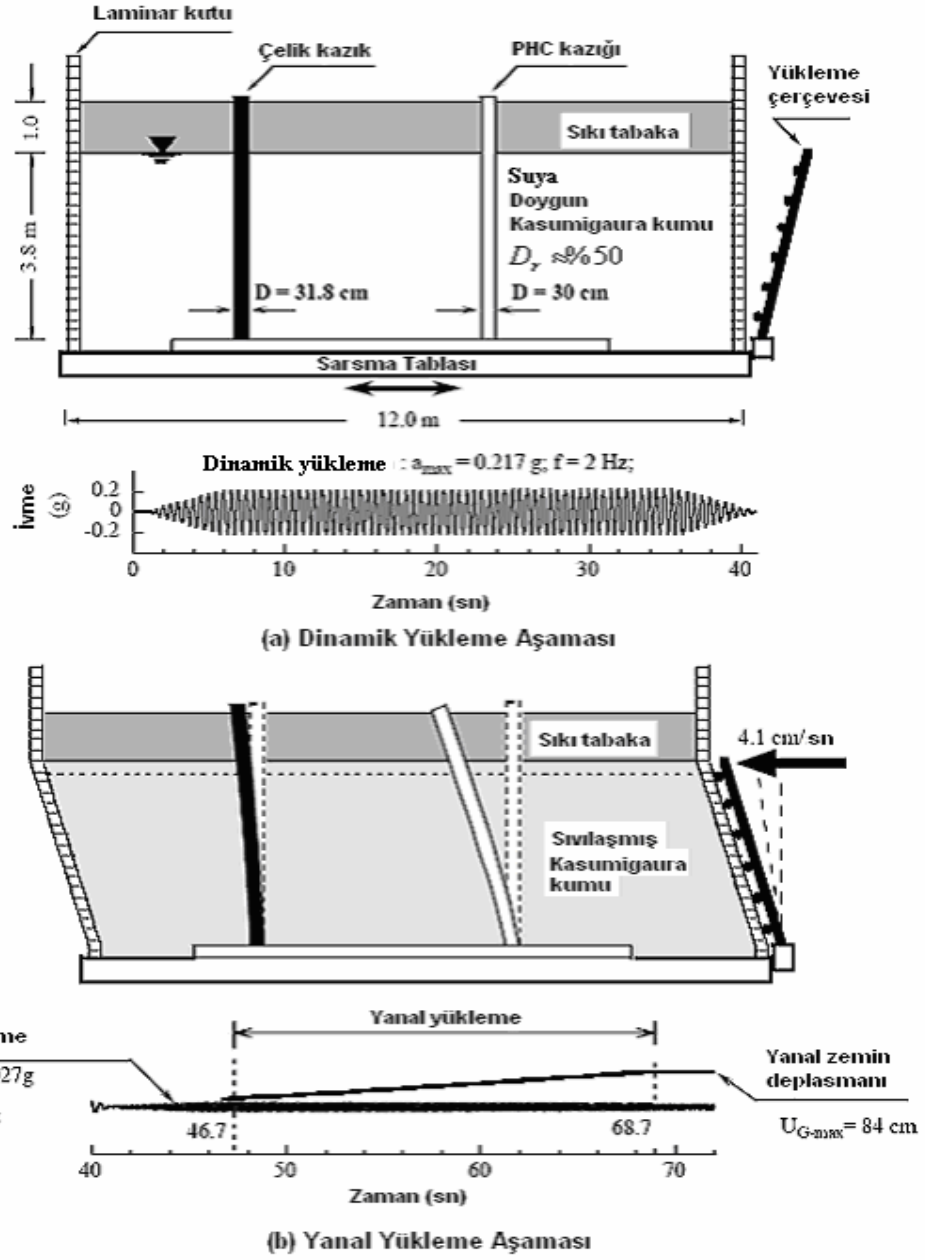
6.3.1 Sıvılaştan Zeminlerde Yanal Yayılma Etkisindeki Kazıkların Davranışı

Yanal yayılmadan ötürü sıvılaşmayan yüzey tabakasının ve sıvılaşabilen tabakanın rijitliğindeki azalmanın tek bir kazık üzerindeki etkilerini gözlemlemek için yerine getirilen deney, Japonya Tsukuba şehrinde bulunan Yer Bilimi ve Yıkım Önleme Ulusal Araştırma Enstitüsünün (NIED) büyük ölçekli-sarsma tablası kullanılarak Japon Elektrik ve İnşaat Mühendisliği Ortaklığı (JEPOC) tarafından yürütülmüş ve deney sonuçları Cubrinovski ve diğ. (2005) tarafından değerlendirilmiştir.

Laminar kutu içinde uçları kutu tabanına sabitlenmiş ve başları serbest, aralarında birbirlerini etkilemeyecek şekilde yeterli mesafe bulunan çelik ve öngerilmeli (PHC) yüksek mukavemetli beton kazıklar kullanılmıştır. 4.9 m uzunluğundaki kazıkların uç kısımlarının yatay hareketi model kutusu tabanına tutulu ve baş kısımları ise serbest bırakılmıştır. Model kutusu içinde uygun konumlarda ivme, boşluk suyu basıncı, deplasman ölçerler yerleştirilmişlerdir. Deney modeli, taban sinüzoidal girdi ivmesi ve yükleme aşamaları Şekil 6.18’de gösterilmiştir. Deneysel kurulum ve aygıtlama detayları Suda ve diğ. (2002) tarafından verilmektedir.

Deney, dinamik yükleme ve yanal yayılma olmak üzere iki aşamada gerçekleştirilmiştir. 0.217g büyüklüğünde 2 Hz frekans içeriğinde ve 60 çevrimden oluşan dinamik yükleme model kutusu tabanına uygulanmıştır. Dinamik yükleme aşaması ile zeminde sıvılaşmanın meydana gelmesi amaçlanmıştır.

Dinamik aşamadan hemen sonra diğer deyişle zeminin sıvılaşmasından hemen sonra ise yanal yayılma aşaması gelmektedir. Yanal yayılma aşamasıyla ise eğimli bir zeminde kazığa uygulanacak yanal zemin basıncının oluşması amaçlanmaktadır. Yanal yayılma aşaması model kutusunun dış kısmında bulunan rijit bir yükleme çubuğunun model kutusuna yanal hareketiyle gerçekleştirilmektedir. Şekil 6.19’da kazık davranışları incelendiğinde, PHC kazığı zemin deplasmanını takip ederken, çelik kazığın yaklaşık 20cm’lik yanal zemin deplasmanından sonra rijit kaldığı görülmektedir. Şekil 6.19’daki (a) grafiğinde görüldüğü gibi çelik kazık 20 cm yanal zemin deplasmanından sonra dinamik yükleme süresi sonuna kadar sabit kalmıştır.

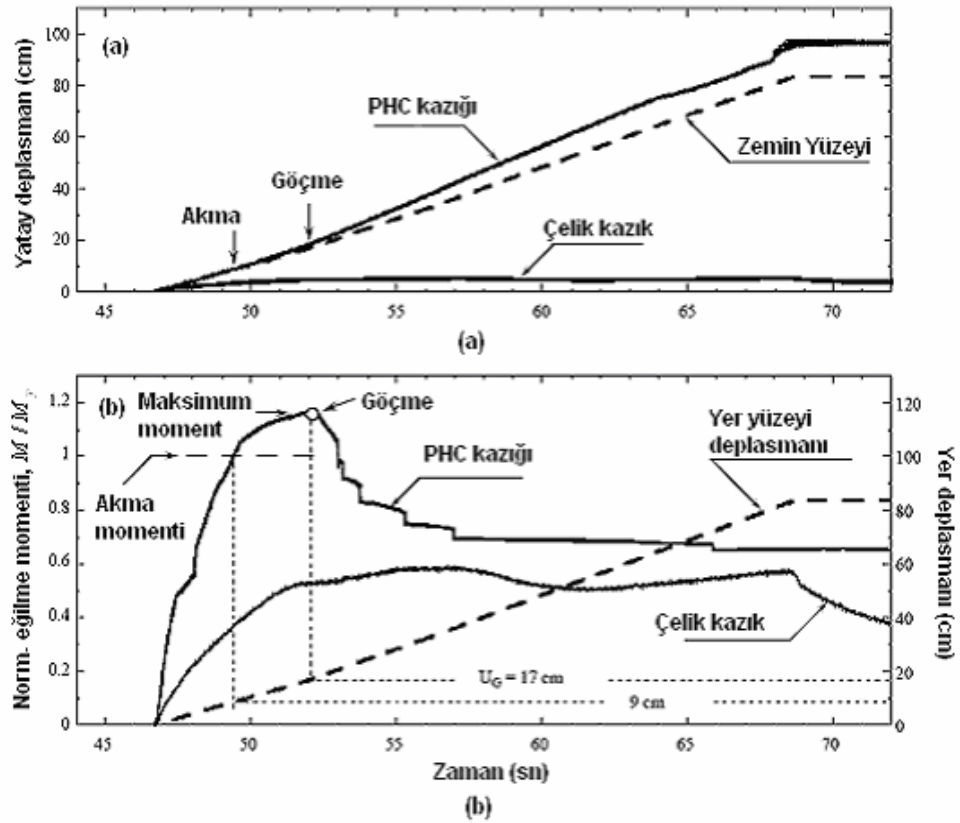


Şekil 6.18: Sarsma Tablası Deneyinin Fiziksel Modeli ve Yükleme Aşamaları;
a) dinamik yüklemeye aşaması; b) yanal yayılma aşaması (Cubrinovski ve diğ., 2005)

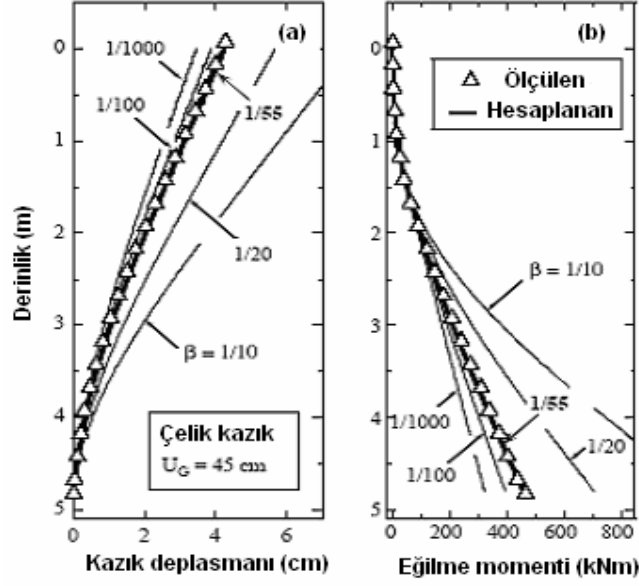
Bu gözlem çelik kazığın maruz kaldığı sıvılaşmayan sıkı zemin tabakasına bağlanmıştır. Sıkı sıvılaşmayan zemin tabakası kazığa önce bir süre (55sn'e kadar) yanal basınç uyguladıktan sonra 55 saniyeden sonra bu yanal basınç sabitleşerek çelik kazıkta oluşan yanal deplasman miktarının sabitleşmesine neden olmuştur. PHC kazığı için bu durum biraz farklı gözlenmiştir. Çünkü PHC kazığı sıkı sıvılaşmayan zemin tabakasıyla birlikte hareket etmiş ve PHC kazığı üzerinde

oldukça düşük yanal basınçlar olduğu görülmüştür. Kazık tepkisinin değerlendirilmesinde önemli olan diğer bir faktör, sıvılaşmış zeminin rijitliğindeki bozunma (β) faktörüdür. Cubrinovski ve diğ. (2005) tarafından uygulanan analitik model çelik kazık üzerindeki eğilme momentlerinin belirlenmesi için yerine getirilmiştir. Şekil 6.20’de ise analitik modelden elde edilen kazık tepkileri ile deneyden ölçülen kazık tepkileri karşılaştırılmış ve (β) bozunma faktörünün tepkileri ne şekilde etkilediği gözlemlenmiştir. Bu karşılaştırma sonucunda, 45 cm yatay deplasmanda en uygun ‘ β ’ değerinin 1/55 olduğu bulunmuştur.

Özetle, oldukça rijit kazıklar için, yüzey tabakasının uyguladığı en yüksek yanal basınç (p_u) ve sıvılaşmış zeminin rijitlik bozunma faktörü (β) kazık tepkisini etkileyen anahtar parametreler olduğu ve yanal yer deplasmanının büyüklüğünün bu kazıklar için önemli olmadığı fark edilmiştir. Fakat aksine, esnek kazıklar için, yüzey tabakasının uyguladığı en yüksek yanal basınç (p_u) ve sıvılaşmış zeminin rijitlik bozunma faktörünün (β) daha az önemli olduğu görülmüş çünkü bu kazıkların tepkisi zemin ve kazık arasındaki küçük relatif deplasmanları içermiştir.



Şekil 6.19: Deney Kazıklarının Davranışı; (a) Kazık Baş Deplasmanı, (b) Kazıkların Tabanı Yakınında Maksimum Eğilme Momentleri (Cubrinovski ve diğ., 2005)



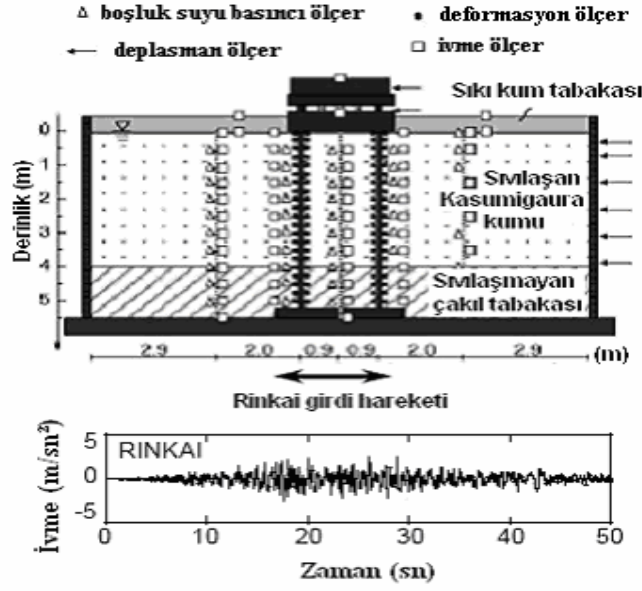
Şekil 6.20: Farklı β değerleri kullanılarak Bulunan Kazık Tepkileri, (a) Kazık Deplasmanı, (b) Kazık Eğilme Momenti (Cubrinovski ve diğ., 2005)

6.3.2 Bir Kazık-Üstyapı Sisteminin Sıvılaşabilen Düz Zeminlerdeki Davranışı

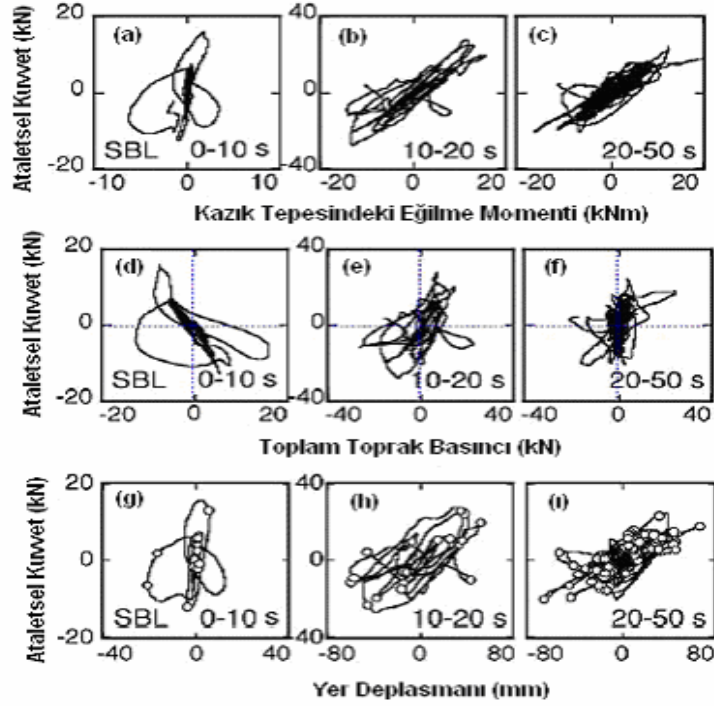
Kazık gerilmeleri üzerinde ataletsel ve kinematik kuvvetlerin etkilerini incelemek için Tokimatsu ve diğ. (2005) tarafından Yer Bilimi ve Yıkım Önleme Ulusal Araştırma Enstitüsünün (NIED) laboratuvarında büyük ölçekli sarsma tablası deneyleri yapılmıştır. Sarsma tablası deneyinde üstyapıya kazık başlığı ile bağlanmış 2x2 çelik kazık grubu kullanılmıştır. Üstyapının doğal periyodu sıvılaşabilen zeminin doğal periyodundan küçük olarak tasarlanmıştır. Şekil 6.21’de sarsma tablası üzerinde kurulan model deney serisi (SBL) gösterilmektedir. Şekil 6.22’den görüleceği üzere sıvılaşmadan sonraki eğilme momentleri sıvılaşma öncesinden daha büyüktür. Buna kinematik etkilerden ortaya çıkan kesme kuvvetindeki artış sebep olmuştur (Tokimatsu ve diğ., 2005). Yani, sıvılaşmadan önce üstyapının ataletsel kuvvetinden daha küçük olan kesme kuvveti sıvılaşmadan sonra atalet kuvvetine eşit yada daha fazla olmuştur.

Sıvılaşmanın gelişimiyle kazığa iletilen kesme kuvvetindeki büyük değişim ataletsel kuvvete karşı toprak basıncı hareketinin değişimiyle meydana gelmiştir. Sıvılaşmadan önce ataletsel kuvvete karşı hareket eden toplam toprak basıncı sıvılaşmadan sonra kazıktaki kesme kuvvetini artırarak ataletsel kuvvetle birlikte hareket etmiştir. Bu davranış Şekil 6.23’de şematik olarak gösterilmiştir.

Sıvılaşmadan sonra (20-50sn), maksimum eğilme momenti, zemin deplasmanının ve ataletsel kuvvetin ikisinin birden büyük olduğu anda meydana gelmiştir.

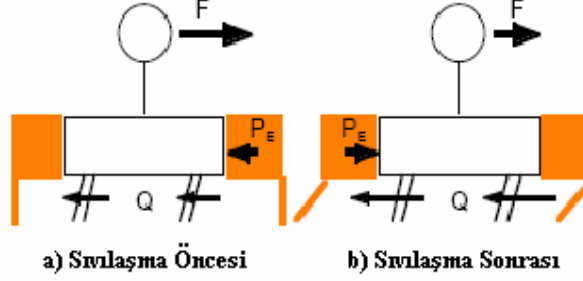


Şekil 6.21: SBL Deneyi Zemin-Kazık-Üstyapı Model Planı
(Tokimatsu ve diğ., 2005)



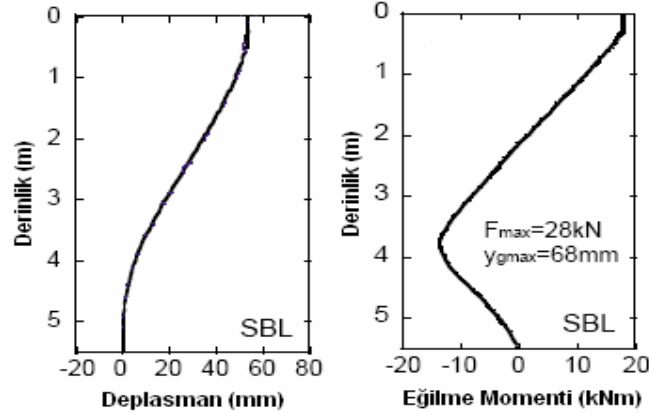
Şekil 6.22: SBL Deneyinde Atalet Kuvvetinin, Eğilme Momenti, Toplam Toprak Basıncı ve Yer Deplasmanıyla İlişkileri (Tokimatsu ve diğ., 2005)

Bu gözlemden, zemin deplasmanı ve ataletsel kuvvet birbirleriyle gelişim içinde aynı anda maksimum değerler alarak kazıklardaki eğilme momentini artırdığını söyleyebiliriz.



Şekil 6.23: Sıvılaşma Öncesi ve Sonrası Toprak Basıncı Hareketindeki Değişim
(Tokimatsu ve diğ., 2005)

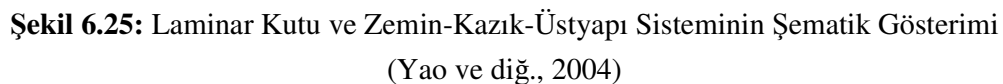
Şekil 6.24’de ise SBL deneyi verilerinden gözlenen eğilme momenti ve deplasman profilleri verilmiştir. Profillerden görüldüğü gibi, kazıkta kritik eğilme momentleri kazık baş ve sıvılaşmış tabakanın alt sınırıyla alttaki sıvılaşmayan tabakanın üst sınırı arasındaki ara yüzde meydana gelmiştir (Tokimatsu ve diğ., 2005).



Şekil 6.24: SBL Deneyinde Gözlenen ve Değerlendirilen Deplasman ve Eğilme Momenti Profilleri (Tokimatsu ve diğ., 2005)

Yukarıdaki gözlemlerden sonra, SBL deneyinde üstyapının ve zeminin doğal periyotları dikkate alındığında, ($T_b < T_g$), (T_b = Üstyapının doğal periyodu, T_g = sıvılaşma öncesi zemininin doğal periyodu) zemin deplasmanının ve ataletsel kuvvetin etkileşim içinde olduğu, aynı anda maksimum değerler aldığı ve bu iki kuvvetin aynı anda kazık tepesinde ve iki tabaka arasındaki ara yüzde maksimum eğilme momentlerine sebep olduğu gözlenmiştir (Tokimatsu ve diğ., 2005).

Bu sarsma tablası deneyindeki amaç, aynı girdi deprem hareketi ivmesi büyüklüğünde fakat farklı frekanslara tabi tutulan zemin-kazık modellerin farklı sınılaşma etkilerinin ve bu etkiye bağılı olarak kazık davranışlarında meydana gelen farklı tepkilerin karşılaştırılmasıdır (Yao ve diğ., 2004).

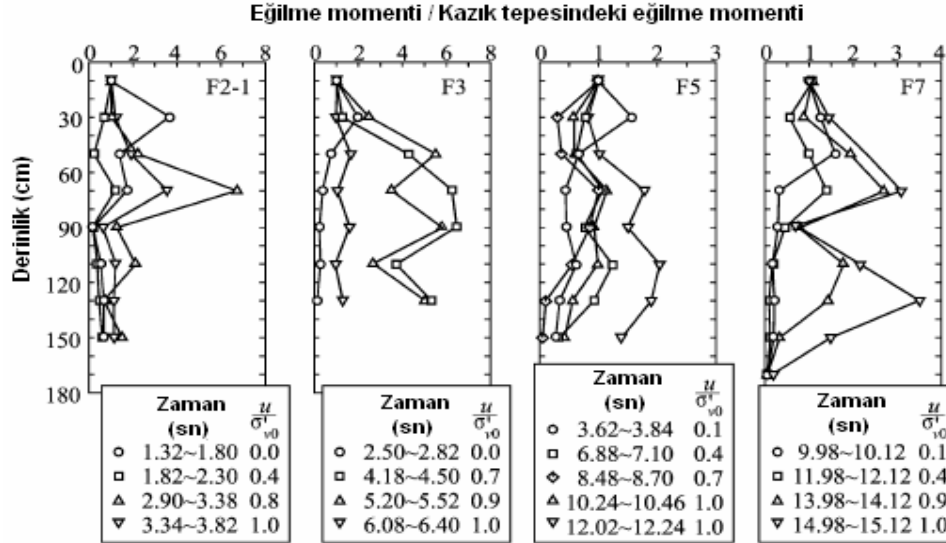


49

yerlerde daha büyük olduğu daha sonra, ilave boşluk suyu basınçları artarken zeminin orta derinliklerinde en büyük duruma geldiği gözlenmiştir.

Şekil 6.26'da kazığın davranışı incelendiğinde, ilave boşluk suyu basınç oranının 0.1' den daha küçük olduğu anlarda, eğilme momenti yer yüzeyine yakın yerlerde maksimum olurken, ilave boşluk suyunun gelişimiyle maksimum eğilme momentinin yeri daha aşağı derinliklere doğru kaymaktadır. Buda eğilme momentinin yer deformasyonu ile kontrol edildiği anlamına gelir. Şekil 6.26'da sıvılaşma anına kadar farklı frekanslarda derinlik boyunca ölçülen maksimum eğilme momenti oranı dağılımları verilmektedir (Yao ve diğ., 2004).

Sonuç olarak, eğilme momenti dağılımları zemin deplasman dağılımlarıyla benzerlik gösterdiğini ve bunun neticesinde bir kazığın davranışının zemin deformasyonu ile kuvvetli şekilde etkilendiğini, ve sıvılaşmadan hemen önceki kısa sürede orta derinliklerde kazıkta eğilme momentlerinin maksimum değerlere ulaştığı gözlenmiştir.



Şekil 6.26: Sıvılaşmaya Kadar Geçen Sürede Farklı Frekanslarda Ölçülen Maksimum Eğilme Momenti Oranı Dağılımları (Yao ve diğ., 2004)

6.4 Sıvılaşabilen Bir Arazide Tam Ölçekli Kazıklar Üzerinde Yapılan Deneyler

Sıvılaşabilen zeminlerde kazıklı temellerin yanal yük kapasitesi kazık tasarımı için son derece önemli olduğu daha önce bahsedilmiştir. Sıvılaşmayan zeminlerde kazıklı temellerin yanal yük kapasitesini belirlemek için güvenilir metotlar geliştirilmiştir,

fakat sınıvlaşabilir zeminlerdeki kazıklı temellerin tasarımı için gereken analiz metotları hala belirsizliğini sürdürmektedir. Sınıvlaşabilen zeminlerde kazıklı temellerin davranışıyla ilgili belirsizlikleri gidermek için laboratuarda küçük ölçekli deneyler yapılmış ve bu zeminlerde kazık davranışıyla ilgili önemli gelişmeler sağlanmıştır. Fakat arazide yapılan tam-ölçekli deneyler, laboratuarda yapılan küçük-ölçekli deney sonuçlarının doğrulanması yada düzeltilmesi gerekli hale gelmiştir. TILT (Treasure Adası Sınıvlaşma Deneyi) programıyla tam ölçekli kazıklar üzerinde yapılan bir deneyin kısaca gözlenen sonuçları üzerinde durulmuştur. TILT deneyi, zemin profilleri çeşitli arazi deneyleriyle önceden belirlenmiş ve geoteknik çalışmalar için özel olarak hazırlanmış geniş bir bölgede yapılan tam ölçekli deneysel çalışmaları kapsar. Dinamik yükler altında sınıvlaşan zeminlerde kazıkların davranışını prototip ölçeklerde gözlemleyip değerlendirmek için dinamik yükler altında sınıvlaşma şartlarına uygun bir zemin bölgesi seçilir. Bu uygun bölge içinde önceden belirlenen şartlara göre kazık kurulumu tamamlanır. Aynı zamanda bu zemin bölgesi içinde ve çevresinde uygun yerlerde zemine dinamik yüklemeler verecek olan patlayıcılar yerleştirilerek zemin bölgesi sınıvlaştırılır. Patlamadan hemen sonra kazık başına uygulanan yanal yüklemeye sınıvlaşma ve sönümlenme süresince kazıkta ve zeminde oluşan deformasyonlar ve boşluk suyu basınçları değerlendirilir (Rollins ve diğ., 2005).

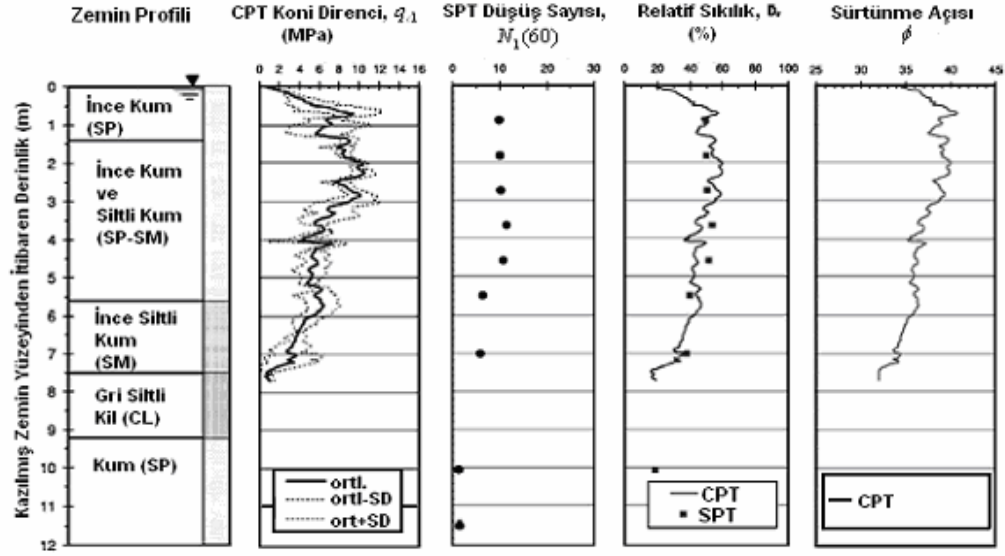
6.4.1 TILT (Treasure Adası Sınıvlaşma Deneyi) Programı

Rollins ve diğ. (2005) tarafından sınıvlaşabilen zeminlerde kazıklı temellerin davranışını gözlemlemek için tam-ölçekli deney programı yürütülmüştür. Treasure Adası Sınıvlaşma Deneyi (TILT) olarak bilinen bu program çeşitli tam-ölçekli temellerin etrafında sınıvlaşmaya neden olmak için kontrollü patlama kullanımını içermektedir. Treasure adası, San Francisco körfezinde 160 hektarlık suni bir adadır. Treasure adası bir Ulusal Geoteknik Deney Sahası olduğu için tipik zemin profili ve özellikleri genel olarak bilinmektedir. Deney yapılan arazideki CPT ve SPT sonuçlarına dayanarak belirlenen zemin profili Şekil 6.27’de gösterilmektedir.

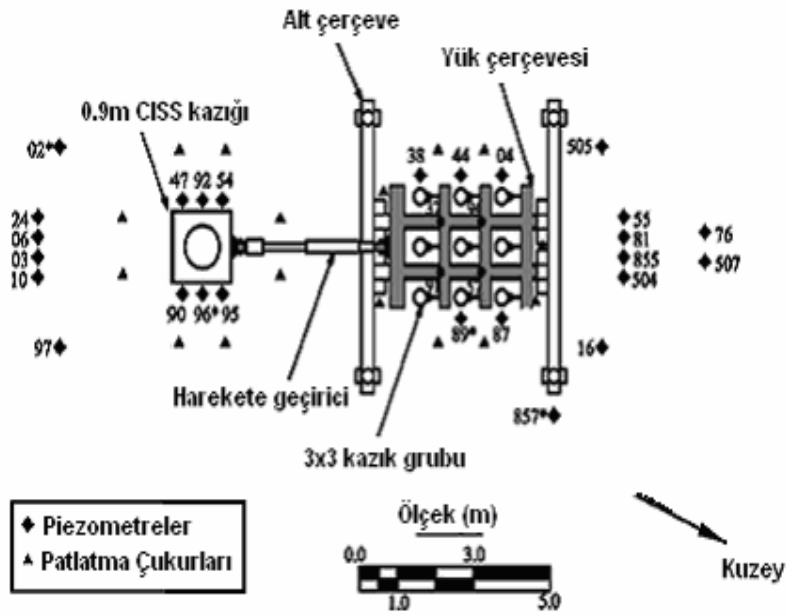
Deney kazıkları çelik boru kazıklardır ve kazılmış yer yüzeyinden itibaren yaklaşık 11.5m derinliğe kadar çakılmıştır. 0.9m çapında tek bir CISS (cast-in-steel-shell) kazık yük deneyi kazık grubunun (3x3) davranışıyla karşılaştırma yapmak için uygulanmıştır. Deney krokisi ise, Şekil 6.28’de gösterilmektedir. Deney prosedürü ile ilgili detaylar Rollins ve diğ. (2005) tarafından verilmektedir.

Patlamadan önce ve sonra CISS kazığı için toplam yük-deplasman eğrileri Şekil 6.29’da verilmektedir (Rollins ve diğ., 2005). Patlamadan hemen sonra kazıkları ayrı

ayrı çekerek bir seri deplasman çevrimi uygulanmıştır. Grafikten görüldüğü gibi, tek kazık için, patlamadan sonra ilk birkaç 225mm deplasman yükleme çevrimleri esnasında başlangıçta önemli bir rijitlik kaybı gözlenmiştir. Bu rijitlik kayıp derecesi ilave yükleme çevrimlerinden sonra zeminin kararlı-hal yük-deplasman tepkisine ulaşması ortaya çıktıktan sonra durmuştur.



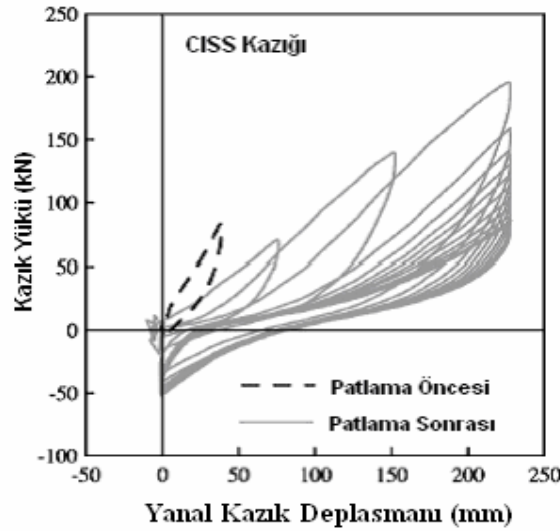
Şekil 6.27: Deney Sahasındaki Zemin Profili, SPT, CPT, Relatif Sıkılık ve Sürtünme Açısı Profilleri (Rollins ve diğ., 2005)



Şekil 6.28: Deney Sahası Krokisi (Rollins ve diğ., 2005)

Şekil 6.30’da görüldüğü gibi, kazık grubunun ön satırındaki merkez kazık için ölçülen maksimum eğilme momenti patlama sonrası daha derinde (5-6.5m) meydana gelirken, patlama öncesi yüzeye yakın derinlikte (1-2.5m) meydana gelmiştir. Ayrıca, patlama sonrası maksimum eğilme momentinin büyüklüğü patlama öncesi maksimum eğilme momenti büyüklüğünden yaklaşık %60 daha büyüktür. Kazığı çevreleyen zemin sıvılaşmış hale gelirken, zemin direnci düşmekte ve yanal yük altında eğilmeye karşı daha az sınırlama göstermektedir.

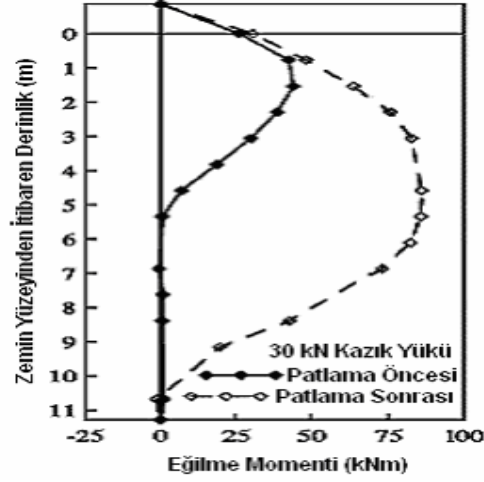
Arazide ve laboratuvarında çeşitli araştırmacıların gerçekleştirdikleri deneylerin sonuçlarını kısaca özetleyecek olursak; Wilson ve diğ. (2000)’un santrifüj deneylerinde, daha düşük sıklıktaki zeminlerin sıvılaşmaya karşı dirençlerinin daha düşük olması daha erken sıvılaştıklarını göstermiştir. Ayrıca, sıvılaşma durumunda gevşek kumların kazık üzerinde oluşturduğu tepkiler kazık boyunca gözlenirken, daha sıkı kumlar sıvılaşma durumunda üstü yapıdan kaynaklanan atalet etkileriyle birlikte kazık tepesine yakın ve daha büyük tepkilerin oluştuğu gözlenmiştir.



Şekil 6.29: CISS Kazığı İçin Ölçülen Toplam Yük-Deplasman Eğrileri
(Rollins ve diğ., 2005)

Bhattacharya (2003) santrifüj deneylerinde sıvılaşmış zeminin direncini kaybederek kazığa yeterli desteği sağlayamadığını ve kazığın burkulmayla aniden göçtüğünü göstermiştir. Bu yüzden sıvılaşabilen zeminlerde inşa edilecek kazıklar için kazıkların taşıma gücü tahkiklerine ilaveten burkulma tahkiklerinin de yapılması gerektiğini savunmuştur. Abdoun (1997)’in gerçekleştirdiği iki tabakalı ve üç tabakalı santrifüj deneylerinde ise, sıvılaşmış tabaka ile sıvılaşmayan tabaka arasındaki ara yüzlerin kazık tepkileri için kritik noktalar olduğunu, kazık çaplarının

artırılması ve kazık başlıklarının ilavesi kazık tepkilerinde önemli artışlara sebep olduğunu göstermiştir. Ayrıca üç tabakalı modellerde, uç kazık olarak tasarlanan kazıklarda sıvılaşmayan zemin tabakalarının kazık tepkisi üzerinde önemli etkiye sahip olduğunu, fakat yüzen kazık olarak tasarlanan kazık modellerde diğerinin aksine sıvılaşmış zeminin kazık tepkisi üzerinde büyük rol oynadığını göstermiştir.



Şekil 6.30: 3 x 3 Kazık Grubunun Ön Satırındaki Merkez Kazık Üzerinde Aynı Yük Altında Ölçülen Patlama Öncesi ve Sonrası Eğilme Momenti (Rollins ve diğ., 2005)

Haigh ve Madabhushi (2002), santrifüj deneylerinde, birçok araştırmacı tarafından kazık tepkileri üzerinde sıvılaşmayan sıg tabakaların önemli rol oynadıkları ifade edilirken, üstteki sıvılaşan kum zemin tabakasının yanıl akışının da kazık tepkileri üzerinde önemli etkilere sahip olduğunu göstermiştir. Cubrinovski ve diğ. (2005) tarafından değerlendirilen sarsma tablası deney sonuçlarında, rijit çelik kazıkların yüzey tabakasının uyguladığı en yüksek yanıl basıncın ve sıvılaşmış zeminin rijitlik bozunma faktörünün kazık tepkisini etkileyen anahtar parametreler olduğunu belirtirken, esnek kazıklar için, yüzey tabakasının uyguladığı yanıl basıncın ve sıvılaşmış zeminin rijitlik bozunma faktörünün daha az önemli olduğunu ifade etmişlerdir. Rollins ve diğ. (2005) tarafından yürütölen TILT program deneyinde ise, zeminin sıvılaşması durumunda kazığın artan deplasmanına karşı direncinin azaldığını, ve kazık üzerinde maksimum eğilme momenti tepkilerinin sıvılaşmanın hemen sonrasında kazığın daha aşağı derinliklerine kaydığını belirtmişlerdir.

Tüm bu deneysel gözlemlerden sonra, sıvılaşabilir zeminlerde inşa edilecek kazıkların kritik noktaların çok iyi irdelenmesi ve kazık tasarım aşamasında bu kritik noktaların dikkate alınarak tasarımın doğru şekilde yapılması gerektiği ortaya çıkmaktadır.

7. SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE SİSMİK ZEMİN-KAZIK ETKİLEŞİMİNİN ANALİTİK MODELLEMELERİ

Bundan önceki bölümde, deprem sırasında sıvılaştıran zeminlerde bulunan kazıklı temellerin davranışı çeşitli laboratuvar deneyleriyle modellenerek incelenmişti. Geçmiş depremlerde sıvılaştıran zeminlerin kazıklı temeller üzerinde meydana getirdiği hasarlar vaka analizleriyle tespit edilmiş, kazıklar üzerinde meydana gelen hasarlara yol açan faktörleri gözlemlemek için laboratuvar çalışmaları yapılmış ve laboratuvar çalışmalarında elde edilen bulgulara dayanarak nümerik prosedürler geliştirilmiştir. Sismik olarak aktif bölgelerde ve sıvılaştıran zeminlerde kazıklı temel tasarımı geliştirilen bu nümerik prosedürlerle gerçekleştirilmiştir. Bu nümerik prosedürler kolaydan oldukça zora doğru sıralanabilirler. Kolay olan analizler, hesap kolaylığı ve girdi parametrelerinin kabaca mevcut olmasından dolayı uygulamaları son derece basit olmaktadır, fakat bu kolaylığın getirdiği dezavantaj tasarımın tam olarak doğru olmamasına neden olabilmektedir. Bu eksiklik arazide kazıklı temeller üzerinde meydana gelebilecek hasar mekanizmalarının tanımlanmasını engelleyebilir. Çok daha karmaşık analizler ise tasarımın çok daha doğru olmasını sağlarken girdi parametrelerinin hassasiyeti tasarımın doğruluğu üzerinde önemli etkilere sahip olmaktadır. Bu yüzden, bir tasarımcı için en uygun yol, pratiklikle en gerçekçi doğruluk arasındaki dengeyi kurmaktır.

Arduino ve diğ. (2002) sıvılaştıran zeminlerde kazıkların dinamik rijitliği adlı araştırma raporunda zemin-kazık-üstyapı etkileşim problemini üç ana bileşene ayırmıştır:

Serbest-saha tepki analizi: Herhangi bir yapısal yada temel elemanının yokluğunda dinamik saha tepkisini değerlendirir. Serbest-saha analizi, zemin deplasmanının, hızın, ivmenin ve boşluk basıncının derinlikle değişen zaman analizini gerçekleştirir.

Kinematik etkileşim analizi: Üstyapının meydana getirdiği ataletsel kuvvetlerin yokluğunda kazık temelin dinamik tepkisini değerlendirir. Kinematik etkileşim analizi yer hareketinin kazıklı temeller üzerinde meydana getirdiği tepkileri (kazık eğilme momentleri, kesme kuvvetleri vb. gibi) belirler.

Ataletsel etkileşim analizi: Temelin rijitliği göz önünde bulundurularak üstyapının dinamik tepkisini değerlendirir.

Ayrıca bu analiz, kazıklı temel üzerinde üstyapının empoze ettiği yüklerin belirlenmesini sağlar. Bu üç analizin birlikte değerlendirilmesi oldukça karmaşıktır ve bu yüzden bu üç analizi aynı anda değerlendirebilen bilgisayar programları geliştirilmiştir. Diğer taraftan, ayrı ayrı adımlarda yapılan analizlerde, ataletsel ve kinematik etkileşiminin bir adımda birleştirilerek yapılması oldukça yaygındır (Arduino ve diğ., 2002).

Kazıklar üzerinde yanal zemin hareketlerinin etkileri çeşitli metotlarla değerlendirilebilir. Bu metotlar; pseudostatik metot, sınır denge analizi, viskoz akışkan teorisi ve sonlu eleman metoduna dayanan nümerik analizler olarak sayılabilirler.

7.1 Pseudostatik Analiz

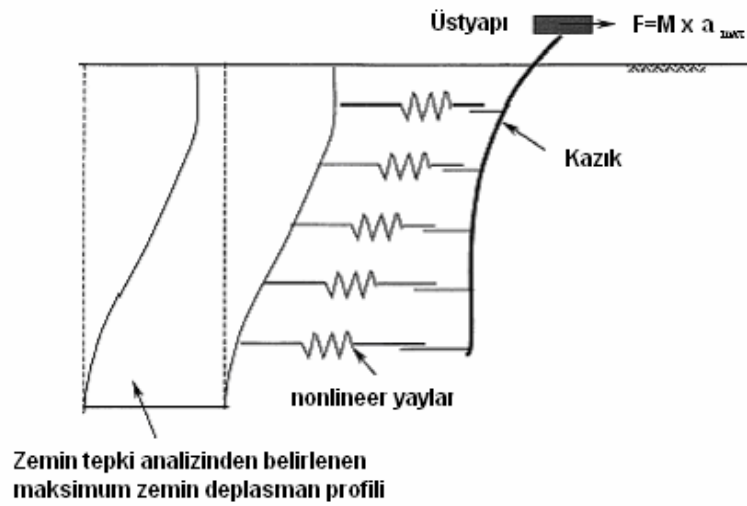
Kazıklı temellerin sismik analizi için pseudostatik analizler yakın bir zamanda ortaya çıkmıştır. Bu yaklaşımlarda, deprem yüklemesinden dolayı kazıkta gelişen maksimum eğilme momentini ve kesme kuvvetini elde etmek için statik bir analiz yürütülmektedir. Bu metotlar diğer karmaşık ve zor dinamik analizlere göre oldukça ilgi çekicidir. Sıvılaşmayan zemindeki kazıklar için Abghari ve Chai (1995) ve Tabesh ve Poulos (2001b) pseudostatik analizler geliştirdiler. Daha sonra pseudostatik analiz sıvılaşan zeminlerin rijitliğinin önemli ölçüde azalmasını ve azalan rijitliğin kazık davranışı üzerinde etkisini de hesaba katarak genişletildi.

Liyanapathirana ve Poulos (2005) pseudostatik analizin hesaplama adımlarını şu şekilde gerçekleştirmişlerdir; ilk olarak, Liyanapathirana ve Poulos (2002b ve 2002c) tarafından geliştirilen serbest-saha tepki analizi uygulandı. Bu analizden, maksimum yer yüzey ivmesi ve kazık uzunluğu boyunca maksimum yer deplasmanı elde edilmiştir.

Zemin-kazık etkileşimi ise nonlinear bir Winkler temeli üzerinde bir kiriş metodu (BNWF) kullanılarak modellendi. Bir Winkler temeli üzerinde bir kirişin kısmi diferansiyel denklemi aşağıdaki gibi verilmiştir;

$$E_p I_p \left(\frac{\partial^4 U_p}{\partial z^4} \right) = K_x (U_{ff} - U_p) + M(a_{\max}) \quad (7.1)$$

burada; E_p kazık malzemesinin Young modülü, I_p kazığın ataleti, U_p kazık deplasmanı, U_{ff} serbest-saha yanal zemin deplasmanı, K_x Winkler modeli yay katsayısı, M başlık-kütlesi ve $a_{\max}$ maksimum yer yüzey ivmesidir. Yay katsayıları, Liyanapathirana ve Poulos (2002a ve 2005) tarafından tanımlanan Mindlin denklemleri integre edilerek hesaplanmıştır. Serbest-saha tepki analizi ile hesaplanan maksimum zemin deplasmanları nonlinear yaylarla kazığa uygulandı. Son adımda, nonlinear statik analiz, kazık tepesine etki eden atalet kuvveti ($F = M a_{\max}$, Şekil 7.1) ve aynı anda serbest-saha tepki analizi ile hesaplanmış kazık boyunca maksimum zemin deplasmanları kazığa uygulanarak kazık boyunca maksimum kazık deplasman, eğilme momenti ve kesme kuvveti profillerini elde etmek için tanımlanmıştır. Ayrıca bu yaklaşımın doğruluğu, Liyanapathirana ve Poulos (2005) tarafından tanımlanan dinamik Benchmark analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır.

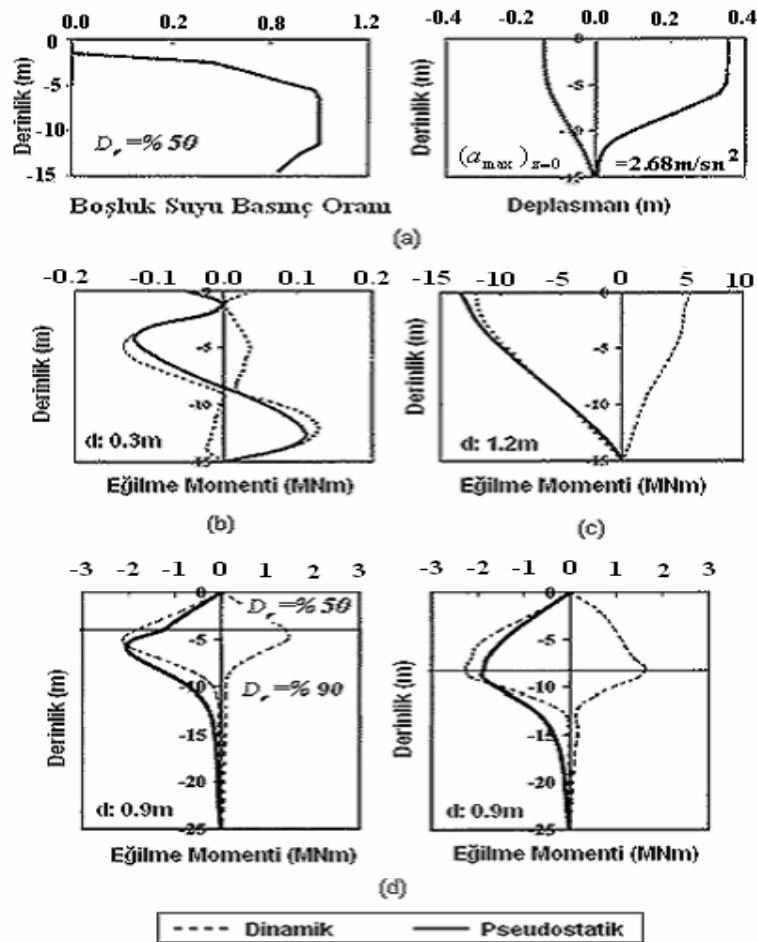


Şekil 7.1: Pseudostatik Analiz İçin Winkler Temeli Üzerinde Kiriş Modeli
(Liyanapathirana ve Poulos, 2005)

Şekil 7.2 (a)'da, tek tabakalı zemin profilinde sıvılaşma derinliği 6-8 metre ve yer yüzeyi deplasmanı 40cm'e kadar değişmiştir. Şekil 7.2 (b-c)'de ise görüldüğü gibi pseudostatik analizden elde edilen kazık tepkileri dinamik analizle elde edilenlerle oldukça iyi uyum göstermiştir (Kazık tepesi rotasyona karşı, kazık ucu ise yanal harekete karşı sınırlandırılmıştır). Yine aynı çapta ve uzunlukta alınan kazığın iç tepkileri başlık kütlesi olup olmadığına göre pseudostatik ve dinamik analizlerin karşılaştırılmasıyla değerlendirilmiştir. Kazık başlık kütlesi taşımadığı zaman iki analiz arasında kusursuz bir uyuma gözlenmiştir, fakat kazık üzerindeki başlık-kütlesi arttırıldığında iki analiz arasındaki uyuşmanın azaldığı ve pseudostatik analizin maksimum kazık eğilme momentini yüksek olarak değerlendirdiği görülmüştür. Buna sebep olarak, pseudostatik analizde ataletsel kuvvetin maksimum

yer ivmesine göre hesaplandığı ve maksimum yer deplasmanlarının kazığa uygulandığı buna karşılık dinamik analizde maksimum serbest-saha yer deplasmanının maksimum yer yüzey ivmesiyle gelişim içinde olmadığı gösterilmektedir (Liyanapathirana ve Poulos, 2005). İki tabakalı farklı sıvılaştırılabilir derinliklere sahip zemin profilleri ile yapılan pseudostatik analizle (kazık tepesi serbest) elde edilen kazık eğilme momenti dağılımlarının ve pik eğilme momentlerinin meydana geldiği yerler dinamik analiz verileriyle oldukça iyi uyum gösterdiği görülmüştür (Şekil 7.2 (d)).

Sonuç olarak karşılaştırma sonuçları, pseudostatik analizde elde edilen sonuçların dinamik analiz sonuçlarıyla oldukça iyi uyum gösterdiği, fakat birkaç durum için dinamik analizle elde edilen tepkilerin 1.25 katına kadar fazla değerlendirmiş olmasına rağmen kabul edilebilir değerler içinde kaldığı ve bu yöntemin deprem sırasında sıvılaştırılabilir zeminlerde kazık tepkilerinin belirlenmesinde kullanılabilir olduğunu göstermiştir (Liyanapathirana ve Poulos, 2005).



Şekil 7.2: Zemin ve Kazık Tepkisi Profilleri (Liyanapathirana ve Poulos, 2005)

7.2 Sınır Denge Analizi

Pseudostatik analize alternatif bir yaklaşım, sınır denge (LE) analizidir. Sınır denge yaklaşımı, genellikle serbest-saha yanal yayılma yönünde, tüm ilgili katmanların kazık temele karşı statik bir yanal basınç uyguladığı kabulü üzerine dayanır. LE analizi, Yeni Zelanda'da 1987 Edgacumbe depreminde meydana gelen yanal yayılmaya karşı bir köprü temelin mükemmel performansını açıklamak için Berrill ve diğ. (1997) tarafından ve 1995 Kobe depreminde yanal zemin deformasyonuna karşı köprü temellerin tepkisini değerlendirmek için Japon Karayolu Birliği (JRA, 1996) ve Yokoyama ve diğ. (1997) tarafından kullanılmıştır.

Dobry ve diğ. (2003) iki tabakalı zemin için (üstte sıvılaşmayan sıg tabaka ve altta sıvılaşabilen kum tabakası) uyguladıkları sınır denge analizinde, deprem sırasında sıvılaşma durumunda kazık üzerinde oluşacak maksimum eğilme momentini (M_{max}) aşağıdaki genelleştirilmiş denklemlerle ifade etmişlerdir;

$$M_{max} = [0.5A_p H_p + A_c H_c] p_l \quad (7.2)$$

burada, A_p sıvılaşmış zemin basıncına maruz kalan kazık gövdesi alanı; $A_p = d H_p$, H_p = zemin içindeki kazık uzunluğu, A_c sıvılaşmış zemin basıncına maruz kalan kazık başlık alanı, H_c sıvılaşmış tabakanın alttaki sınırı ile kazık başlık alanının merkez yüksekliği arasında kalan yükseklik ve p_l (kN/m²) maksimum sıvılaşmış zemin basıncıdır ve büyüklüğü derinlik boyunca sabit kabul edilerek değerlendirilmiştir. Şekil 7.3'de iki tabakalı bir zeminde tek bir kazık üzerinde sınır denge analiziyle değerlendirilmiş kesit diyagramları görülmektedir (Dobry ve diğ., 2003).

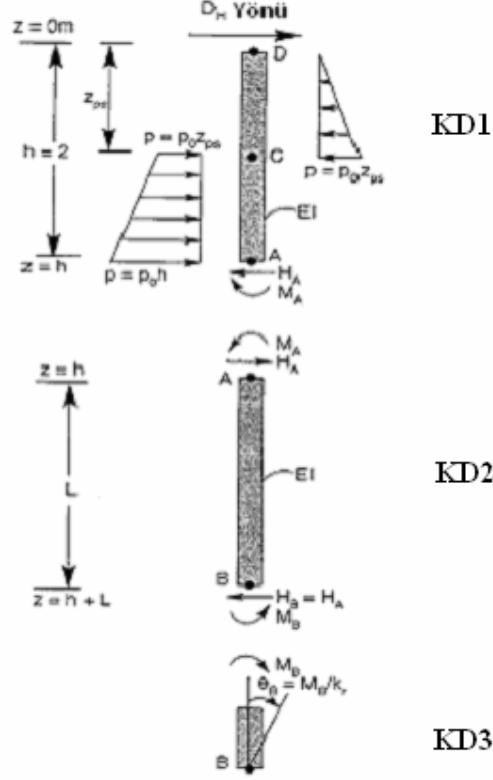
Üç tabakalı zemin profilinde uygulanan sınır denge analizi ise diğer iki tabakalı modellerden oldukça karmaşıktır. Şekil 7.4'de üç tabakalı zemin profilinde uygulanmış sınır denge analizi için kesit diyagramları görülmektedir (Dobry ve diğ., 2003).

Kesit diyagramlarından (KD1 ve KD2) elde edilen üç adet statik denge denklemleri aşağıda verilmektedir;

$$\alpha = z_{ps} / h \text{ ve } M_A / p_o h^3 = \alpha^2 - (2/3)\alpha^3 - 1/6 \quad (7.3)$$

$$H_A / p_o h^2 = 0.5 - \alpha^2 \quad (7.4)$$

(7.7) denklemi, Şekil 7.4’de KD2 ve KD3 kullanılarak, B noktasına göre kazığın A noktasındaki yatay deplasmanın serbest-saha yer deplasmanına ($D_{pA} = D_H$) eşit alınarak hesaplanmasından elde edilmiştir.



Şekil 7.4: Üç Tabakalı zeminlerde Uygulanmış Sınır Denge Analizi İçin Kesit Diyagramları (Dobry ve diğ., 2003)

Dobry ve diğ. (2003) tarafından uygulanan sınır denge analizinin doğruluğu, yine Abdoun (1997) tarafından gerçekleştirilen bir seri santrifüj deney sonuçları üzerinde denenmiştir. İki tabakalı zeminlerde kazık tepkisini belirlemek için ortalama bir p_1 değeri alınarak yapılan sınır denge analizi sonuçları yine iki tabakalı santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçlarla oldukça iyi uyum göstermiştir. Üç tabakalı zemin modellerinde ise uygulanan sınır denge analizi, düşük D_H değerlerinde $M_A \approx M_B$ olduğunu, bulunan $(M_A)_{\max} = 162kNm$ değeri ölçülen $(M_A)_{\max} = 160kNm$ değerine oldukça iyi yaklaştığını ve üstteki tabakanın göçmesinden sonra M_A değerinin düşüp aynı anda M_B değerinin sarsıntı sonuna kadar artmaya devam etmesini oldukça iyi değerlendirmiştir. Fakat model, $(M_A)_{\max}$ değerinin $D_H = 0.29m$ 'de meydana geldiğini gösterirken, ölçümler bu maksimum momentin $D_H = 0.46m$ 'de meydana geldiğini göstermiştir (Abdoun, 1997).

Sonuç olarak, yanal yayılmaya maruz kalan tek kazıkların eğilme tepkisini değerlendirmek için iki farklı basitleştirilmiş sınır denge metodu sunulmuştur. Ana prensip, bir kazık temele karşı zemin tarafından uygulanan yanal kuvvetlerin, ya sıvılaşmayan tabakaların pasif direncinden yada sıvılaşmış zeminin daha zayıf maksimum basıncından oluşmasıdır. Sınır denge analizinden elde edilen kazık tepkilerinin santrifüj deneyinden elde edilen tepkilerle karşılaştırıldığında, bu tür zeminlerde kazık tepkisini değerlendirmede sınır denge analizinin oldukça başarılı olduğu görülmüştür.

7.3 Viskoz Akışkan Model Analizi

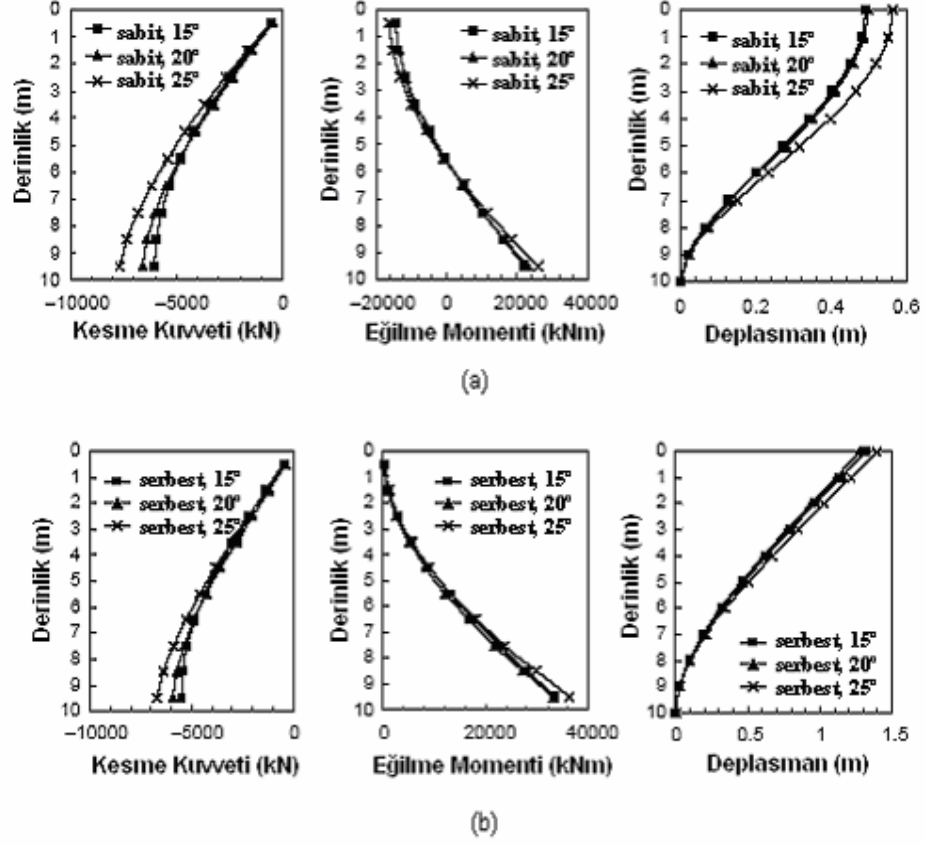
Towhata ve diğ. (1992) ve Uzuoka ve diğ. (1998) sıvılaşmış zemini viskoz sıvı olarak kabul etmişler ve viskoz sıvı kabulüne dayalı modellerinin, sıvılaşmış zeminlerin davranışını uygun bir şekilde benzetebileceklerini doğrulamışlardır. Hamada ve Wakamatsu (1998) sıvılaşmış zeminler üzerinde çeşitli deney sonuçlarından, sıvılaşmış zeminlerin yer hareketi esnasında yarı plastik akışkan gibi davrandığı kararına varmışlardır.

Su altında olan kum şevlerde yerleştirilmiş tek bir kazığın davranışı Hwang ve diğ. (2005) tarafından analiz edilmiştir. Analizde, sıvılaşmış zemin viskoz bir sıvı olarak ele alınmış ve sıvılaşmış kumun viskozitesini tam olarak ölçmek ve gereği gibi değerlendirmek için batma topu deneyleri ve çekme çubuğu deneyleri uygulanmıştır. Batma topu ve çekme çubuğu deney sonuçları sıvılaşmış kumun viskozitesinin artan başlangıç relatif sıkılıkla arttığını ve artan akış hızıyla azaldığını göstermiştir.

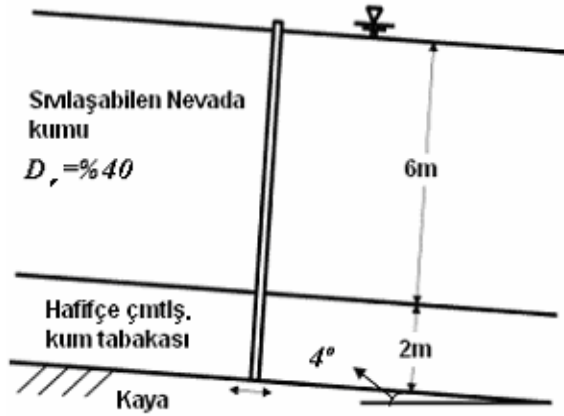
Şekil 7.5’de görüldüğü gibi sonsuz şevde bulunan kum zeminin akma sıvılaşması olasılığını değerlendirmek için, Jumoonjin kumu üzerinde drenajlı koşullar altında izotropik olarak konsolide üç eksenli deneyler yapılmış ve bu kum için, akma sıvılaşmasının meydana gelebileceği şev açılarının 15° , 20° ve 25° olduğu belirlenmiştir. Belirlenen bu şev açılarına göre derinlikle değişen viskozite ve akış hızı diyagramları çıkarılmıştır.

Belirlenen şev açılarıyla ve bu şev açılarına göre viskozite ve akış hızı diyagramlarıyla birlikte zemin ve kazık parametreleri problem girdileri olarak kullanılmış ve sıvılaşabilen sonsuz bir şevin yanal hareketine tabi tutulmuş tek bir kazığın davranışı sonlu eleman bilgisayar programı ABAQUS/AQUA kullanılarak incelenmiştir. Analiz sonuçları, kazıkta meydana gelen kesme kuvvetleri, eğilme momentleri ve yatay deplasmanlar kazık başı sınır şartları dikkate alınarak

gösterilmiştir. Kare en kesitli kazık, 8 metre uzunluğunda ve üst kısmı serbesttir. Analizde, kazığı 30 metreye 16 metre çevreleyen bir zemin bölgesi dikkate alınmış ve geometrik simetriden dolayı yarım ağ kullanılmıştır.



Şekil 7.6: Ölçülen Kazık Tepki Profilleri, (a) Kazık Baş Hareketi Sabit; (b) Kazık Baş Hareketi Serbest (Hwang ve diğ. 2005)



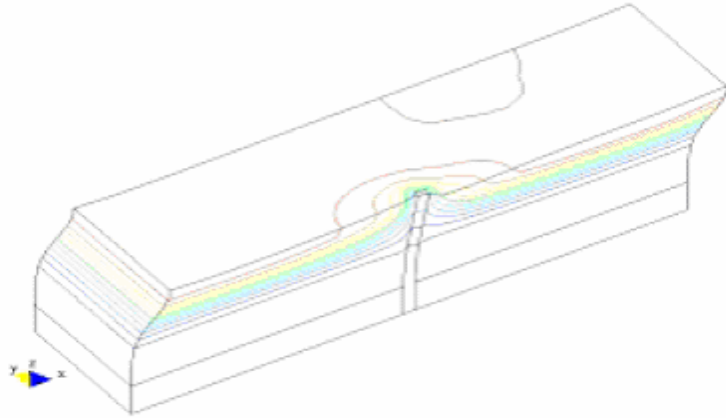
Şekil 7.7: 4° Şev Eğimli Zemin Profili (Jinchi ve diğ. 2004)

Sarsıntıdan sonra yer yüzeyinin sürekli yanal deplasmanı yaklaşık 45 cm idi. Sıvılaşma sonucu serbest arazi zemin hareketinin çoğu üstte 2 metrelik derinlikte yoğunlaştı. Tüm yanal deplasmanlar ise en üstte 6.0 metrede sıvılaşabilen kum tabakası içinde meydana geldi. Alttaki sıvılaşmayan kum tabakası rijit bir gövde gibi davrandı ve herhangi bir deformasyon gözlenmedi. Şekil 7.8’de deforme olmuş ağda çevre çizgiler açıkça kazık başı yanında sıvılaşmış zeminin akış yolunu göstermektedir (Jinchi ve diğ., 2004).

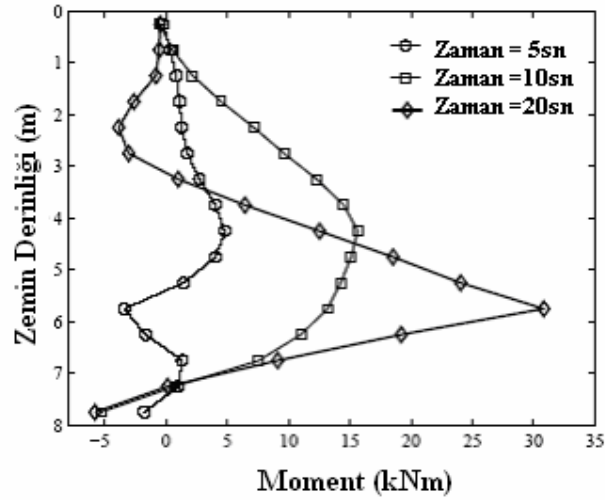
Şekil 7.9 farklı derinliklerde kazığın eğilme momenti zaman analizlerini göstermektedir. Kazık eğilme momenti sarsıntı sonrası 20. saniyede 5.75m derinlikte maksimum değerine ulaşmıştır. Şekilde görüldüğü gibi, maksimum moment sarsıntı sonunda iki zemin tabakasının ara yüzünde meydana gelmiştir.

Dinamik zemin-kazık etkileşiminin sonlu eleman analiz yöntemiyle üç boyutlu modellenmesinden çıkan sonuçlar, santrifüj deneylerinde gerçekleştirilerek elde edilen sonuçlarla oldukça iyi uyduğu görülmüş ve Law ve Mackay (1993) tarafından geliştirilen üç-boyutlu sonlu eleman programının (ParCYCLIC) dinamik zemin-kazık etkileşim problemlerinde kullanılabilir olduğunu göstermiştir.

Buraya kadar özetleyecek olursak, deneysel çalışmalar ve analitik çözümler, arazide deprem sırasında sıvılaşabilen zeminlerde kazık tepkilerinin doğru olarak değerlendirilmesini ve tasarımın bu değerlendirmeler ışığında yapılmasını amaçlamaktadırlar. Deneysel çalışmalarda sağlanan ilerlemeler, arazide kazık davranışının tam olarak incelenmesine yardımcı olmuş ve geçmiş depremlerde kazıklarda meydana gelen hasarlar deneysel çalışmalarla gözlenmiş ve olası göçme mekanizmaları anlaşılmaya çalışılmıştır.



Şekil 7.8: Kazık Modelinin Deforme Olmuş Ağları (Jinchi ve diğ., 2004)



Şekil 7.9: Zamanla Gelişen Kazık Eğilme Momenti Profili (Jinchi ve diğ., 2004)

Bu bağlamda, özellikle santrifüj deney çalışmaları, arazide kazıkta meydana gelen hasarların nedenlerini oldukça başarılı şekilde değerlendirmiştir. Geliştirilen analitik çözümler, arazi ve deney gözlemlerinin de ışığında kazık tasarımının gereği gibi yapılması için uygun zemin ve kazık parametreleri kullanılarak gerçekleştirilmeye çalışılmıştır. Fakat, sıvılaşabilen zeminlerde kazık davranışının gereği gibi değerlendirilmesinde analitik çözümler deneysel çalışmaların biraz gerisinde kalmaktadır. Çünkü arazide zemin-kazık davranışının tam olarak tespiti ve buna göre kazık tasarımının çok daha doğru olması girdi parametrelerinin hassasiyetine bağlı olmaktadır ki bu da analizi çok daha karmaşık hale getirmektedir. Hesap kolaylığı ve girdi parametrelerinin kabaca alınması analitik çözümleri basitleştirmektedir fakat bu da tasarımın tam olarak gerçekleştirilememesine neden olmaktadır. Halbuki deneysel çalışmalar, özellikle santrifüj deneylerde sağlanan ilerlemeler arazide zemin-kazık davranışını kolayca ve çok daha gerçekçi bir şekilde değerlendirebilmektedir. Bu yüzden, bir tasarımcı için en uygun yol, pratikle en gerçekçi doğruluk arasındaki dengeyi kurmak ve tasarımı buna göre gerçekleştirmektir.

8. SAP2000 İLE YANAL ZEMİN YÜKLERİNE MARUZ KALAN KAZIKLI TEMELLERİN ANALİZİ

Sıvılaştan kum zemin tabakalarında kazıklı temellerin davranışını incelemek amacıyla SAP2000 yapısal analiz programı kullanılmıştır. SAP2000’de kazık malzeme özellikleri, kazık rijitliği ve kazık sınır şartları dikkate alınan ve sonlu beton elemanlardan oluşturulan kazık modelleri üzerinde yatay zemin yükleri uygulanarak kazık davranışları incelenmiştir. Yanal zemin yükleri altındaki kazıklı temellerin analizi kohezyonsuz zeminlerde p-y eğrileri aplikasyonundan yararlanarak yapılmıştır. Kohezyonsuz zeminlerde yanal olarak yüklü kazıkların davranışları, SAP2000 analiz sonuçları ve zemin reaksiyon metodundan elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak incelenmiştir (Reese ve Matlock, 1956) Aşağıdaki bölümlerde zemin reaksiyon metodundan ve kohezyonsuz zeminlerde p-y eğrileri aplikasyonundan kısaca bahsedildikten sonra analiz sonuçları değerlendirilecektir.

8.1 Kohezyonsuz Zeminlerde p-y Eğrileri Aplikasyonu

Günümüzde tüm zemin türlerinde yanal olarak yüklenmiş kazıkların tasarımında p-y eğrilerinin uygulaması yaygın bir biçimde kullanılmaktadır. Genel olarak, bu eğriler nonlineerdir ve derinlik, zemin kayma mukavemeti ve yük çevrim sayısı gibi bazı parametrelere bağlıdır (Reese, 1977). p-y eğrileri, bir zemin tabakası derinliği boyunca uygulanan yanal yükler altında zeminde yine derinlik boyunca meydana gelen deformasyonları temsil eder. Kazığı lineer elastik bir kiriş kabul ederek, yanal olarak yüklü kazıklar için diferansiyel denklem aşağıdaki gibidir;

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0 \quad (8.1)$$

burada,

EI: kazık rijitliği,

y: kazık uzunluğu boyunca x derinliğinde kazığın yanal deplasmanı,

P: kazık üzerindeki eksenel yük,

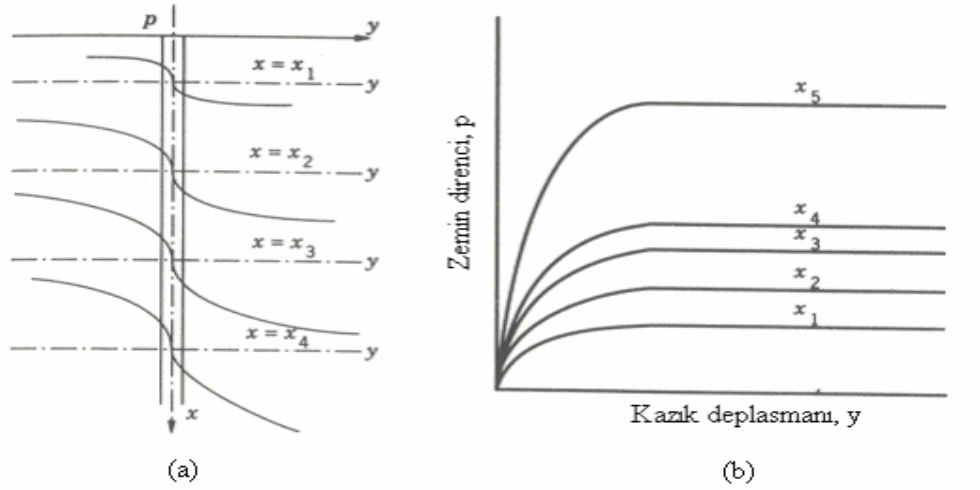
p : birim derinlikteki zemin direnci olup aşağıdaki denklemle ifade edilmektedir;

$$p = ky \quad (8.2)$$

burada, 'k' yatak katsayısıdır.

Zemin modülünün nümerik tanımı, 'y' zemin deformasyonunun bir fonksiyonu olarak zemin reaksiyonu 'p' yi gösteren eğrilerle ifade edilmektedir (Reese ve Welch, 1975). p-y eğrileri Şekil 8.1 (a-b)'de gösterilmektedir. Bu eğrilerin aşağıdaki özelliklere sahip olduğu kabul edilir;

- p-y eğrileri, herhangi bir derinlikteki kazık kesitinde yanal olarak uygulanmış bir basınç altında zeminin yanal deformasyonunu temsil eder.
- p-y eğrileri kazık rijitliğinden ve kazık kesitinden bağımsızdır.



Şekil 8.1: (a) Zemin Tabakasının Çeşitli Derinliklerindeki p-y Eğrileri,
(b) p-y eğrileri, (Prakash, 1990)

Kohezyonsuz zeminlerde yanal olarak yüklü kazıklar için p-y eğrilerinin detaylı uygulama prosedürü (Prakash, 1990)'da incelenebilir.

8.2 Zemin Reaksiyon Metodu

Zemin reaksiyon metodu yaklaşımı (Reese ve Matlock, 1956) yanal olarak yüklenmiş bir kazığı elastik temel üzerinde bir kiriş gibi ele almaktadır. Fakat burada kirişin, elastik zemin ortamı yerine birbirlerine sonsuz yakınlıkta konumlandırılmış

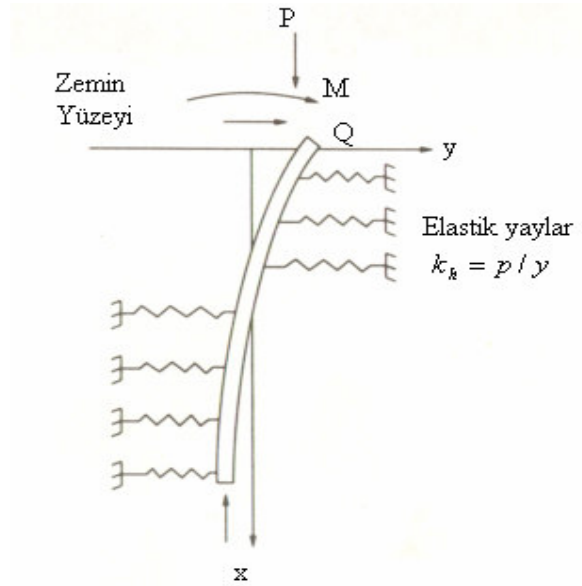
bağımsız elastik yaylardan oluşan bir Winkler zemin modeliyle desteklenmiş olduğu kabul edilir. Elastik yaylar üzerinde yanal olarak yüklü kazığın Winkler idealizasyonu Şekil 8.2’de görülmektedir. Bu yayların rijitliği (k_h : yatay yatak katsayısı) aşağıdaki gibi ifade edilir;

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (8.3)$$

burada,

p : birim kazık derinliğinde ölçülen zemin direnci,

y : yatay kazık deformasyonudur.



Şekil 8.2: Elastik Yaylar Üzerinde Yanal Yüklü Kazık, Winkler İdealizasyonu
(Prakash, 1990)

Zemin direnci-deformasyon ilişkisi nonlineerdir ve Winkler idealizasyonunda değişiklikler gerektirir ki bu değişiklikler bir sonraki bölümde kısaca değinilecek olan p - y eğrileri yaklaşımıyla yapılabilir. Böylece bir kazığın davranışı elastik bir temel üzerinde desteklenmiş elastik bir kirişin denklemini kullanarak analiz edilebilir ve aşağıdaki denklemle ifade edilebilir;

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p = 0 \quad (8.4)$$

burada,

E: kazığın elastisite modülü,

I: kazık kesitinin atalet momenti,

p: $(k_h y)$ 'e eşit olan zemin reaksiyonudur.

(8.4) denklemi aşağıdaki gibi yeniden düzenlenebilir;

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h y}{EI} = 0 \quad (8.5)$$

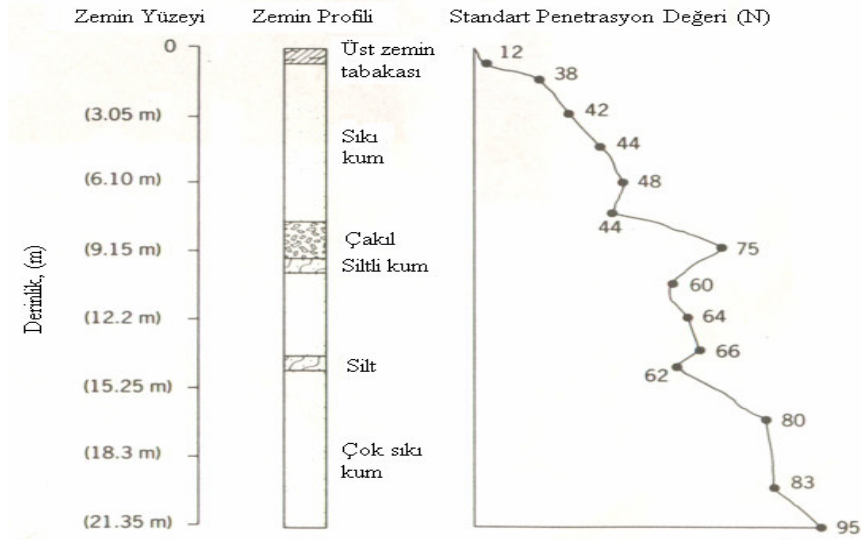
Kohezyonsuz zeminlerde yatay yükler altındaki kazıkların deplasman ve maksimum momentlerini belirlemek için kullanılan (8.5) denkleminin detaylı çözümleri Prakash (1990)'da incelenebilir.

8.3 SAP2000 İle Analiz Edilen Zemin-Kazık Modelinin Analiz Sonuçları

Statik şartlar altında kohezyonsuz zemin tabakalarındaki kazıkların yanal yükler altında meydana gelen kazık reaksiyonları SAP2000 analiz programıyla değerlendirilmiştir. Analiz sonuçları, Prakash (1990)'da kohezyonsuz zeminlerde yanal olarak yüklü kazıkların davranışları zemin reaksiyon metodu kullanılarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır (Reese ve Matlock, 1956). Dış çapı 94.44 cm, et kalınlığı 2.54cm, 18.3m uzunluğunda ve elastisite modülü 200×10^3 MPa olan çelik kazık SAP2000'de sonlu elemanlardan oluşan kiriş şeklinde modellenmiştir. Kirişteki her sonlu elemanın düğüm noktalarına elastik zemin yayları atanmıştır. Böylece atanan her elastik zemin yayı ile elastik zemine oturan bir kiriş modeli oluşturulmuştur. Kazık çubuğa atanan elastik zemin yay katsayısı değerleri verilen zemin profili ve zemin özelliklerine göre değerlendirilmiştir. Şekil 8.3'de kazık derinliği boyunca görülen zemin profili ve zemin özellikleri verilmiştir. Prakash (1990)'daki bu zemin profiline göre yatay yatak katsayısı (n_h) 14114.4 kN/m^3 olarak verilmiştir. Kazık derinliği boyunca her derinlikteki (x) elastik yatay zemin yay katsayısı değerleri $(k_h = n_h x)$ verilen bu zemin reaksiyon katsayısı ile çarpılarak bulunmuştur. Ayrıca çeşitli zemin profilleri için yatay yatak katsayısı değerleri Tablo 8.1'de verilmektedir.

Elastik zemin yay katsayılarının atanmasından sonra kazık başına 222.5 kN yanal yük ve 122kNm moment uygulanmıştır. Bu yükler altında kazıkta oluşan deplasman

ve eğilme momenti profilleri Şekil 8.4 ve Şekil 8.5’deki grafiklerde karşılaştırılmıştır. SAP2000’de elde edilen maksimum yanal kazık deplasmanlarının Prakash (1990)’da zemin reaksiyon metodu kullanılarak elde edilen maksimum yanal kazık deplasmanlarıyla oldukça iyi uyum sağladığı görülmüştür. Şekil 8.5 maksimum kazık eğilme momenti grafiklerine bakıldığında yine aynı şekilde iki analizden elde edilen sonuçların oldukça iyi benzerlik gösterdiği söylenebilir.



Şekil 8.3: Kazık Derinliği Boyunca Zemin Profili ve Zemin Özellikleri (Prakash, 1990)

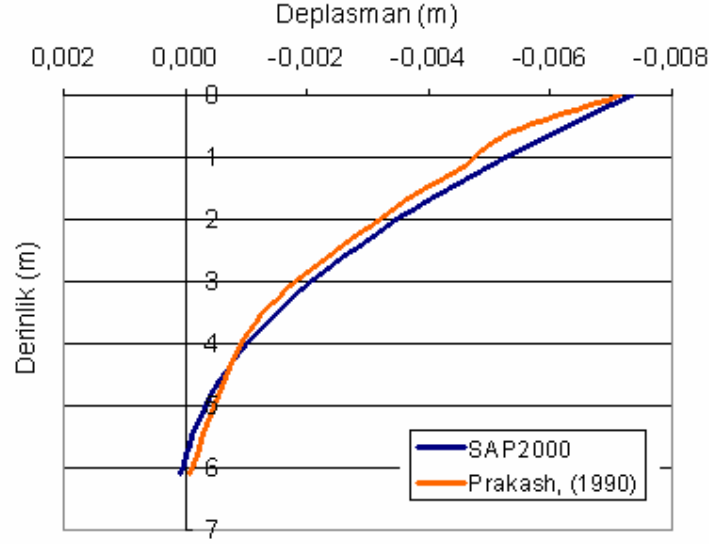
Tablo 8.1: Zemin Yatay Yatak Katsayısı Değerleri (Davisson, 1970)

Zemin Cinsi	Yatay Yatak Katsayısı
Ayrık daneli zeminler	$n_h = 0.5-50 \text{ MN/m}^3$ çoğu kez, $3-30 \text{ MN/m}^3$
Normal konsolide organik silt	$n_h = 0.1-0.8 \text{ MN/m}^3$
Turba	$n_h \approx 0.05 \text{ MN/m}^3$
Killi zeminler	$k_h \approx 67s_u$, (s_u =drenajsız kayma mukavemeti)

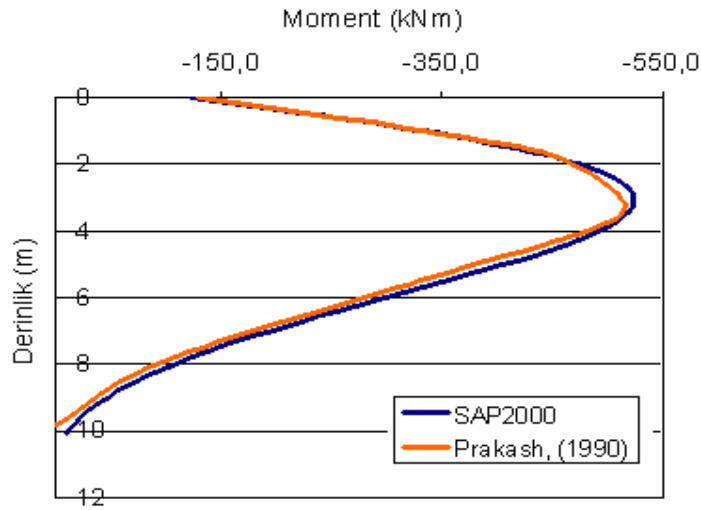
SAP2000’de statik koşullarda kohezyonsuz zeminlerde yatay yükler altındaki kazıkların yanal deplasman ve eğilme momenti tepkilerinin p-y eğrileri uygulaması kullanılarak elde edilen sonuçların Prakash (1990)’da kullanılan zemin reaksiyon metodu uygulanarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmasında SAP2000’in bu çalışmada oldukça başarılı sonuçlar verdiği görülmektedir.

SAP2000 analiz programının bu çalışmadaki başarısı, sonlu kazık elemanlarının düğüm noktalarına atanan yatay zemin yay katsayılarının gereği gibi

değerlendirilmesine bağlı olmaktadır. Yatay zemin yay katsayılarının doğru olarak değerlendirilmesi ise arazi ve laboratuvar deney çalışmalarının başarılı şekilde uygulanmasına bağlı olmaktadır. Arazi ve laboratuvar çalışmalarının yapılamaması halinde ve zemin profilinin kısmen belirli olması durumunda çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen yatay yatak katsayıları (n_h) bu analiz çalışmasında kullanılabilir. Örneğin Tablo 8.1’de Davisson (1970)’in farklı zemin türlerinde önerdiği (n_h) değerleri bu çalışmada referans olarak alınabilir.



Şekil 8.4: Maksimum Yanal Kazık Deplasmanlarının SAP2000 ve Prakash (1990) İle Karşılaştırılması



Şekil 8.5: Maksimum Kazık Eğilme Momentlerinin SAP2000 ve Prakash (1990) İle Karşılaştırılması

SAP2000 ile yapılan analiz sonuçları statik şartlar altında yanal yüke maruz kalan kazıkların tepkilerinin değerlendirilmesinde başarılı olduğu görülürken, dinamik yükler altındaki kazık davranışlarının belirlenmesinde bazı zorluklarla karşılaşmıştır. Özellikle dinamik yükler altında sıvılaştıran kohezyonsuz zeminlerin davranışlarının farklılık göstermesi ve tam olarak değerlendirilememesi bu zorlukların başında gelmektedir. Önceki araştırmalardan bilindiği gibi dinamik yükler altında sıvılaştıran kohezyonsuz zeminler önemli derecede mukavemet kayıplarına uğramaktadır. Dinamik yükler altında bu tür zeminlerde meydana gelen önemli mukavemet kayıpları nedeniyle yatay yatak katsayıları (k_h) ve (n_h) gibi zemin parametreleri büyük ölçülerde değişmekte ve bu değişimin nedeni olarak da bu tür sıvılaştıran zeminlerde bulunan kazık davranışlarını önemli ölçüde değiştirmektedir. Çeşitli araştırmacıların kohezyonsuz zeminlerin dinamik yükler altında sıvılaşma davranışlarını gereği gibi değerlendirmek ve tanımlamak için gerçekleştirdikleri arazi ve laboratuvar çalışmalarında elde ettikleri çeşitli parametreler (örneğin belirli relatif sıkılıktaki kohezyonsuz bir zeminin sıvılaşması durumunda yatay yatak katsayısını indirgeyen bir ' β ' katsayısının belirlenmesi) elde edilmişse de sıvılaşmış zemindeki davranış farklılıkları hala belirsizliğini korumaktadır.

SAP2000 programında zemin davranışlarının analize katılmaması sıvılaştıran zeminlerdeki kazıkların davranışının tam olarak değerlendirilmesine imkan vermemektedir. Bu durumda SAP2000'de zemin-kazık analizinin başarısı, kullanılacak parametrelerin çok iyi belirlenmesini gerektirmektedir ki bu da az önce de bahsedildiği gibi sıvılaştıran zeminlerin davranışlarıyla ilgili belirsizliklerin olması dolayısı ile mümkün olmamaktadır. Bu sebepten sonraki bölümde, deprem yüklemeleri altında sıvılaştıran zeminlerin davranışını ve bu tür zeminlerde bulunan kazıkların davranışını birlikte analiz eden DIANA-SWANDYNE II programı kullanılmıştır (Chan, 1988). DIANA-SWANDYNE II programının tanımı ve bu programla yapılan model analiz çalışmaları 9. bölümde detaylı şekilde incelenecektir.

9. SIVILAŞAN ZEMİNLERDE SİSMİK ZEMİN-KAZIK ETKİLEŞİMİNİN DIANA-SWANDYNE II İLE ANALİZİ

DIANA-SWANDYNE II, Dinamik Etkileşim ve Nonlinear Analiz-SWANsea DYNamic versiyon II (Dynamic Interaction And Nonlinear Analysis-SWANsea DYNamic version II) kelimelerinin baş harflerinden oluşmaktadır. Program DIANA-SWANDYNE I'in geliştirilmiş bir versiyonudur ve program dili FORTRAN-77'dir. Chan (1988) tarafından geomekanik problemlerin statik, dinamik ve konsolidasyon analizleri için tasarlanmıştır. Düzlem deformasyonu ve asimetric analizi içine alan 2-boyutlu bir sonlu eleman programıdır.

Geomekanik uygulamalarda tümüyle nonlinear davranış beklendiğinden, programdaki değişkenler zemin birim hacim ağırlığını, sıvı yoğunluğunu ve boşluk oranını içermektedir. Permeabilite, boşluk oranının ve boşluk basıncının bir fonksiyonu olabilir. Harici yüklemeler, katı faz üzerinde sınır deplasman yada basınç, sınır çekme ve basınç yüklemesi biçiminde verilebilir. Gövde kuvveti her elemana ayrı ayrı uygulanabilir ve bu zamanın bir fonksiyonu olabilir. Bu değişim ise, başlangıç gerilme analizi yada santrifüj deneyi için faydalıdır. Uygulanan deprem, bir sınır ivmesi olarak öngörülür ve böylece uygulanmasında başka herhangi bir kabule gerek kalmaz. Yatay yada düşey yönde deprem hareketleri oluşturulan modele uygulanabilir.

Zemin ağıının tüm düğüm noktalarında deplasman, basınç, hız, ivme ve basınç değişim oranı değişimleri izlenebilir. İvme, mutlak ve relatif deplasman, toplam ve boşluk suyu basıncı ve deforme olmuş şekil de alan içinde herhangi bir yerden gösterilebilir.

Programda 5 adet temel zemin modeli bulunmaktadır. Bu modeller; Lineer Elastik model, ortalama efektif çevre basıncıyla değişen Coulomb sürtünme zarfıyla birlikte genel elastik model, elastik-tam plastik Mohr-Coulomb, Orijinal Cam kili ve Pastor-Zienkiewicz Mark-III modelleridir. Bu klasik 5 adet zemin modellerine ek olarak yeni zemin modelleri kolaylıkla tanımlanabilmektedir.

Ayrıca DIANA-SWANDYNE II'e yeni özellikler eklenerek güncelleştirilmiştir (Chan, 1993). Bu yeni özelliklerden birkaçı ise, relatif deplasmanların yerine toplam

deformasyonlar kullanılır, deprem ivme yada ataletsel kuvvetler olarak uygulanabilir. Pastor Zienkiewicz-Mark-III modeli üzerinde bazı modifikasyonlar yapılmıştır. İvmenin, mutlak ve relatif deplasmanın, toplam ve efektif basıncın gösterimi bir elemanın herhangi bir noktasında uygulanabilir.

Bu bölümde program dosyaları anlatıldıktan sonra yapılan analizler ve değerlendirmeleri sunulacaktır.

9.1 DIANA-SWANDYNE II’de Kullanılan Girdi Dosyaları

DIANA-SWANDYNE II programı uygulanacak her sonlu eleman analizi için 4 adet girdi dosyasına ihtiyaç duymaktadır. Bu girdi dosyaları, ağ (mesh), veri (data), başlangıç (init) ve deprem (eqk) dosyalarından oluşmaktadır. Bir analizinin yürütülmesi bu girdi dosyalarının belirli sırada oluşturulmasını gerektirmektedir. Bu dört adet temel girdi dosyasının kısa tanımı aşağıda verilmektedir.

- 1) Ağ (Mesh) Dosyası: Ağ dosyası, analizde kullanılacak sonlu eleman ağının geometrisini tanımlamaktadır. Tanımlanan zemin modelinin geometrisi küçük bölgelere bölünerek sonlu eleman ağı oluşturulur. Ağ dosyasının hazırlanmasında ‘DYNMGEN’ girdi dosyası kullanılır. ‘DYNMGEN’ girdi dosyasında, hazırlanacak zemin ağı geometrisinin koordinatları, eğer kullanılacaksa rijit blokların koordinatları, zemin ağ geometrisinin bağlı düğüm noktaları, sınır koşulları ve zamana bağımlı yada bağımsız öngörülen değerler tanımlanır. Geometride kullanılan sıvı ve katı elemanlar bu girdi dosyasında ayrı bir faz olarak tanımlanır. DYNMGEN dosyasının sonlu eleman analizine işlenmesi ‘VC3GEN’ yürütme dosyasıyla mümkün olmaktadır. Yürütme sonrasında, zemin modelinin geometrik düğüm noktaları ve sınır koşullarının kontrolü sırasıyla çıktı dosyalarında ‘DYNMMES’ ve ‘DYNMBOU’ izlenerek yapılabilir. Ağ dosyasının oluşturulmasıyla ilgili detaylı bilgiler DIANA-SWANDYNE II program kılavuzunda bulunmaktadır (Chan, 1988).
- 2) Veri (Data) Dosyası: Veri dosyası, sonlu eleman analizinin uygulanmasında kullanılacak kontrol verileri içerir. Sonlu eleman analizi hakkındaki tüm teknik bilgiler bu dosya içinde saklanır. Diğer girdi dosyaları sabit kalmak koşuluyla bu girdi dosyasında yapılacak değişiklikler analiz sonuçlarında izlenecektir. Bu veri dosyasının hazırlanmasında ‘DYNDAT’ girdi dosyası kullanılır. Sonlu eleman analizini kontrol eden bu girdi dosyasındaki veriler alt kayıtlar altında belirli bir düzende sıralanmıştır. Bu alt kayıtlarda, analizi kontrol eden geoteknik şartlar; çözüm metodu (Statik, Dinamik yada Konsolidasyon) ve drenaj koşulları

(drenajlı yada drenajsız) dinamik bir analizde uygulanacak deprem hareketinin türü ve ölçeği, analizde kullanılacak zemin modelinin tipi ve bu zemin modelinin mühendislik özellikleri (permeabilite, boşluk oranı vs.), ‘VC3GEN’ yürütme dosyasının oluşturduğu zemin modelinin ağ geometrisinin zamana bağımlı yada bağımsız öngörülen değerleri ve sınır koşulları, analiz sonuçlarını zemin modeli ağı içinde istenen uzaysal koordinatlarda gösteren gösterim kodları ve sonlu eleman analiz sürecini ve sonucunu etkileyen diğer parametreler anahtar kodlarıyla birlikte yer almaktadır. Bu veri dosyasındaki sonlu eleman analiz sürecini ve sonucunu etkileyen parametreler ve parametre kodları hakkında ayrıntılı bilgiler DIANA-SWANDYNE II program kılavuzunda bulunmaktadır (Chan, 1988). Veri dosyasının hazırlanmasında dikkat edilecek diğer bir husus analizin çözüm metodudur. Örneğin dinamik bir analizin tasarlanması durumunda ayrı ayrı iki adet veri dosyası hazırlanmalı, bu veri dosyaları alt dosyalara alınarak kendi içinde ayrı ayrı analiz edilmeli ve dinamik analizdeki başlangıç dosyası için gereken girdiler statik analizden sonra sağlanmalıdır.

- 3) Başlangıç (Initial) Dosyası: Başlangıç dosyası, sonlu eleman analizinin başlangıç şartlarını oluşturur. Bu dosyadaki veriler, başlama zamanını, maksimum deplasman normunu, deprem durumunu, başlangıç deplasmanını, başlangıç hızını, başlangıç ivmesini ve zemin modelinin içsel parametrelerini oluşturmaktadır. Başlangıç veri dosyasının hazırlanmasında ‘DYNINT’ girdi dosyası kullanılır. Burada önemli bir husus, dinamik analiz için gereken başlangıç dosyası, statik analizden sonra elde edilen ‘dynfin’ çıktı dosyası kopyalanarak oluşturulmalıdır. Dinamik analizde başlangıç dosyasının oluşturulmasında dikkat edilecek diğer bir husus, başlangıç hızı ve ivmesi sıfır olarak girilmelidir. ‘DYNINT’ başlangıç girdi dosyasının oluşturulmasıyla ilgili ayrıntılı bilgiler DIANA-SWANDYNE II program kılavuzunda bulunmaktadır (Chan, 1988).
- 4) Deprem (Earthquake) Dosyası: Sonlu eleman analizi için gereken son girdi dosyasını deprem dosyası oluşturmaktadır. Dinamik analiz için gereken bu girdi dosyasının hazırlanmasında dikkat edilecek önemli husus depremin türü ve ölçek faktörüdür. Dinamik analiz için istenen yükleme hareketi türü (örneğin sinüzoidal yada velacs) ve hareket ölçeği (model yada prototip) ‘DYNEQK’ girdi dosyası içinde oluşturulup ölçek faktörü veri dosyasında kodlanmalıdır.

Yukarıda bahsedilen bu dört girdi dosyası aynı klasör içinde toplanır ve ‘VC3FN’ yürütme dosyası kullanılarak analiz başlatılır. Analiz sonucu oluşan çıktı dosyalarından analiz sonrası mesajlar ve analiz sonuçları incelenir. Çıktı

dosyalarındaki veriler ‘DYNPLT’ yürütme dosyası kullanılarak analiz sonuçları grafikler halinde görüntülenmektedir. ‘DYNPLT’ için gerekli ‘DYNPINP’ girdi dosyası ve ‘DYNDAT’ girdi dosyasındaki plot kodları ile ilgili detaylı bilgiler DIANA-SWANDYNE II program kılavuzunda bulunmaktadır (Chan, 1988).

9.2 DIANA-SWANDYNE II Programında Kullanılan Kazıkların ve Zemin Tabakalarının Özellikleri

9.2.1 Kazık Özellikleri

Analizde kullanılan model kazıklar çelik ve beton olmak üzere iki tip malzemeden hazırlanmıştır. Malzeme türüne göre farklı poisson oranlarında kullanılan kazıklar $E=1000\text{MPa}$, 3555MPa ve 30000MPa olmak üzere farklı rijitliklerde tasarlanarak sıvılaştan zeminlerdeki davranışı analiz edilmiştir. Profilde genişliği 60 cm olan kazıkların uzunlukları 8 ile 10 m arasında değişmektedir. Kazıklar uç ve yüzen kazıkları olarak tasarlanmış ve ayrıca kazıkların baş ve uç kısımları x yönünde yatay harekete sınırlandırılarak davranış farklılıkları gözlenmiştir. Programda tanımlanan modellerden Lineer Elastik model kazık malzeme modeli olarak atanmıştır. Böylece kullanılan bu kazık modeli lineer elastik bir tepki vermektedir. Burada önemli bir husus ise, kazık malzemesi olarak seçilen Lineer Elastik modelin elastik bir davranış sergilemesi kazıklarda herhangi bir göçme kriterini tanımlamamıştır. Diğer deyişle yapılan analizlerde kazıkların hiçbirinde göçme meydana gelmemektedir. Kazık malzemesi olarak Lineer Elastik modelin seçilme nedeni sıvılaştırmış zeminlerin kazık üzerinde uyguladığı maksimum eğilme momentlerinin tam olarak tespit edilmesine bağlanmıştır. Bu nedenle kazıklarda meydana gelecek göçmenin tanımlanması, lineer elastik malzemeden oluşan kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentlerinin kazık enkesitine göre hesaplanacak plastik eğilme momenti kapasitesine göre değerlendirilmesini gerektirmektedir. Lineer Elastik modelle ilgili detaylı bilgiler DIANA-SWANDYNE II program kılavuzunda bulunabilir (Chan, 1988).

9.2.2 Zemin Tabakalarının Mühendislik Özellikleri

Analizde kullanılan zemin tabakaları sıvılaşabilen ve kohezyonlu sıvılaşmayan Nevada kumundan oluşmaktadır. Sıvılaşabilen Nevada kumu %40 ve %60 sıkılıklarda ve hafifçe çimentolaşmış sıvılaşmayan Nevada kumu %60 sıkılıkta ve 5.1kPa’lık kohezyona sahiptir. Sıvılaştan %40 ve %60 sıkılıklardaki Nevada kumunun mühendislik parametreleri, dinamik analiz için Pastor Zienkiewicz-Mark

III model parametreleri (DEP08F) dikkate alınarak yeniden düzenlenmiştir. Üç eksenli deney aygıtlarının mühendislik uygulamalarındaki yaygın kullanımından dolayı Pastor Zienkiewicz-Mark III modelinin parametre tanımlamaları drenajlı ve drenajsız monotonik yükleme deneylerine ve çevrimsel drenajsız deneylere dayanmaktadır. %40 ve %60 sıklıklardaki Nevada kumunun üç eksenli drenajsız deneylerden elde edilen ve Pastor Zienkiewicz-Mark III modeline göre (DEP08F) yeniden düzenlenen parametrik özellikleri Tablo 9.1’de verilmiştir. Ayrıca Nevada kumunun mühendislik özellikleri Arulmoli ve diğ. (1992) tarafından Tablo 9.2 ve 9.3’de verilmiştir. DEP08F modelinin parametrik tanımlamaları ve parametre modifikasyonları Chan (1988)’de detaylı olarak incelenebilir.

Tablo 9.1: Nevada Kumu DEP08F Model Parametre Değerleri (Chan, 1988)

PZ3 Model Parametreleri (DEP08F)	Nevada Kumu (%40)	Nevada Kumu (%60)
XMGCA (Kritik Durum Çizgisi Eğimi)	1.15	1.32
XMFCFA (Kritik Durum Çizgisi Eğimi)	1.035	1.30
ALFAF (Yükleme için genişleme ile gerilme oranı ilişkisini tanımlayan parametre)	0.45	0.45
ALFAG (Plastik deformasyon için genişleme ile gerilme ilişkisini tanımlayan parametresi)	0.45	0.45
HEV0C (Bulk Modülü)	770.0 kPa	2000 kPa
HES0C (Kayma modülünün üç katı)	1155 kPa	2600 kPa
ICELS (Bulk ve Kayma Modülü parametresi)	0	0
BETA0 (Kayma Zorlanması için Sabit)	4.2 kPa	4.2 kPa
BETA1 (Kayma Zorlanması için Sabit)	0.2 kPa	0.2 kPa
PINIT (Ortalama Efektif Çevre Basıncı)	4.0 kPa	4.0 kPa
H0LOD (Yükleme Plastik Modül Sabiti)	600.0	750.0
H0UNL (Boşaltma Plastik Modül Sabiti)	4000 kPa	40000 kPa
GAMHU (Boşaltma Plastik Deformasyon Sabiti)	2.0	2.0
GAMDM (Tekrarlı Yükleme Plastik Deformasyon Sabiti)	0.0	4.0

Tablo 9.2: Nevada No:120 Kumunun Özellikleri (Arulmoli ve diğ., 1992)

Özellik	Değer
D_{10} (efektif dane çapı)	0.09 mm
D_{50} (ortalama dane boyutu)	0.15 mm
G_s (Özgül ağırlık)	2.67
e_{max} (Maksimum boşluk oranı)	0.887
e_{min} (Minimum boşluk oranı)	0.511
Maksimum kuru birim hacim ağırlığı, (kN/m ³)	17.33 kN/m ³
Minimum kuru birim hacim ağırlığı, (kN/m ³)	13.87 kN/m ³

Sonlu eleman analiz programında, statik analiz için %40 ve %60 sıklıklardaki Nevada kumu parametreleri Genel Elastik model olarak tanımlanmıştır. Bu model, analizde genel elastik bir tepki vermektedir. Statik analizde dinamik analizden farklı olarak zemin modelinin Genel Elastik model olarak uygulanmasının nedeni ise, DEP08F-PZ3 modelinin sıfır gerilme durumundan başlayamamasından kaynaklanmaktadır. Bununla birlikte zeminin geçmişte maruz kaldığı gerilme durumunu modellemenin zorluğu herhangi başlangıç gerilme durumunu kabul edilebilir kılar. Genel Elastik modelle ilgili detaylı bilgiler DIANA-SWANDYNE II program kılavuzunda bulunmaktadır (Chan, 1988).

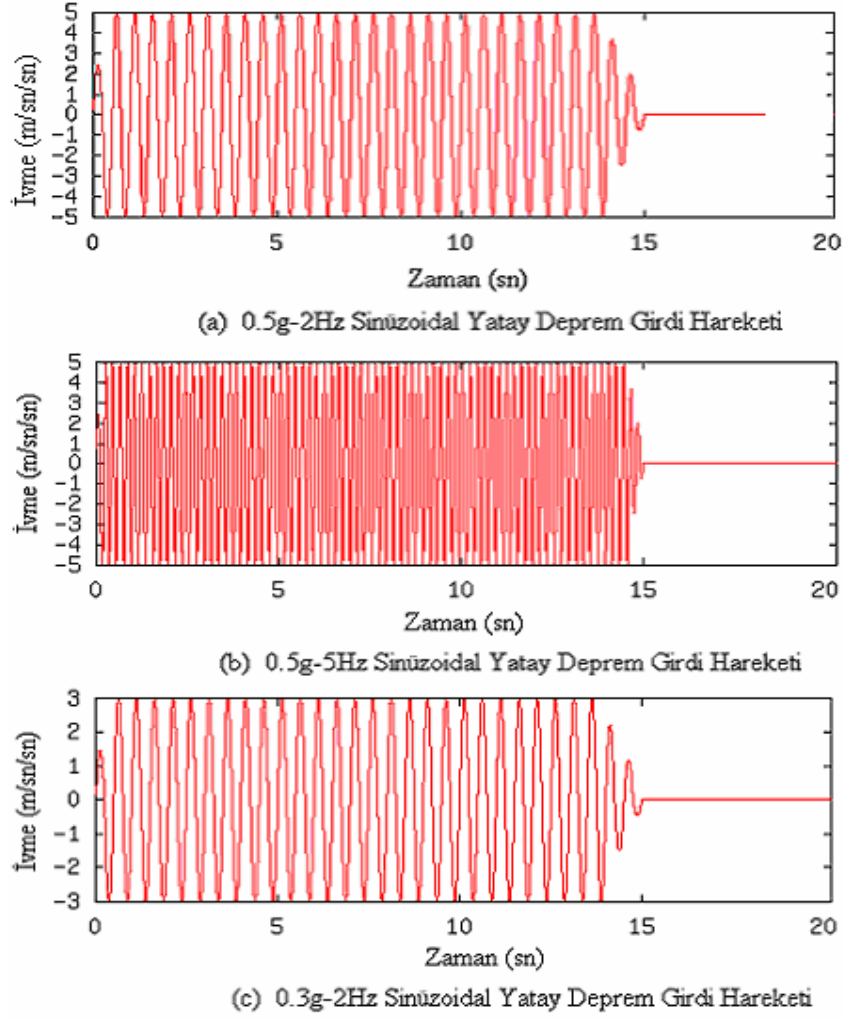
Tablo 9.3: Nevada Kumunun Sabit Seviyeli Permeabilite Deney Sonuçları (Arulmoli ve diğ., 1992)

Birim Hacim Ağırlığı, (kN/m ³)	Suya Doygun Birim Hacim Ağırlığı, (kN/m ³)	Boşluk Oranı (e)	Relatif Sıklık (%)	Permeabilite (m/sn)
16.95	20.50	0.550	91.0	2.3×10^{-3}
15.76	19.76	0.667	60.1	5.6×10^{-5}
15.08	19.34	0.742	40.2	6.6×10^{-5}

9.2.3 Girdi Deprem Hareketleri

Girdi deprem hareketleri farklı büyüklüklerde ve farklı frekanslarda uygulanmıştır. Böylece zemin tabakalarına uygulanan farklı deprem hareketleriyle zemin-kazık sistemlerinin dinamik davranış farklılıkları incelenmiştir. Program, deprem hareketlerini zemin tabakası sistemlerinin tabanına uygulamaktadır. Programda girdi deprem hareketleri 'DYNEQK' girdi dosyasında oluşturulmaktadır.

Deprem girdi hareketleri yatay, sinüzoidal, üniform, 0.5g ve 0.3g büyüklüklerinde, 2 ve 5Hz frekans içeriklerinde 30 ve 75 üniform çevrimden oluşmaktadır. Ölçek faktörü '1' alınarak deprem hareketi prototip modelde birebir uygulanmıştır. Uygulanan 0.5g-2Hz, 0.5g-5Hz, 0.3g-2Hz yatay deprem girdi hareketleri Şekil 9.1 (a)-(b) ve (c)'de verilmektedir. Sinüzoidal üniform yatay deprem girdi hareketleri CYCLIC 1D sonlu eleman programı kullanılarak elde edilmiştir. CYCLIC 1D ile ilgili daha fazla bilgi için <http://cyclic.ucsd.edu> adresine başvurulabilir.



Şekil 9.1: (a)-(b)-(c) Sinüzoidal Yatay Deprem Girdi Hareketleri
(CYCLIC 1D; <http://cyclic.ucsd.edu>)

9.2.4 Zemin-Kazık Modellerinin Oluşturulması

DIANA-SWANDYNE II programında analiz edilen zemin-kazık profilleri farklı tabaka sayıları ve zemin eğimleri dikkate alınarak oluşturulmuştur. Zemin-kazık modellerindeki tüm kazıklar 10m yüksekliğinde ve 0.6m genişliğinde dikdörtgen bir elemandan oluşturulmuştur. Yüzen kazıklar için ise kazık boyları 9.5m olarak seçilmiştir. Modellerde kullanılan kazıklarda $E=1000 \times 10^6$, 3555×10^6 ve 30000×10^6 Pa üç farklı elastisite modülü kullanılmıştır.

Tüm modellerde kullanılan zemin profillerinin yükseklikleri ise, 10m ve uzunlukları 30.6m olacak şekilde seçilmiştir. Arazi eğimine bağlı olarak (0° , 3° ve 7°) düz ve

eğimli zemin profilleri oluşturulmuştur. Arazi eğimine ve farklı zemin özelliklerine sahip zemin tabaka sayısına bağlı olarak zemin-kazık modelleri içindeki her sonlu blok elemanın koordinatları 'DYNMGEN' girdi dosyasında kodlanmıştır. Üçgen yada dörtgen olabilen sonlu blok elemanlar kare elemanlar olarak seçilmiş, oluşturulan her sonlu eleman bloğuna ilgili malzemeler atanmış ve her sonlu eleman bloğu kendi içinde tekrar alt kare sonlu elemanlara bölünerek zemin profilleri oluşturulmuştur. Modellerde kullanılan zemin tabakaları için, %40 ve %60 relatif sıklıklarda hazırlanmış Nevada kumu malzemesi için PZ3-DEP08F (Pastor Zienkiewicz-Mark III) zemin modeli, sıvılaşmayan 5.1 kPa kohezyona sahip %60 relatif sıklıktaki sıkı Nevada kumu malzemesi için GE (Genel Elastik) zemin modeli ve beton kazık malzemesi için ise LE (Lineer Elastik) modeli seçilmiş ve sonlu blok elemanlara atanmıştır. Tüm zemin-kazık modellerinde zemin profillerinin sağ ve sol kenarlarına aynı deplasmanların oluşmasını sağlayan bağlı düğüm noktaları atanarak zemin profilinin sağ ve sol kenar sınır koşulları tanımlanmıştır. Kazık-zemin profillerinde uygulanan bir başka sınır koşulu ise farklı iki faz (katı ve sıvı faz) dikkate alınarak tanımlanmaktadır. Katı fazlar zemin-kazık profilindeki katı zemin ve kazık elemanlarını tanımlarken, sıvı faz zemin-kazık profilindeki boşluk sıvısını tanımlamaktadır. Yapılan analizlerde zemin-kazık profillerindeki katı fazlar için profil tabanındaki düğüm noktalarına yatay ve düşey yönlerdeki (x ve y yönlerinde) deplasmanları sınırlayan sınır koşulları tanımlanmıştır. Katı fazlardaki profil tabanlarının düğüm noktaları için yapılan bu uygulamalar zemin-kazık profillerinin rijit bir kaya tabakası üzerinde olduğunu tanımlamaktadır.

Bu sınır koşullarına ek olarak zemin profillerinin yüzeyinde sıvı faz için de bir sınır koşulu oluşturulması gerekmektedir. Sıvı faz için oluşturulan bu sınır koşulu zemin-kazık profilinde yeraltı su seviyesinin belirlenmesine imkan tanır. Zemin profilinde tanımlanan sıvı faz için sınır koşulu yeraltı su seviyesinde drenajın serbest ve basıncın sıfır olduğunu ifade etmektedir.

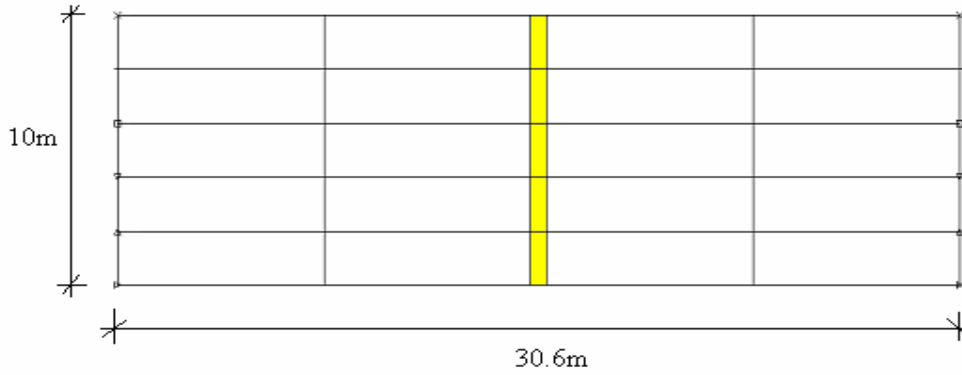
9.3 Tek Tabakalı Düz Bir Zemin İçinde Tek Bir Kazığın Analizi

Bu bölümde Model 1 olarak anılan düz tek tabakalı sıvılaşan zemin tabakası içinde tek bir kazığın dinamik etkiler altındaki davranışı incelenecektir. Model 1'de tasarlanan zemin profili, herhangi arazi eğimine sahip olmayan sıvılaşabilen kumdan oluşmaktadır. Sıvılaşan zemin tabakası %40 ve %60 relatif sıklıklardaki Nevada kumudur. Farklı relatif sıklıklarda hazırlanan kum tabakasının dinamik yüklemeler altında zemin kazık sistemindeki davranışı bu farklı relatif sıklık değerleriyle gözlenmiştir. Zemin-kazık modelinde farklı rijitliklere sahip beton kazıklar

($EI=2250kNm^2$ ve $67500kNm^2$) kullanılmıştır. Model 1 zemin-kazık modellerinde çeşitli faktörler zemin-kazık modelleri üzerinde uygulanmış ve analiz sonuçları bu faktörler göz önüne alınarak değerlendirilmiştir.

9.3.1 Model 1 Zemin-Kazık Profili

Model 1 giriş bölümünde bahsedildiği gibi düz bir arazi profili düşünülerek tasarlanmıştır. Model 1, 10 metre yüksekliğinde ve 30.6 metre uzunluğunda tek tabakalı bir zemin profilinden oluşmaktadır. Model 1’de kullanılan sıvılaştan Nevada kumu malzemesi için PZ3-DEP08F (Pastor Zienkiewicz-Mark III) zemin modeli, beton kazık malzemesi için ise LE (Lineer Elastik) modeli seçilmiştir. Model 1 için hazırlanan genel zemin-kazık profili Şekil 9.2’de gösterilmektedir.



Şekil 9.2: Model 1 Zemin-Kazık Profili

Model 1’de farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış (%40 ve %60) Nevada kumunun dinamik yükler altında farklı sıvılaşma etkileri, yüzen-uç kazığı ve farklı rijitlikteki uygulanan ($E=1000 \times 10^6$ ve 30000×10^6 Pa) kazıkların davranışları farklılıkları ve farklı büyüklük ve frekanstaki deprem yüklemelerinin zemin-kazık modelleri üzerinde farklı etkileri incelenmiştir.

9.3.2 Model 1 Analiz Sonuçları

Düz bir arazide tek tabakalı sıvılaştan kum tabakası içinde kazıkların davranışı Model 1’de incelenmiştir. Model 1 olarak anılan alt modellerdeki kazıkların davranışı tek tabakalı sıvılaştan kum zeminlerin farklı relatif sıkılıklardaki sıvılaşma etkileri, farklı deprem büyüklük ve frekansları, farklı kazık rijitlikleri, farklı kazık türleri ve farklı kazık baş ve uç sınır şartları altında incelenmiştir. Model 1, sıvılaşma etkilerini dikkate alan Model 1.1 (%60) ve Model 1.2 %40), deprem büyüklüğünü ve frekans içeriğini dikkate alan Model 1.3 (0.3g-2Hz) ve Model 1.4 (0.5g-5Hz), kazık rijitliğini

dikkate alan Model 1.5 (düşük rijitlikteki kazık), kazık sınır baş koşullarını ve kazık türünü dikkate alan Model 1.6 (kazık başı hareketi sınırlı), Model 1.7 (yüzen kazık) ve Model 1.8 (kazık başı hareketi sınırlı yüzen kazık) modellerinden oluşmaktadır. Model 1’de uygulanan farklı zemin-kazık modellerinin özellikleri Tablo 9.4’de verilmiştir.

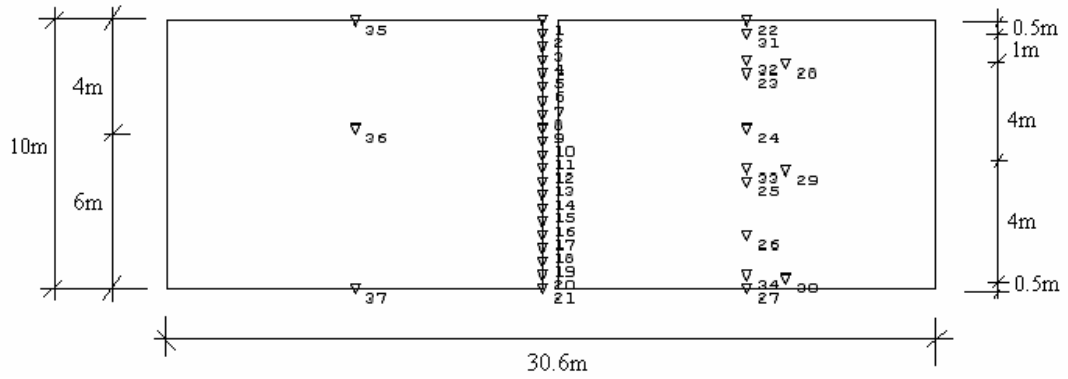
Şekil 9.3’de, Model 1 zemin-kazık profili derinliği boyunca belirlenen noktalardan ivme, efektif gerilme, boşluk suyu basınç oranı, serbest arazi yanal zemin deplasmanı ve yanal kazık deplasman kayıtları alınmıştır. Alınan kayıtların zemin profilindeki koordinatları aşağıdaki bölümlerde verilmiştir. Şekil 9.3’deki kayıt numaraları; 1-21 arası olan noktalar kazık deplasman kayıtlarını, 22-27 arası olan noktalar serbest saha zemin deplasman kayıtlarını, 28-30 arası olan noktalar efektif gerilme kayıtlarını, 31-34 arası olan noktalar boşluk basıncı kayıtlarını, 35-37 arası olanlar ivme kayıtlarını göstermektedir.

Tablo 9.4: Model 1’de İncelenen Alt Zemin-Kazık Modelleri ve Özellikleri

Model No	Relatif Sıkılık	Tabaka Sayısı	Deprem Hareketi	Kazık Rijitliği kNm^2	Kazık Türü	Kazık Baş ve Uç Sınır Şartları, -x- Yönünde	
Model 1.1	%60	1	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Tutulu
Model 1.2	%40	1	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Tutulu
Model 1.3	%40	1	0.3g-2Hz	67500	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Tutulu
Model 1.4	%40	1	0.5g-5Hz	67500	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Tutulu
Model 1.5	%40	1	0.5g-2Hz	2250	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Tutulu
Model 1.6	%40	1	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş	Tutulu
						Uç	Tutulu
Model 1.7	%40	1	0.5g-2Hz	67500	Yüzen	Baş	Serbest
						Uç	Serbest
Model 1.8	%40	1	0.5g-2Hz	67500	Yüzen	Baş	Tutulu
						Uç	Serbest

Model 1’deki zemin-kazık modelinin farklı sınılaşma durumları altındaki davranışları Model 1.1 ve Model 1.2 analiz sonuçlarının karşılaştırılmasıyla incelenmiştir. Model 1.1 ve Model 1.2’deki kum zemin tabakası az önce de bahsedildiği gibi sırasıyla %60 ve %40 relatif sıkılıklardaki Nevada kumundan oluşmaktadır.

Her iki model 0.5g büyüklüğünde ve 2 Hz frekansında sinüzoidal üniform yatay deprem hareketine tabi tutulmuştur. Her iki modelde kullanılan beton kazıklar aynı rijitlikte olup $EI=67500\text{kNm}^2$ 'dir. Bu iki modelde hazırlanmış farklı relatif sıklıklardaki Nevada kumunun farklı sıvılaşma davranışları ilk olarak zemin-kazık profili içinde üç derinlikte ölçülen ivme-zaman grafiklerinden izlenebilir. Model 1.1 zemin-kazık profilinde 0, 4m ve 10m derinliklerde ölçülen ivme-zaman grafikleri Şekil 9.4'de, Model 1.2 zemin-kazık profilinde 0, 4m ve 10m derinliklerde ölçülen ivme-zaman grafikleri ise Şekil 9.5'de görülmektedir.



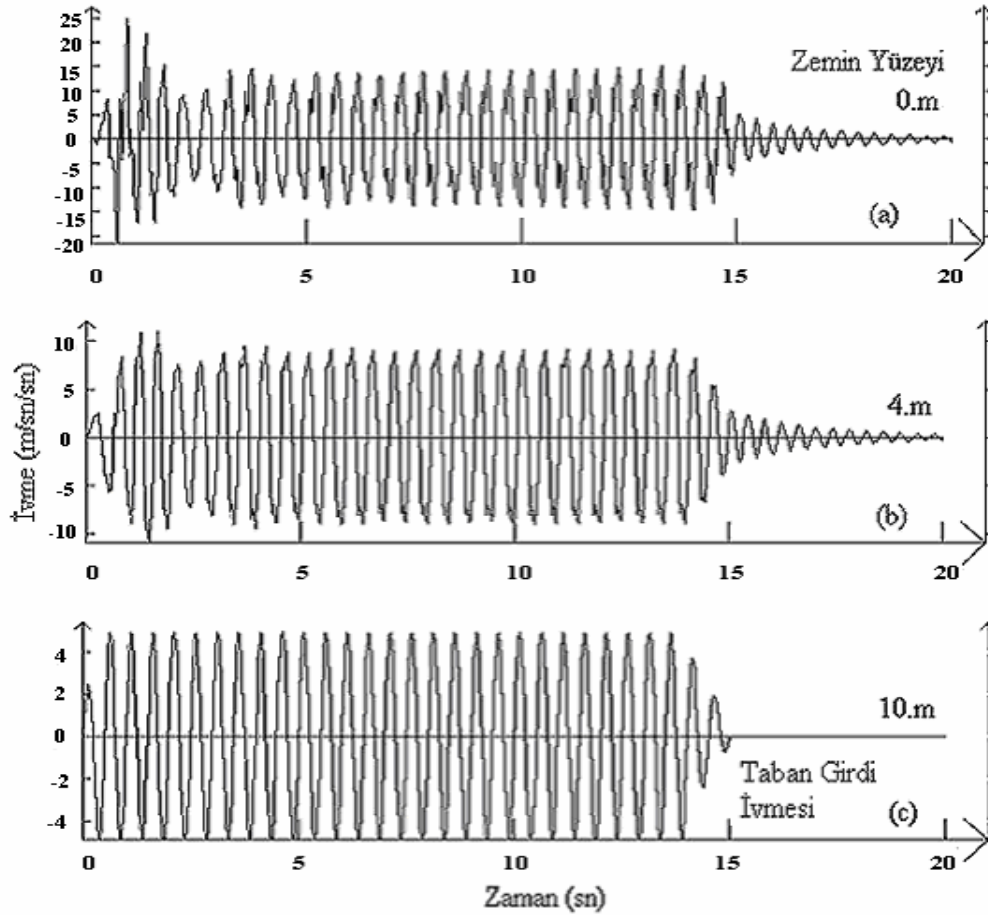
Şekil 9.3: Model 1 Zemin-Kazık Profilinde Farklı Noktalarda Alınan Kayıtlar

Model 1.1 ve 1.2'de kaydedilen ivme-zaman grafiklerinde farklı relatif sıklıklardaki Nevada kumunun farklı sıvılaşma etkileri açıkça görülmektedir. Model 1.1'de ölçülen ivme kayıtlarında derinlik boyunca eğrilerde önemli değişimler görülmezken Model 1.2'de ölçülen ivme kayıtlarında zemin tabanından yüzeye çıkıldıkça sinüzoidal eğrilerde bir değişim gözlenmektedir. Ayrıca her iki modelin ivme-zaman grafiğinde yüzeye doğru ivme değerlerinde artışlar görülür. Bunun nedeni ise, zemin-kazık modelinde kazığın varlığı, yüzeye doğru ivme değerlerini artırmaktadır. Model 1.1'deki ivme eğrilerindeki sabitlik zemindeki sıvılaşma durumunun kısmi olduğunu gösterirken, Model 1.2'deki ivme eğrilerindeki ani düşüşler kum zeminde tam bir sıvılaşmanın olduğunu göstermektedir. Ayrıca Şekil 9.5 (a) ve (b) grafiklerinde yaklaşık 5.saniyeden sonra başlayan ivme değerlerindeki düşüşler kum zeminin bu andan itibaren sıvılaştığını göstermektedir.

Model 1.1 ve Model 1.2'de meydana gelen farklı sıvılaşma davranışları ise efektif gerilme ve boşluk suyu basıncı grafiklerinden gözlenebilir. Şekil 9.6 ve Şekil 9.7'de Model 1.1 ve Model 1.2 zemin profilleri içinde 1.5 m, 5.5 m ve 9.5 m derinlikte ölçülen efektif gerilme, Şekil 9.8 ve Şekil 9.9'da ise Model 1.1 ve Model 1.2 zemin profilleri içinde 0.5 m, 1.5 m, 5.5 m ve 9.5 m derinlikte ölçülen boşluk suyu basıncı grafikleri görülmektedir.

Model 1.1 için efektif gerilme grafiklerinde görüldüğü gibi kum zemin tabakası derinliği boyunca kısmi sıvılaşma görülmektedir. Bu modelde gözlenen kısmi sıvılaşma zemin yüzeyine yakın derinliklerde (1.5m) daha etkili olurken, zemin tabakasının daha derinlerinde sıvılaşma derecesi azalmaktadır. Şekil 9.7’de ise Model 1.2 zemin tabakası içinde farklı üç derinlikte ölçülen efektif gerilme grafiklerinde, kum zemin tabakasının yaklaşık 5. saniyeden sonra tamamen sıvılaştığı görülmektedir.

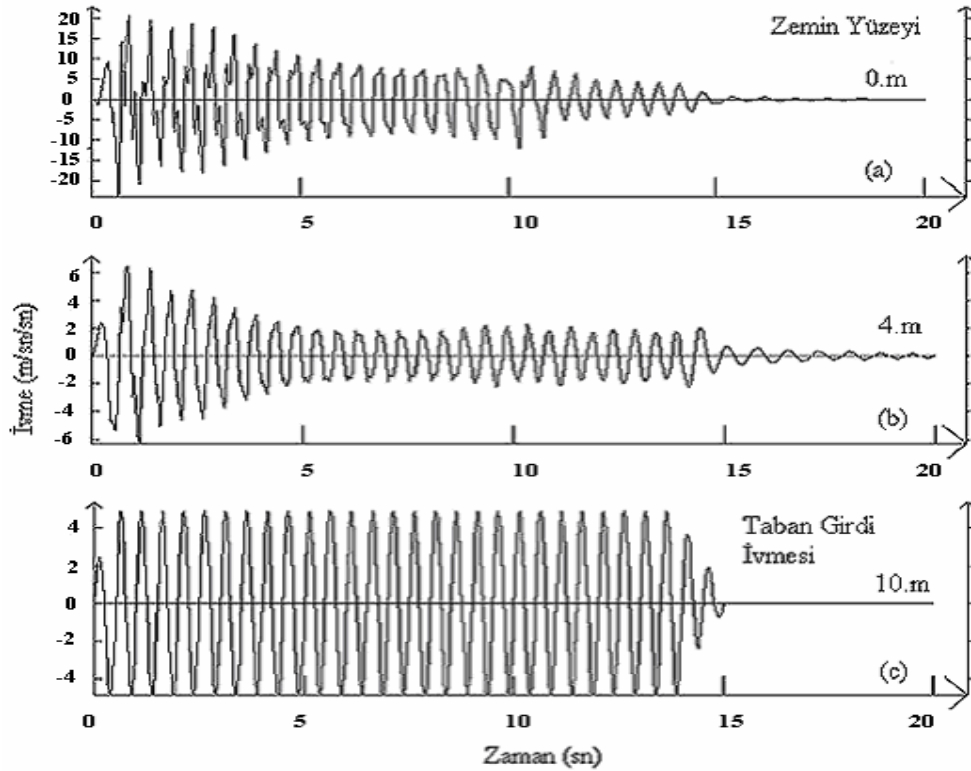
Şekil 9.8’de dört farklı derinlikte ölçülen (0.5-1.5-5.5 ve 9.5 m) boşluk suyu basıncı grafikleri incelendiğinde, Model 1.1’deki kısmi sıvılaşmanın daha çok zemin tabakasının yüzey ve orta kesimlerinde meydana geldiği görülür. Zemin tabanına doğru sıvılaşma etkisi biraz daha düşük olmaktadır.



Şekil 9.4: Model 1.1 a) 0m, b) 4m, c) 10m’de Ölçülen İvme Kayıtları

Şekil 9.9’da Model 1.2’de dört farklı derinlikte ölçülen boşluk suyu basıncı grafiklerine bakıldığında boşluk suyu basıncının zemin tabakasının daha çok orta kısımlarında geliştiği, daha derinlerde ise sıvılaşma derecesinin biraz daha düştüğü

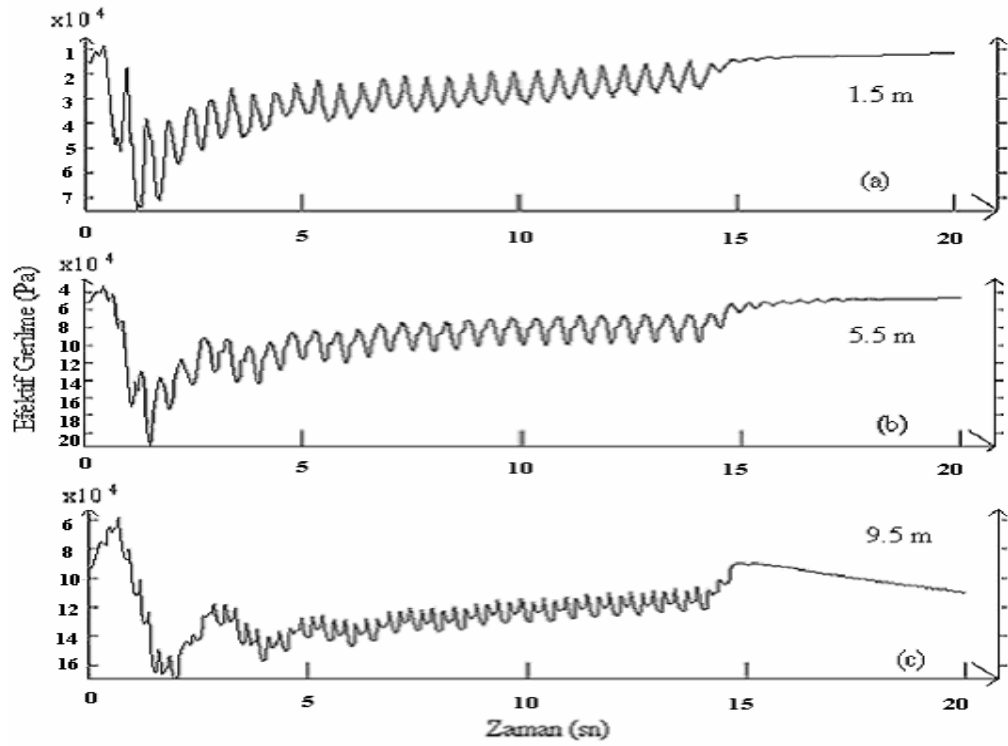
söylenbilir. Bu gözlemden çıkartılacak önemli bir sonuç, her iki modelde de sıvılaşmanın daha çok zemin tabakasının orta ve yüzeye yakın kısımlarında geliştiğidir. Fakat gevşek kum tabakasında görülen sıvılaşmanın, daha sıkı kum tabakasına göre daha etkili olduğu açık olarak görülmektedir. Şekil 9.8 ve 9.9'daki boşluk suyu basıncı karşılaştırmalarından, bu iki modelde kullanılan farklı relatif sıkılıklardaki (%40 ve %60) Nevada kum tabakalarının tam sıvılaşmasının daha düşük relatif sıkılıktaki (%40) Nevada kum tabakasında gerçekleştiğini söyleyebiliriz.



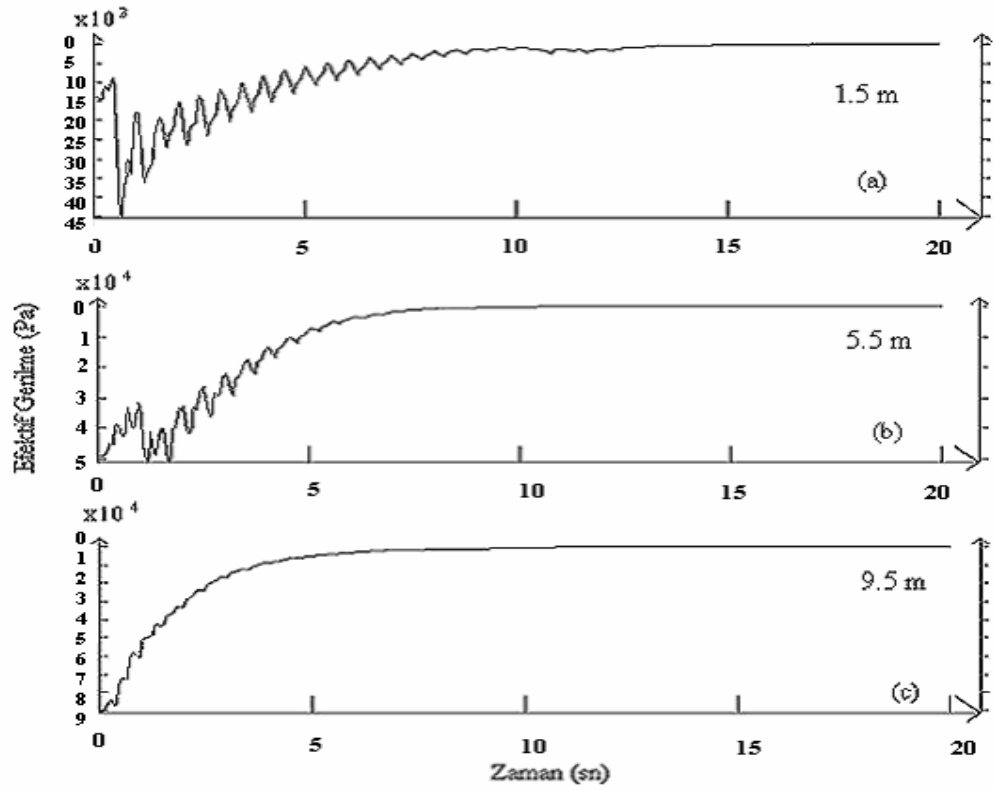
Şekil 9.5: Model 1.2 a) 0m, b) 4m, c) 10m'de Ölçülen İvme Kayıtları

Şekil 9.10'da farklı relatif sıkılıklardaki, farklı deprem büyüklüğünde ve farklı frekans içeriğindeki ve farklı kazık özelliklerindeki modellerde serbest sahada maksimum yanal zemin deplasmanları ve maksimum yanal zemin deplasmanlarının meydana geliş süreleri gösterilmiştir. Dolayısıyla grafiklerde gösterilen 't' zamanları yanal zemin deplasmanlarının maksimuma ulaştığı anları göstermektedir.

Model 1 zemin profilindeki kazıklar genel olarak düz tek tabakalı %40 relatif sıkılıktaki sıvılaşabilen Nevada kumu içinde 0.5g-2Hz üniform sinüzoidal deprem hareketi altında dinamik yüklemeye tabi olup, 67500 kNm^2 rijitliklerdedir ve kazık başları yatay harekete serbest ve kazık uçları yatay harekete sınırlandırılmışlardır.

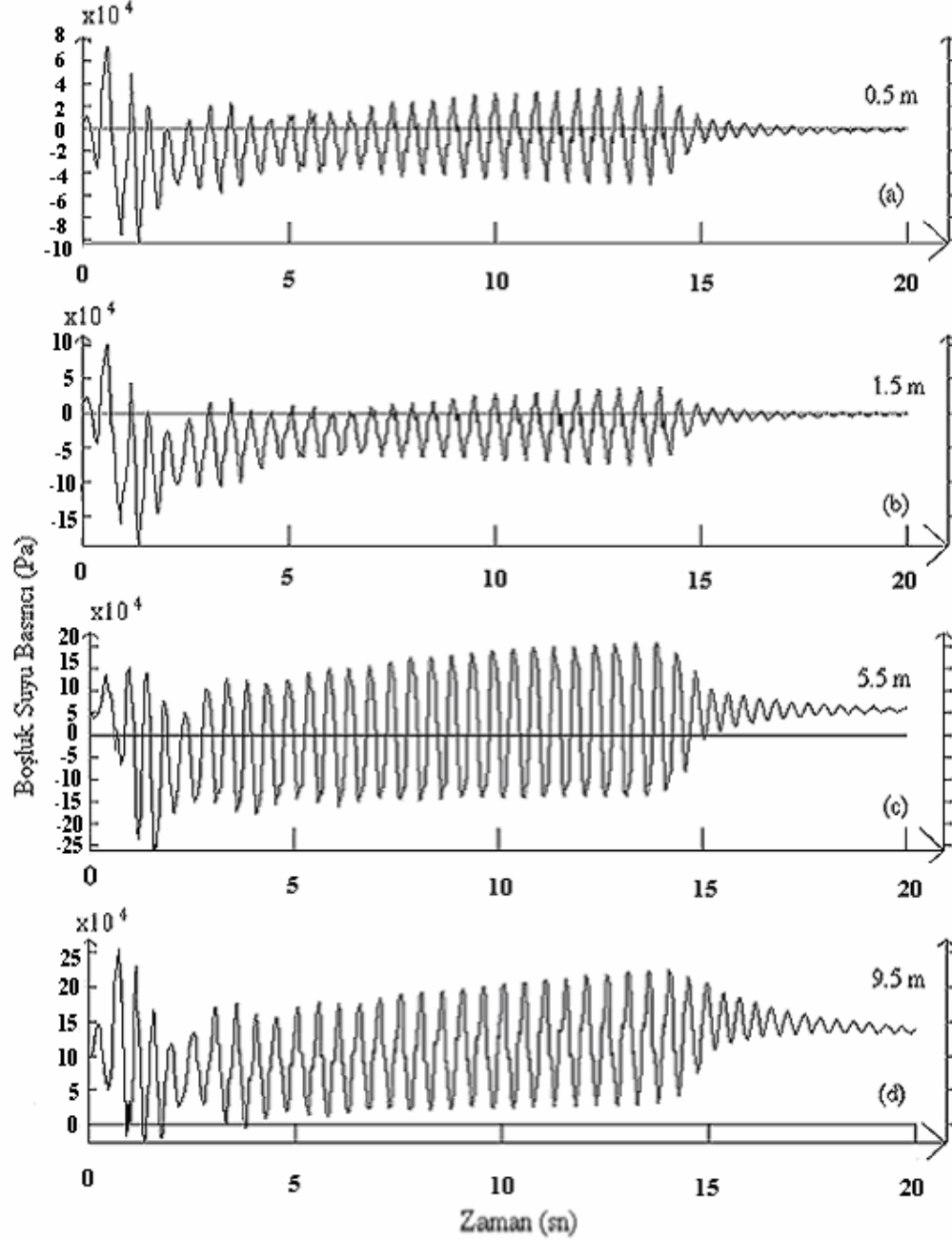


Şekil 9.6: Model 1.1 a) 1.5m, b) 5.5m, c) 9.5m’de Kaydedilen Efektif Gerilmeler

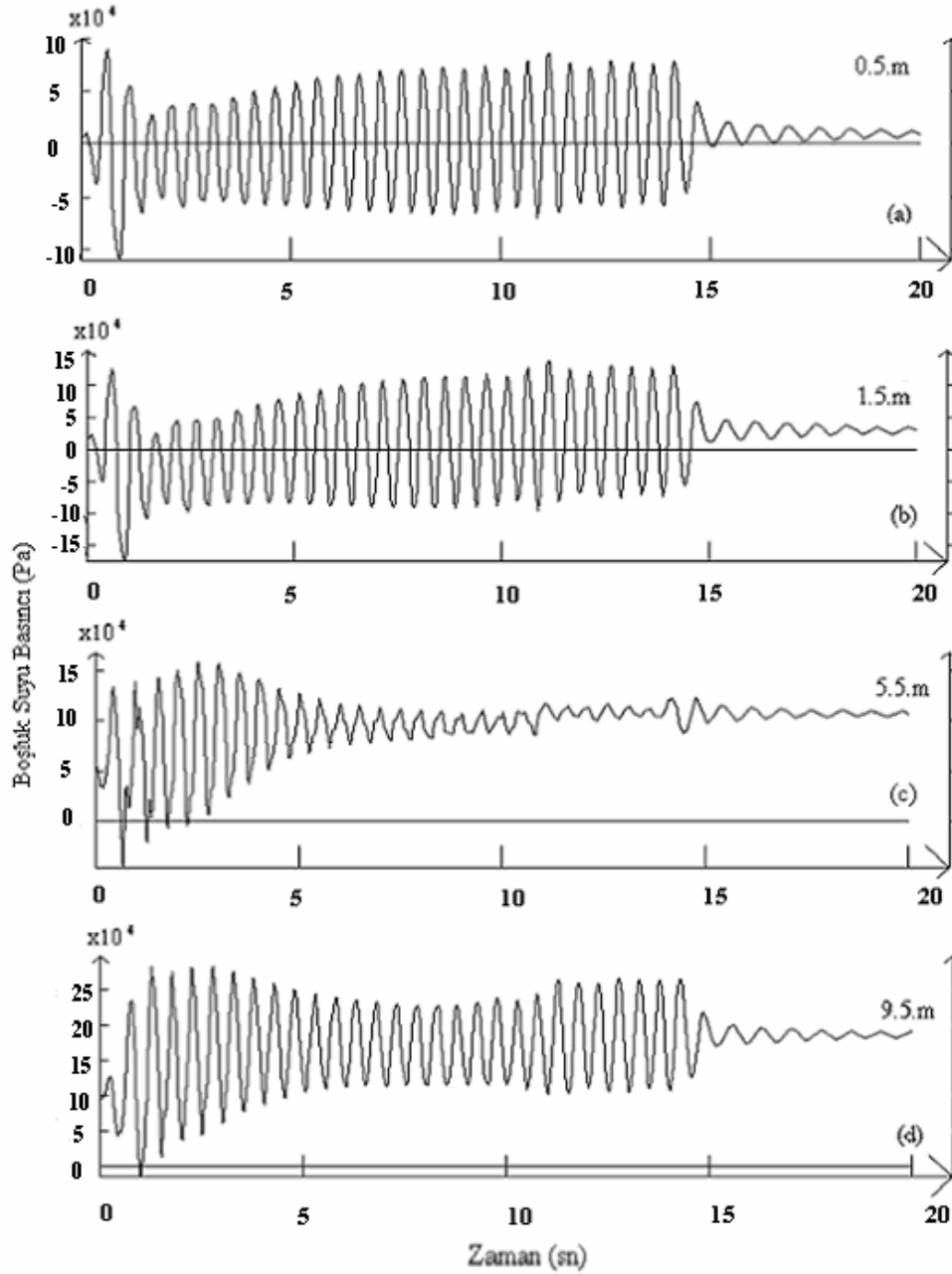


Şekil 9.7: Model 1.2 a) 1.5m, b) 5.5m, c) 9.5m’de Kaydedilen Efektif Gerilmeler

Az önce sayılan bu zemin-kazık özelliklerinin farklı büyüklük ve sınır koşullarına göre oluşturulan model 1 alt zemin-kazık profillerinin gerçekleştirilen analizlerinde ve analiz sonuçlarında dikkate alınan farklı büyüklükteki ve sınır şartlarındaki parametreleri yanal zemin deplasman ile birlikte yanal kazık deplasman ve kazık eğilme momenti grafiklerinde modellerin yan tarafında belirtilmiştir.



Şekil 9.8: Model 1.1 a) 0.5m, b) 1.5m, c) 5.5m, d) 9.5m’de Kaydedilen İlave Boşluk Suyu Basıncıları

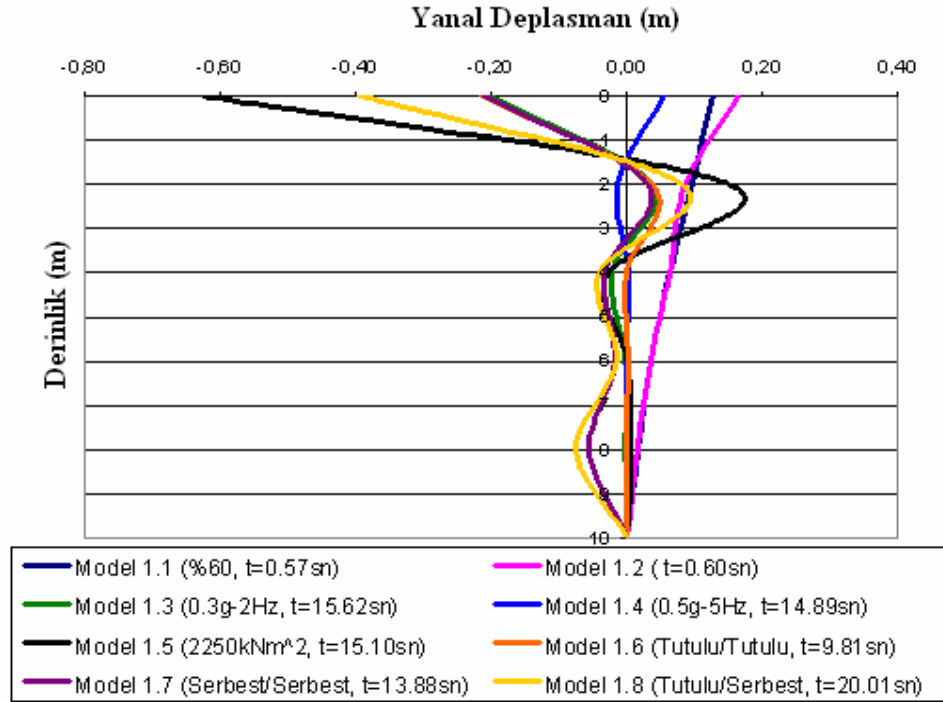


Şekil 9.9: Model 1.2, a) 0.5m, b) 1.5m, c) 5.5m, d) 9.5m’de Kaydedilen İlave Boşluk Suyu Basıncıları

Şekil 9.10’da görüldüğü gibi kum zemin tabakasında derinlik boyunca en yüksek yanal deplasman ($\approx 63\text{cm}$) Model 1.5’de, en küçük yanal deplasman ($\approx 5\text{cm}$) Model 1.4’de meydana gelmiştir. Bu gözlemler göstermektedir ki düşük relatif sıkılıktaki kum tabakalarının sıvılaşma etkilerinin yanı sıra kum tabakası içindeki düşük rijitlikteki kazıklar zeminde yüksek yanal deplasmanlara neden olurken, yüksek deprem ivmeleri ve frekans (0.5g - 5Hz) içeriklerinde düşük yanal zemin

deplasmanları meydana gelmektedir. Maksimum yanal zemin deplasmanlarının sürelerine bakıldığında ise, Model 1.8'deki zeminin yanal deplasmanının deprem süresi boyunca sürekli arttığı ve 20 saniyede maksimuma ulaştığı görülür. Bu gözlem Model 1.8'de kullanılan yüzen kazığın yanal zemin deplasmanına karşı direnç gösteremediğini kanıtlar.

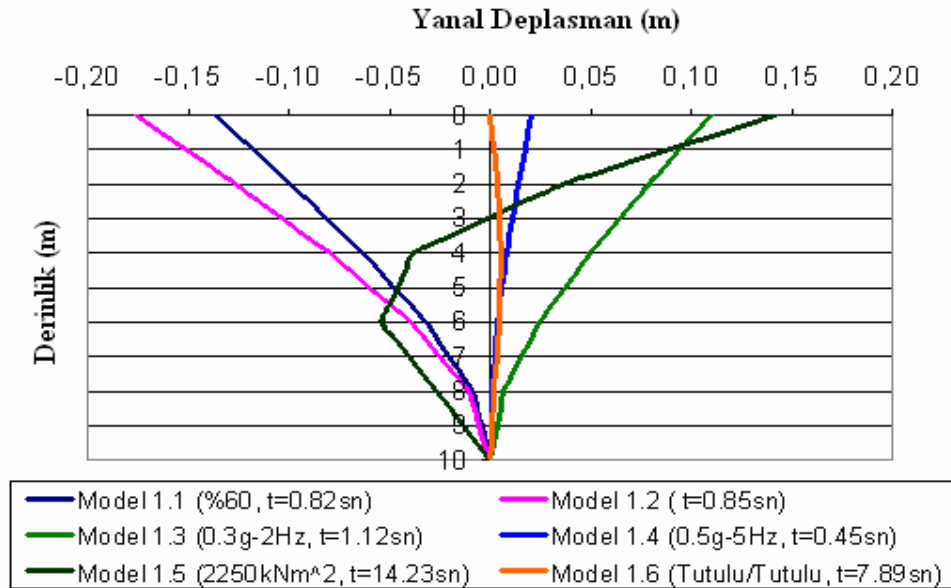
Yukarıda iki farklı modelde kaydedilen ivme-zaman kayıtları, efektif gerilme kayıtları, ilave boşluk suyu basınçları ve tüm modellerde gözlenen yanal zemin deplasmanları incelenmiştir. Bundan sonra ise tüm modellerdeki kazıkların davranışı analiz edilecektir. İlk olarak uç kazığının dinamik hareketler altındaki davranışını inceleyecek olursak; Model 1.1-1.2'de farklı relatif sıkılıklardaki Nevada kumunun sıvılaşma etkilerine, Model 1.3-1.4'de farklı büyüklükte ve frekans içeriğindeki deprem hareketinin etkilerine, Model 1.5-1.6'de ise sırasıyla farklı rijitlik ve kazık baş sınır şartı uygulama etkilerine tabi tutulan kazıkların deprem süresince yaptıkları maksimum yanal deplasmanlar meydana geliş süreleri ile birlikte Şekil 9.11'de görülmektedir.



Şekil 9.10: Tüm Modellerde Ölçülen Maksimum Yanal Zemin Deplasmanları

Şekil 9.11'e göre tüm modellerdeki kazıklar arasında maksimum yanal kazık deplasmanı ($\approx 17,60\text{cm}$) Model 1.2'de gerçekleşmiştir. İkinci en yüksek kazık deplasmanı ise ($\approx 14,22\text{cm}$) Model 1.5'de gerçekleşmiştir. Zemin deplasmanının

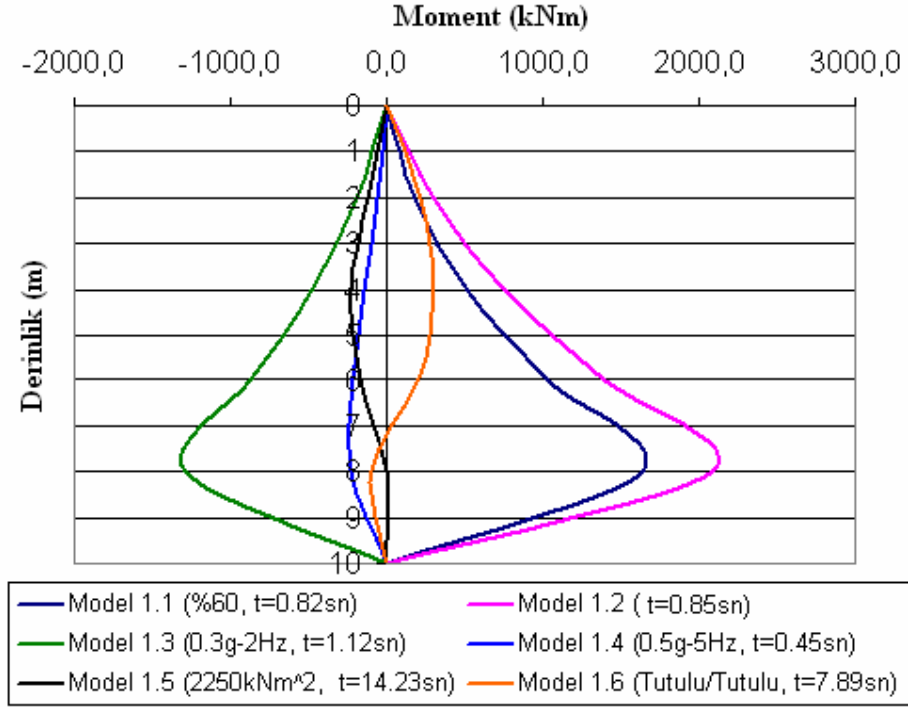
maksimum olduğu ($\approx 63\text{cm}$) Model 1.5'deki beton kazık diğerlerine göre düşük rijitliğe sahiptir. Sıvılaşmış zeminin şiddetli deprem hareketleri altında kazıklara yeteri kadar destek sağlayamamasını en açık şekilde Model 1.1 ve Model 1.2'deki kazıkların yanal deplasman değerlerini karşılaştırarak görebiliriz. Model 1.1'deki kum zeminin kısmi sıvılaşması yanal kazık deplasmanını azaltmıştır. Dolayısıyla kazıklarda meydana gelen yanal deplasmanların tamamen sıvılaşmış düz zeminlerde deprem büyüklüğüne ve frekansına bağlı olarak değiştiğini söyleyebiliriz. Model 1.2 ve Model 1.3'deki yanal kazık deplasmanlarının deprem büyüklüğüne göre önemli boyutlarda değiştiği Şekil 9.11'de görülebilir. Model 1.6'da ise kazık baş kısmının yatay harekete karşı sınırlanması durumunda kazıkta çok küçük yanal kazık deplasmanları meydana gelmiştir. Deprem frekans içeriğinin büyüklüğü kazık ve zemin davranışını önemli şekilde etkilemektedir. Deprem hareketi 5 Hz frekansı altında uygulanan Model 1.4'deki zemin ve kazık tüm modeller içinde en düşük yanal deplasmanlara sahip ikinci model olmuştur. Model 1.4'te maksimum yanal zemin deplasmanı yaklaşık 5 cm ve maksimum yanal kazık deplasmanı yaklaşık 2cm'dir.



Şekil 9.11: Model 1.1-1.2-1.3-1.4-1.5-1.6'da Gözlenen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

Şekil 9.12'de ise Model 1.1-1.2-1.3-1.4-1.5 ve 1.6'daki kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri ve meydana geliş süreleri görülmektedir. Şekilden görüldüğü gibi en yüksek kazık eğilme momentleri ($\approx 2079\text{kNm}$) Model 1.2'de meydana gelmektedir ki bu sonucu model kum tabakasının tam sıvılaşma etkisinin

yanı sıra deprem büyüklüğüne ve kazık rijitliğine bağlayabiliriz. Kazık yanal deplasmanlarının en düşük olduğu dolayısıyla maksimum kazık eğilme momentinin en az olduğu durum için ($\approx 229\text{kNm}$) Model 1.4 ve ($\approx 303\text{kNm}$) Model 1.6'yı göstermek yerinde olur. Model 1.4'de uygulanan yüksek frekans içerikli deprem hareketinin zemin-kazık modelinde düşük tepkiler oluşturduğu ve Model 1.6'da ise her iki baş ve uç kısımlarının tutulu olduğu düz bir kum zemin tabakasında sıvılaşma etkisinin kazık tepkilerinde çok az etkili olduğu eğilme momenti grafiklerinden de görüldüğü gibi aşıkardır. Bunların yanında eğilme momenti grafiklerinde dikkat edilecek bir başka önemli husus, kazıkta oluşan eğilme momentlerinin meydana geldiği kısımlardır ki, tüm modellerde meydana gelen maksimum kazık eğilme momentleri kazık ucuna yakın kısımlarda toplanmıştır. Yüzeye doğru yükselen kısımlarda ise önemli eğilme momentleri meydana gelmemiş hatta 1 m derinlikten yüzeye doğru sıfıra yakın değerler almıştır.

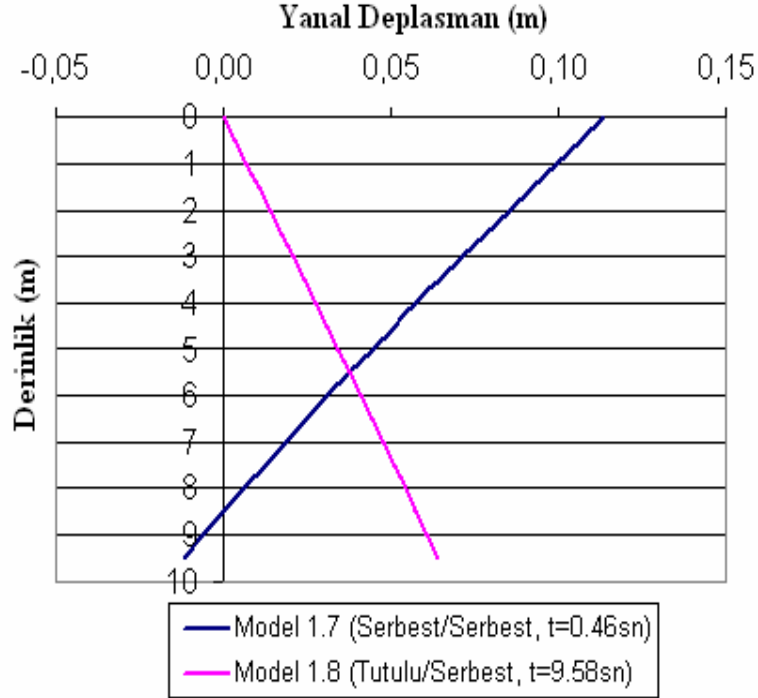


Şekil 9.12: Model 1.1-1.2-1.3-1.4-1.5-1.6'da Gözlenen Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

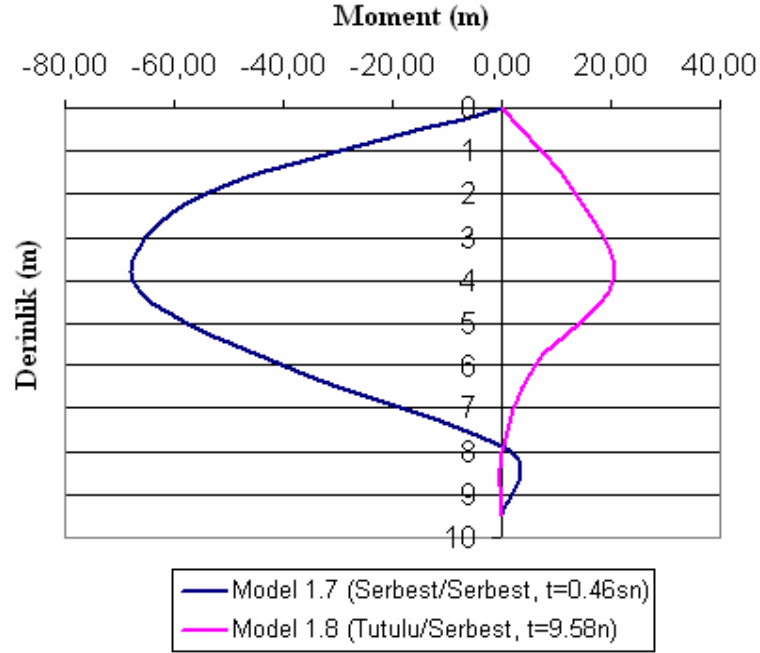
Yüzten kazık olarak uygulanan diğer iki model, Model 1.7 ve 1.8'dir. Model 1.7'deki kazığın baş ve uç kısmı yatay harekete karşı serbest tutulurken, Model 1.8'de sadece yatay yönde baş hareketinde sınırlama getirilmiştir. Şekil 9.13'de her iki modelde gözlenen maksimum kazık yanal deplasmanlar ve meydana geliş süreleri görülmektedir. Her iki uç kısımda serbest yatay harekete sahip olan Model 1.7 kazığı

yüzeyde yaklaşık 11cm'lik yatay bir deplasman yaparken kazığın uç kısmında önemli bir deplasman meydana gelmemiştir. Model 1.8'deki kazıkta ise yüzeyde yatay harekete karşı sınırlandırıldığından dolayı sıfır yanal deplasman meydana gelirken kazığın uç kısmında yaklaşık 6cm'lik bir deplasman meydana gelmiştir.

Bu iki modeldeki yüzen kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri ise Şekil 9.14'de görülmektedir. Bu iki modeldeki kazıklarda meydana gelen eğilme momentlerinin karşılaştırılmasında Model 1.7'deki kazığın daha yüksek eğilme momentlerine ($\approx 68\text{kNm}$) maruz kaldığı söylenebilir. Bunun sonucunda, yüzen kazıklar için, yüzeyde meydana gelen kazık deplasmanının kazık uç kısmında meydana gelen yanal deplasmana göre daha yüksek tepkiler meydana getirdiği söylenebilir. Bu iki modelin eğilme momentleri grafiğinde dikkat edilecek diğer bir husus kazıklarda meydana gelen eğilme momentlerinin yerleridir. Baş kısmı serbest olan yüzen kazıkta maksimum momentler kazığın uç kısımlarına yakınken, baş kısmı tutulu olan kazığın düşük maksimum moment değerleriyle birlikte kazık ortası kısımlarında ve düşük rijitlikte uygulanan kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momenti tepkisinin yine aynı şekilde kazığın orta kısımlarında toplandığı görülebilir. Bununla birlikte diğer modellerde olduğu gibi kazıkların yüzeye yakın kısımlarında eğilme momentlerinin gelişmediği açıkça söylenebilir.



Şekil 9.13: Model 1.7 ve 1.8'de Gözlenen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları



Şekil 9.14: Model 1.7 ve 1.8'de Gözlenen Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

9.3.3 Model 1 Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

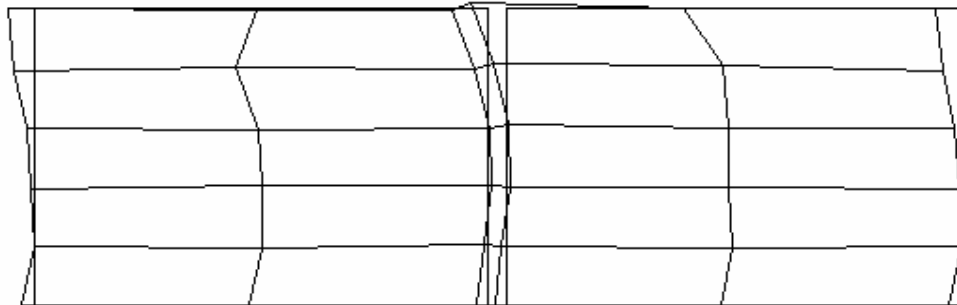
Yukarıdaki gözlemlerden görülüyor ki, Nevada kumundan oluşan zemin tabakasının relatif sıkılığı ve bunun neticesinde dinamik yükler altında meydana gelen farklı sıvılaşma davranışları, deprem büyüklüğü ve frekans içerikleri, farklı rijitlikteki kazıkların davranışı, kazık inşa türleri ve kazık baş ve uç sınır şartları zemin-kazık modellerinde kazık davranışını etkileyen önemli faktörler olmaktadır. Özellikle dinamik yükler altında tam sıvılaşmanın gerçekleştiği çok gevşek Nevada kumundan oluşan zeminin kazık etrafındaki desteğini azaltması kazığın yüksek deplasmanlar oluşturmaya neden olmuştur. Deprem büyüklük ve frekansı ise kazık tepkilerinin oluşmasında önemli etkiye sahip olmuştur. Daha düşük büyüklükteki deprem hareketleri daha düşük kazık tepkilerinin oluşmasını sağlarken, aynı büyüklükte fakat yüksek frekans içeriğindeki (örneğin 5 Hz) depremler daha düşük frekans içerikli depremlere göre daha küçük kazık tepkilerinin oluşmasına neden olmuştur. Kazık inşa türleri (yüzen yada uç kazığı) kazık tepkilerini etkileyen önemli etkilerden biri olmuştur. Uç kazıklarda dinamik deprem hareketleri altında önemli kuvvetler gelirken, yüzen kazıklarda oluşan tepkiler uç kazıklara göre önemli şekilde düşüktür. Bu ise, yüzen kazıkların zeminle beraber hareket etmesi ve böylece kazıklar üzerindeki yükün büyük oranda azalmasına bağlanabilir. Kazık baş ve uç kısımlarının sınır şartları ise kazık tepkilerinin oluşmasında önemli faktörlerden birisi

olmuştur. Model 1’de düz sıvılaşan zemin tabakasındaki kazıklarda, özellikle uç kazıklarda, önemli yanal deplasman ve eğilme momenti tepkilerinin meydana gelmesi ilgi çekicidir. Serbest saha zemin deplasmanlarının dinamik yüklemeler altında sıvılaşarak düşük yanal deplasmanlar meydana getirmesine rağmen kazıklarda yüksek yanal deplasmanlar ve eğilme momentleri meydana gelmiştir. Ayrıca, kazıklarda oluşan maksimum eğilme momentlerinin kazık uç kısımlarına yakın kısımlarda toplandığı, yüzeye yakın kısımlarda ise önemli eğilme momentlerinin meydana gelmediği gözlenmiştir. Bu model profilinde düşük rijitlikte uygulanan kazıklarda ise maksimum eğilme momenti tepkilerinin kazık orta kısımlarında toplanması ise diğer önemli bir gözlem olmuştur. Tablo 9.5’de Model 1’deki tüm alt modellerdeki kazıklarda meydana gelen maksimum yanal kazık deplasmanları ve maksimum kazık eğilme momentleri verilmektedir.

Tablo 9.5: Model 1’de Ölçülen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları ve Kazık Eğilme Momentleri (Derinlik: 0m= Kazık Tepesi)

Model No	Derinlik (m)	Maksimum Yanal Deplasman, (cm)	Derinlik (m)	Maksimum Eğilme Momenti, (kNm)
Model 1.1	0	13,66	8	1633,5
Model 1.2	0	17,60	8	2079,0
Model 1.3	0	10,95	8	1289,25
Model 1.4	0	2,02	8	229,5
Model 1.5	0	14,22	4	229,5
Model 1.6	4	0,522	4	303,75
Model 1.7	0	11,37	4	67,5
Model 1.8	9,5	6,42	4	20,25

Ayrıca kazıklarda maksimum yanal deplasmanların ve eğilme momentlerinin meydana geldiği derinliklerde gösterilmiştir. Ayrıca, Şekil 9.15’de Model 1.5 zemin-kazık profilinin deprem sonrası deforme olmuş şekli görülmektedir.



Şekil 9.15: Model 1.5 Zemin-Kazık Profilinin Deforme Olmuş Şekli (DIANA-SWANDYNE II)

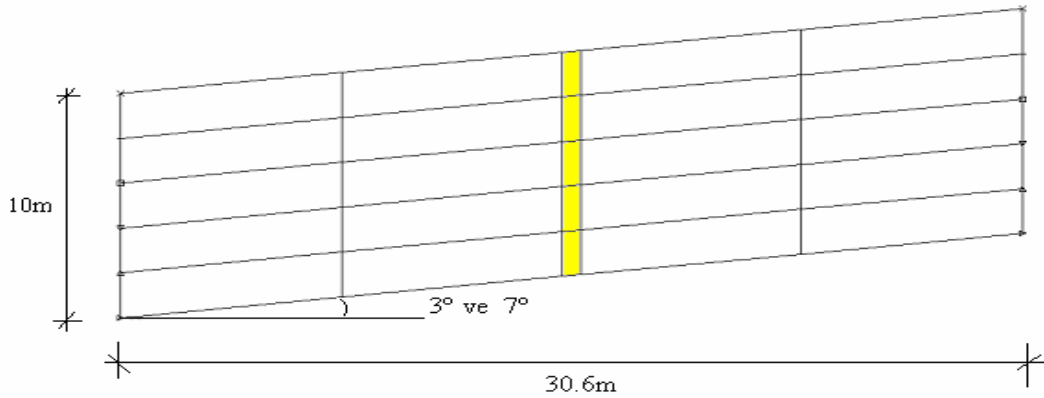
9.4 Tabakalı Eğimli Bir Zemin İçinde Tek Bir Kazığın Analizi

Bu bölümde Model 2 olarak anılan eğimli tek tabakalı sıvılaştıran zemin tabakası içinde tek bir kazığın dinamik etkiler altındaki davranışı incelenecektir. Model 2’de tasarlanan zemin profili, 3 ve 7 derecelik arazi eğimine sahip tek tabakalı sıvılaştıran kumdan oluşmaktadır. Sıvılaştıran zemin tabakası %40 ve %60 relatif sıkılıklardaki Nevada kumudur. Zemin-kazık modelinde farklı rijitliklere sahip beton kazıklar ($EI=22500\text{kNm}^2$ ve 67500kNm^2) kullanılmıştır. Model 2 zemin-kazık modellerinde çeşitli faktörler zemin-kazık modelleri üzerinde uygulanmış ve analiz sonuçları bu faktörler göz önüne alınarak değerlendirilmiştir.

9.4.1 Model 2 Zemin-Kazık Profili

Model 2, 3 ve 7 derecelik eğimlere sahip bir arazi profili düşünülerek tasarlanmıştır. Model 2, 10 metre yüksekliğinde ve 30.6 metre uzunluğunda tek tabakalı 3 ve 7 derecelik eğimlere sahip olan bir zemin profilinden oluşmaktadır. Model 2’de kullanılan sıvılaştıran Nevada kumu malzemesi için PZ3-DEP08F (Pastor Zienkiewicz-Mark III) zemin modeli, beton kazık malzemesi için ise LE (Lineer Elastik) modeli seçilmiştir. Model 2 için hazırlanan genel zemin-kazık profili Şekil 9.16’da gösterilmektedir.

Model 2’de farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış (%40 ve %60) Nevada kumunun dinamik yükler altında farklı sıvılaşma etkileri, 3 ve 7 derecelik arazi eğimine sahip bir zemin tabakasının farklı etkileri, yüzen-uç-taşıma kazığı ve farklı elastisite modüllerinde uygulanan ($E=1000 \times 10^6$ ve 3000×10^7 Pa) kazıkların davranış farklılıkları ve farklı büyüklük ve frekanstaki deprem yüklemelerinin farklı etkileri zemin-kazık modelleri üzerinde analiz edilmiştir.



Şekil 9.16: Model 2 Zemin-Kazık Profili

9.4.2 Model 2 Analiz Sonuçları

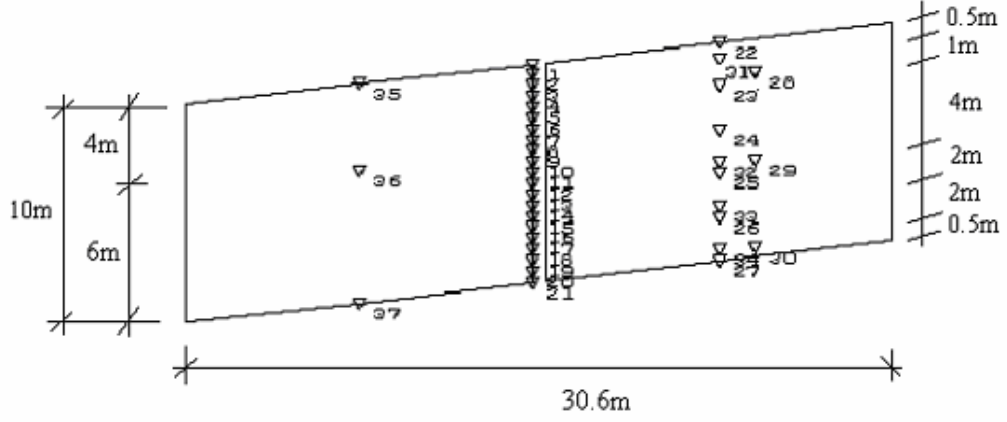
Eğimli bir arazide tek tabakalı sıvılaştıran kum tabakası içinde kazıkların davranışı Model 2’de incelenmiştir Model 2 olarak anılan alt modellerdeki kazıkların davranışı tek tabakalı sıvılaştıran kum zeminlerin farklı eğimleri, farklı deprem büyüklük ve frekansları, farklı relatif sıkılıklardaki sıvılaştıran kumların etkileri, farklı kazık rijitlikleri, farklı kazık türleri ve farklı kazık baş ve uç sınır şartları altında incelenmiştir. Model 2, sıvılaştırma etkilerini dikkate alan Model 2.1 ve Model 2.2, deprem büyüklüğünü ve frekans içeriğini dikkate alan Model 2.3 ve Model 2.4, kazık rijitliğini dikkate alan Model 2.5, arazi eğim derecesini dikkate alan Model 2.6, kazık sınır baş koşullarını ve kazık türünü dikkate alan Model 2.7, Model 2.8 ve Model 2.9 modellerinden oluşmaktadır. Model 2’de uygulanan farklı zemin-kazık modellerinin özellikleri Tablo 9.6’da verilmiştir.

Tablo 9.6: Model 2’de İncelenen Alt Zemin-Kazık Modelleri ve Özellikleri

Model No	Relatif Sıklık	Eğim Derecesi	Tabaka Sayısı	Deprem Hareketi	Kazık Rijitliği kNm^2	Kazık Türü	Kazık Baş ve Uç Sınır Şartları, -x- Yönünde	
Model 2.1	%60	7	1	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 2.2	%40	7	1	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 2.3	%40	7	1	0.3g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 2.4	%40	7	1	0.5g-5Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 2.5	%40	7	1	0.5g-2Hz	2250	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 2.6	%40	3	1	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 2.7	%60	7	1	0.5g-2Hz	67500	Yüzen	Baş Uç	Serbest Serbest
Model 2.8	%40	7	1	0.5g-2Hz	67500	Yüzen	Baş Uç	Tutulu Serbest
Model 2.9	%40	7	1	0.5g-2Hz	67500	Yüzen	Baş Uç	Serbest Serbest

Şekil 9.17’de, Model 1 zemin-kazık profili derinliği boyunca belirlenen noktalardan ivme, efektif gerilme, boşluk suyu basınç oranı, serbest arazi yanal zemin deplasmanı ve yanal kazık deplasman kayıtları alınmıştır. Alınan kayıtların zemin profilindeki konumları aşağıdaki bölümlerde verilmiştir. Şekil 9.17’deki kayıt numaraları; 1-21 arası olan noktalar kazık deplasman kayıtları, 22-27 arası olan noktalar serbest saha zemin deplasman kayıtları, 28-30 arası olan noktalar efektif gerilme kayıtları, 31-34

arası olan noktalar boşluk basıncı kayıtları, 35-37 arası olan noktalar ivme kayıtlarını göstermektedir.



Şekil 9.17: Model 2 Zemin-Kazık Profiline Farklı Noktalarda Alınan Kayıtlar

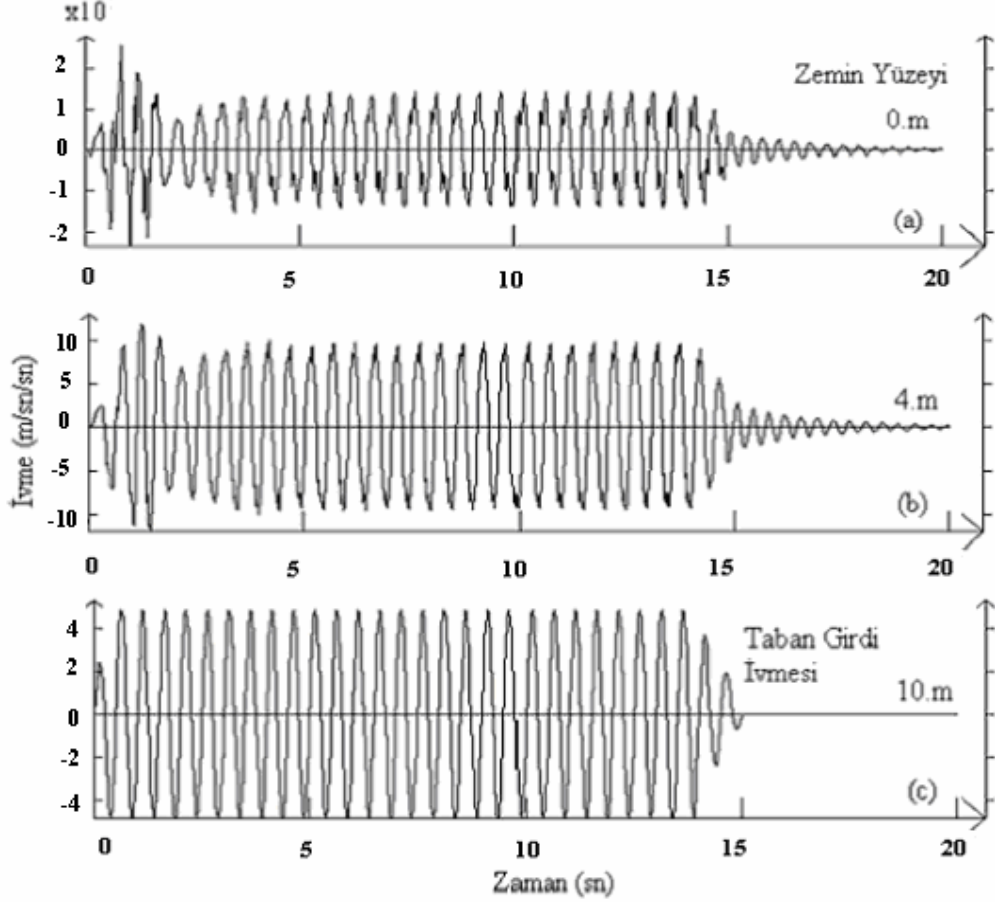
Model 2’deki zemin-kazık modellerinin farklı sıvılaşma durumları altındaki davranışları Model 2.1 ve Model 2.2 analiz sonuçlarının karşılaştırılmasıyla incelenmiştir. Sırasıyla %60 ve %40 relatif sıkılıklardaki Nevada kumundan oluşan Model 2.1 ve Model 2.2 zemin-kazık modelleri 0.5g büyüklüğünde ve 2 Hz frekansında sinüzoidal üniform yatay deprem hareketine tabi tutulmuştur.

Her iki modelde kullanılan beton kazıklar aynı rijitlikte olup $EI=67500\text{kNm}^2$ ’dir. Bu iki modelde hazırlanmış farklı relatif sıkılıklardaki Nevada kumunun farklı sıvılaşma davranışları ilk olarak zemin-kazık profili içinde üç derinlikte ölçülen ivme-zaman grafiklerinden gözlenebilir. Model 2.1 ve Model 2.2 zemin-kazık profillerinde 0, 4m ve 10m derinliklerde ölçülen ivme-zaman grafikleri Şekil 9.18 ve Şekil 9.19’da görülmektedir.

Model 2.1 ve 2.2’de kaydedilen ivme-zaman grafiklerinde farklı relatif sıkılıklardaki Nevada kumunun farklı sıvılaşma etkileri açıkça görülmektedir. Model 2.1’de ölçülen ivme kayıtlarında derinlik boyunca eğrilerde önemli değişimler görülmezken Model 2.2’de ölçülen ivme kayıtlarında zemin tabanından yüzeye çıkıldıkça sinüzoidal eğrilerde bir değişim gözlenmektedir. Model 2.1’deki ivme eğrilerindeki sabitlik zemindeki sıvılaşma durumunun kısmi olduğunu gösterirken, Model 2.2’deki ivme eğrilerindeki ani düşüşler kum zeminde tam bir sıvılaşmanın olduğunu göstermektedir.

Ayrıca, Model 2.2 ivme kayıtlarında gözlenen bir diğer husus ise, sıvılaşma sırasında (10-15 saniye arası) yüzeyde zaman zaman gözlenen ivme değerlerindeki artışlardır.

Düz bir zemine göre eğimli zemin modelinde ivme kaydında görülen bu farklılık eğimli zemin modelinin yüzeyinde sıvılaştan zeminin aşağıya doğru akışını dolayısıyla yukarıdan aşağıya doğru akan sıvılaştırmış zeminin ivmelenmesini göstermektedir.

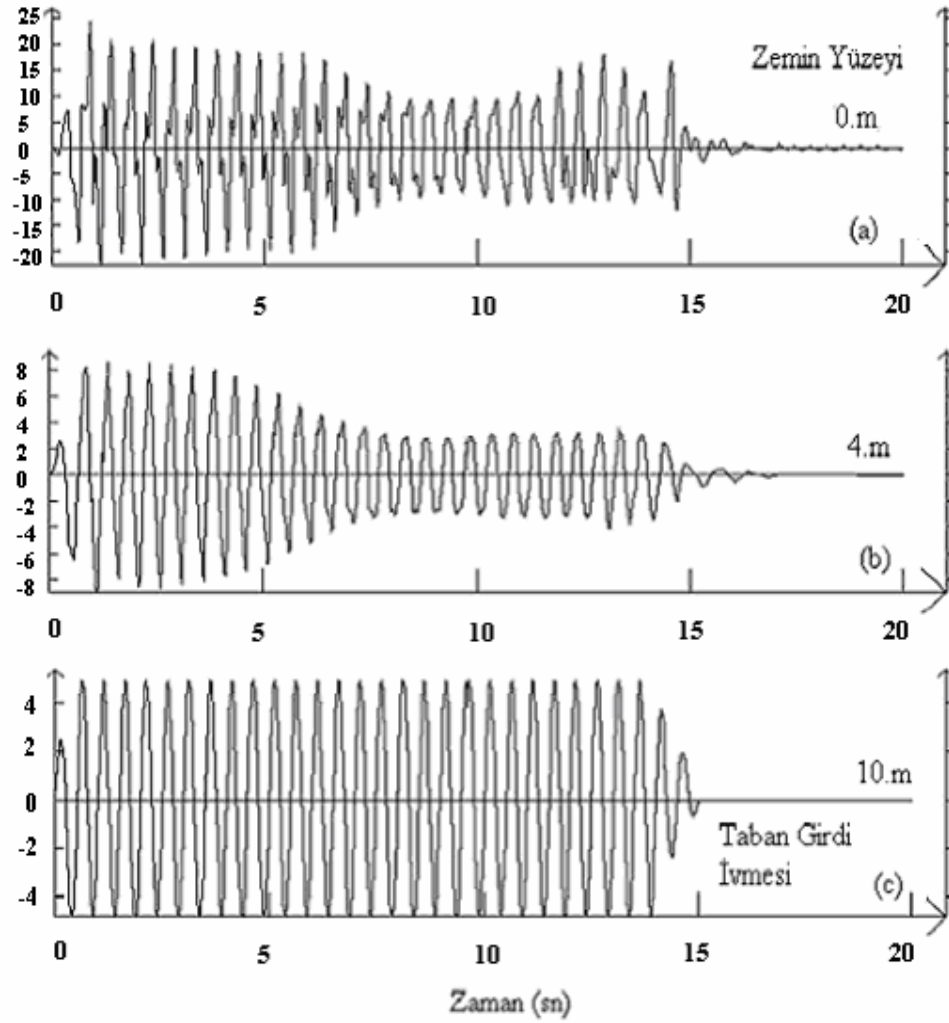


Şekil 9.18: Model 2.1 a) 0m, b) 4m, c) 10m’de Ölçülen İvme Kayıtları

Model 2.1 ve Model 2.2’de meydana gelen farklı sıvılaşma davranışları ise efektif gerilme grafiklerinden gözlenebilir. Şekil 9.20’de Model 2.1 ve Şekil 9.21’de Model 2.2 zemin profili içinde farklı üç derinlikte ölçülen efektif gerilme grafikleri görülmektedir. Model 2.1’deki efektif gerilme grafiğinde kısmi sıvılaşma özellikle zemin tabakasının yüzeye yakın derinliklerinde gerçekleşmiştir. Her iki şeklin karşılaştırılmasından görüldüğü gibi Model 2.1’deki %60 relatif sıkılıktaki Nevada kumunun sıvılaşması derinlik boyunca kısmi olurken, Model 2.2’deki %40 relatif sıkılıktaki Nevada kumu tamamen sıvılaşmıştır.

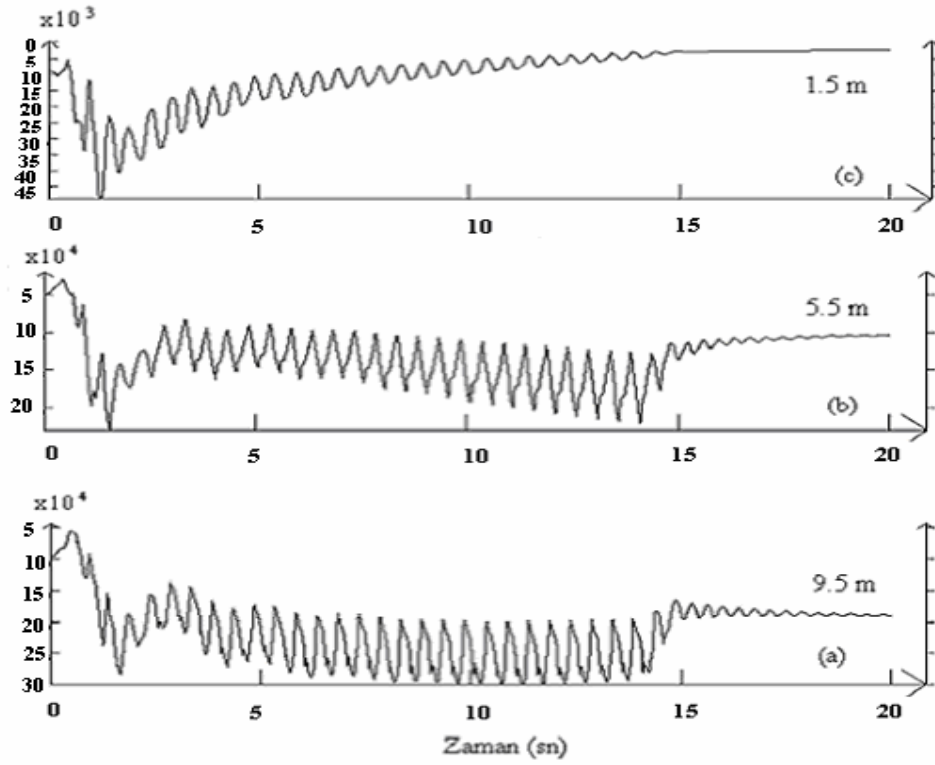
Şekil 9.22 ve Şekil 9.23’de ise her iki model zemin profilinde dört farklı derinlikte alınan (0.5 m, 5.5 m, 7.5 m ve 9.5 m) boşluk suyu basınçları görülmektedir.

Şekil 9.22’de görüldüğü gibi Model 2.1’deki sıkı Nevada kumu zemin yüzeyine yakın derinliklerde (0.5m) sıvılaşırken, zemin tabakasının orta ve tabana yakın derinliklerinde sıvılaşma kısmi gerçekleşmiştir. Şekil 9.23’de ise, Model 2.2’deki gevşek Nevada kumunun tam sıvılaşması zemin profilinin yüzeyine yakın derinliklerinde (0.5m) gerçekleşirken zemin tabanına doğru gidildikçe sıvılaşma etkisi azalmaktadır.

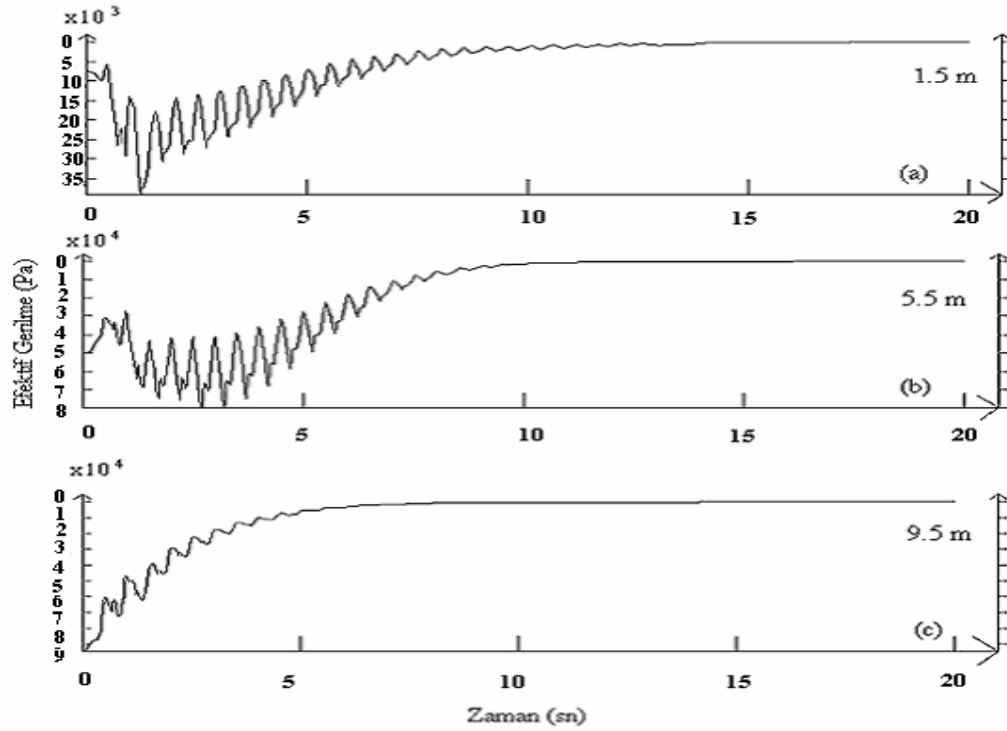


Şekil 9.19: Model 2.2, a) 0m, b) 4m, c) 10m’de Ölçülen İvme Kayıtları

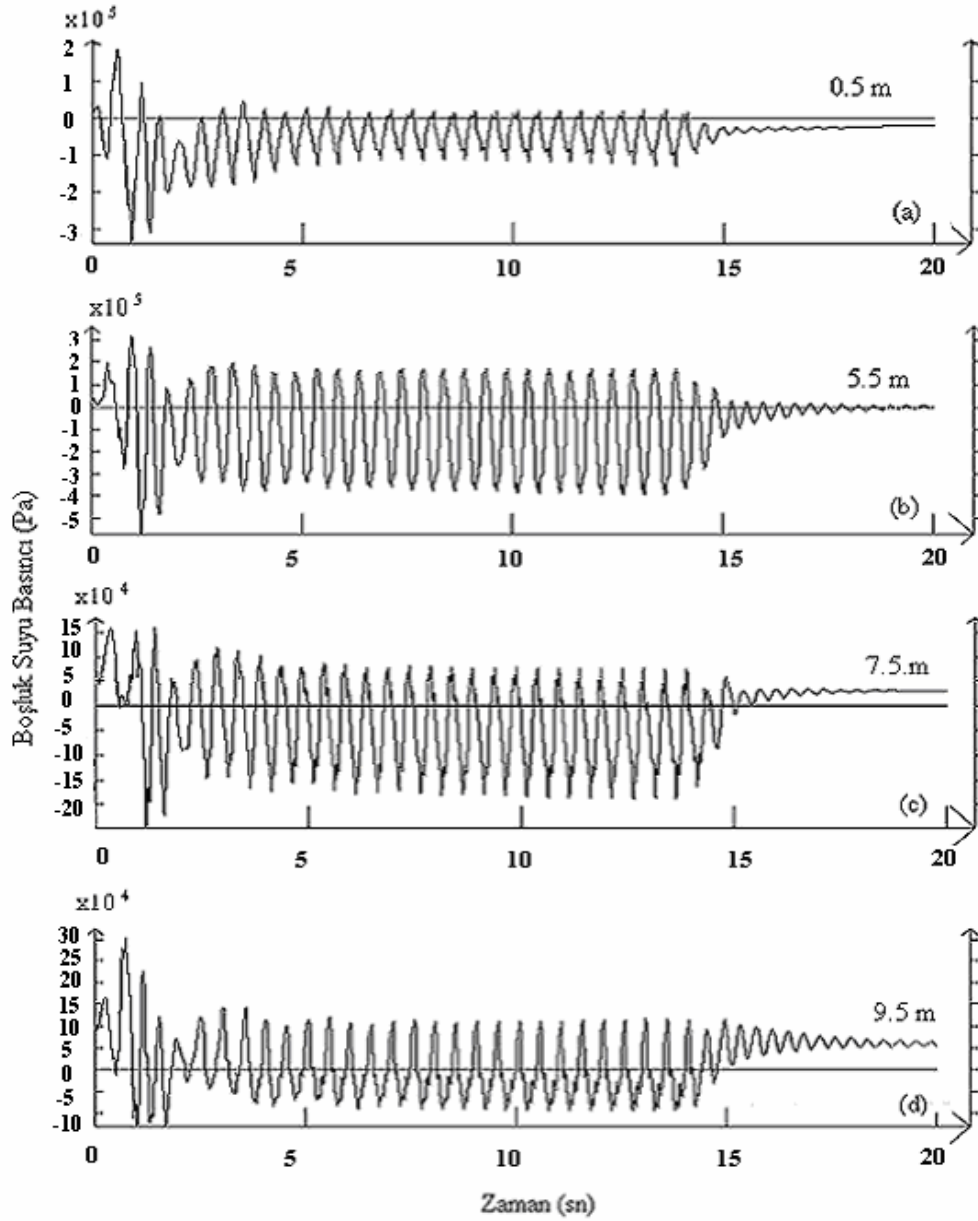
Şekil 9.24’de ise maksimum yanal zemin deplasmanları ve meydana geliş süreleri görülmektedir. Model 2 zemin profilindeki kazıklar genel olarak 7° eğimli tek tabakalı %40 relatif sıkılıktaki sıvılaşan Nevada kumu içinde 0.5g-2Hz üniform sinüzoidal deprem hareketi altında dinamik yüklemeye tabi olup, 67500kNm² rijitliklerdedir ve kazık başları yatay harekete serbest ve kazık uçları yatay harekete sınırlandırılmışlardır. Az önce sayılan bu zemin-kazık özelliklerinin farklı büyüklük



Şekil 9.20: Model 2.1 a) 1.5m, b) 5.5m, c) 9.5m’de Kaydedilen Efektif Gerilmeler



Şekil 9.21: Model 2.2 a) 1.5m, b) 5.5m, c) 9.5m’de Kaydedilen Efektif Gerilmeler

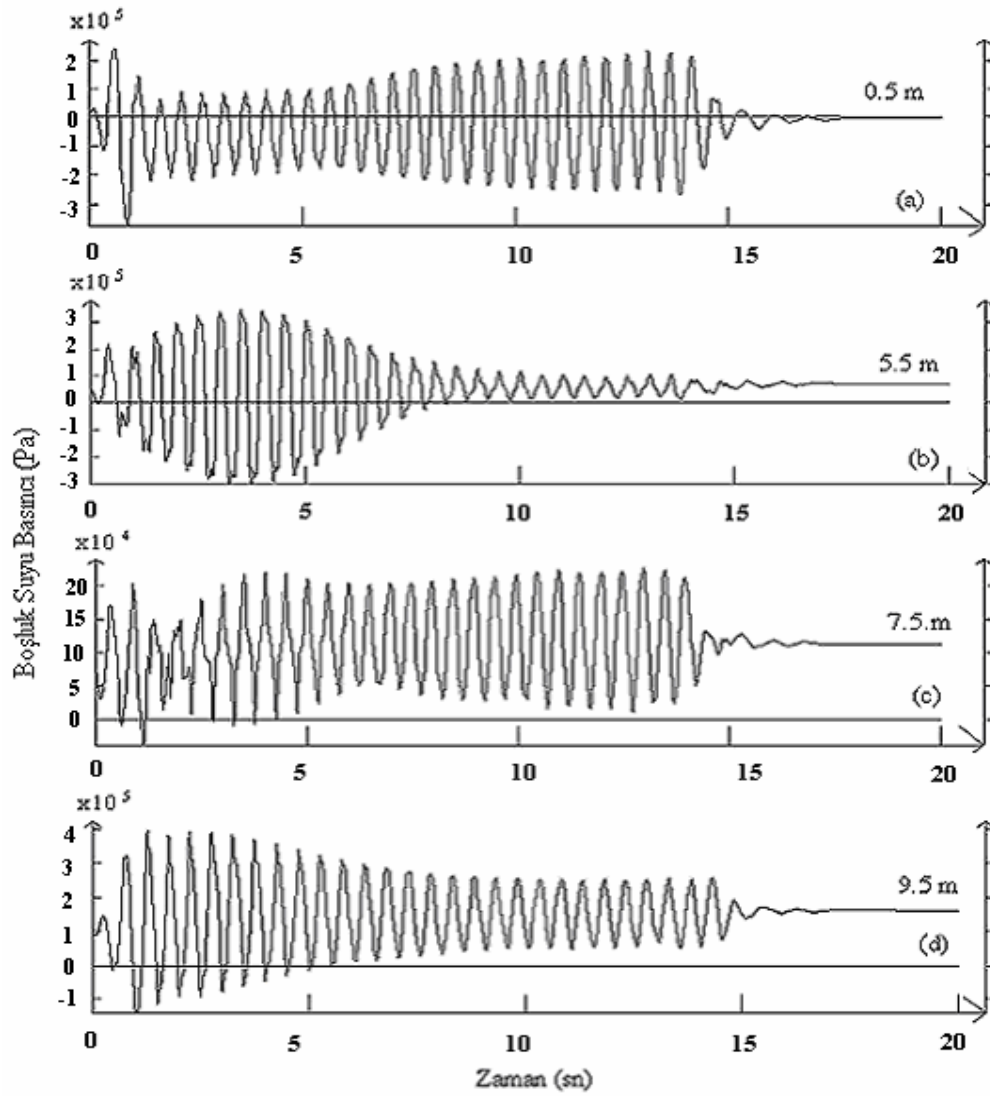


Şekil 9.22: Model 2.1 a) 0.5m, b) 5.5m, c) 7.5m, d) 9.5m’de Kaydedilen İlave Boşluk Suyu Basıncıları

ve sınır koşullarına göre oluşturulan model 2 alt zemin-kazık profillerinin gerçekleştirilen analizlerinde ve analiz sonuçlarında dikkate alınan farklı büyüklükteki ve sınır şartlarındaki parametreleri yanal zemin deplasman grafiği ile birlikte, yanal kazık deplasman ve kazık eğilme momenti grafiklerinde modellerin yan tarafında belirtilmiştir.

Şekilden de görüldüğü gibi kum zeminde derinlik boyunca en yüksek yanal deplasman ($\approx 2.78\text{m}$) Model 2.9’da, en küçük yanal deplasman ($\approx 14\text{cm}$) Model

2.1’de meydana gelmiştir. Model 2.9’da yüksek yanal zemin deplasmanının meydana gelmesinin nedeni bu modelde kullanılan kazığın inşa şeklidir. Bu modelde kullanılan kazığın yüzen kazık olması ve özellikle zemin profilinin eğimli olması yüksek yanal zemin deplasmanlarının oluşmasına neden olmaktadır. Ayrıca yine dikkat edilecek olursa maksimum yanal deplasmanın meydana geliş süresi deprem hareketinin bitiş süresine rastlar. Bu gözlem de yanal zemin deplasmanının deprem süresi boyunca sürekli arttığını gösterir. Bunun nedeni olarak da yüzen kazığın yanal zemin hareketine karşı direnç gösteremeyip neredeyse zeminle birlikte hareket ettiğini göstermektedir. Kısaca yüzen kazık, eğimli bir arazide yanal zemin deplasmanlarına engel olamamakta ve zeminle beraber hareket etmektedir.

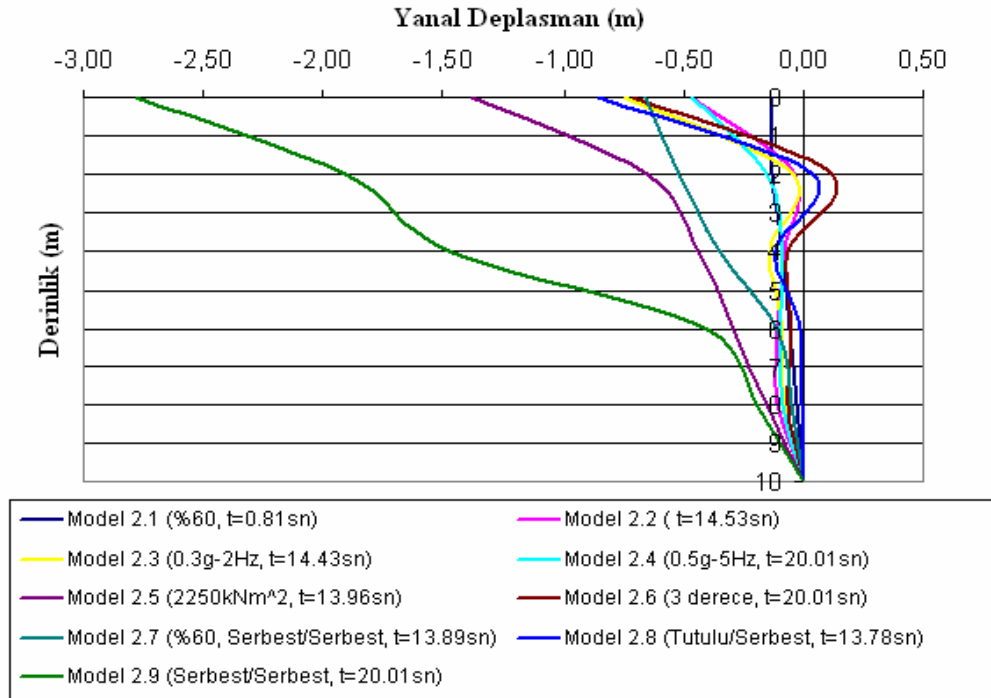


Şekil 9.23: Model 2.2 a) 0.5m, b) 5.5m, c) 7.5m, d) 9.5m’de Kaydedilen İlave Boşluk Suyu Basıncıları

Model 2.1’de düşük yanal zemin deplasmanlarının oluşmasının nedeni ise %60 relatif sıklıktaki Nevada kumundan kaynaklanmaktadır. Yüksek relatif sıklıklardaki kumların kısmi sıvılaşması yüksek yanal zemin deplasmanlarını meydana gelmesini engellemektedir.

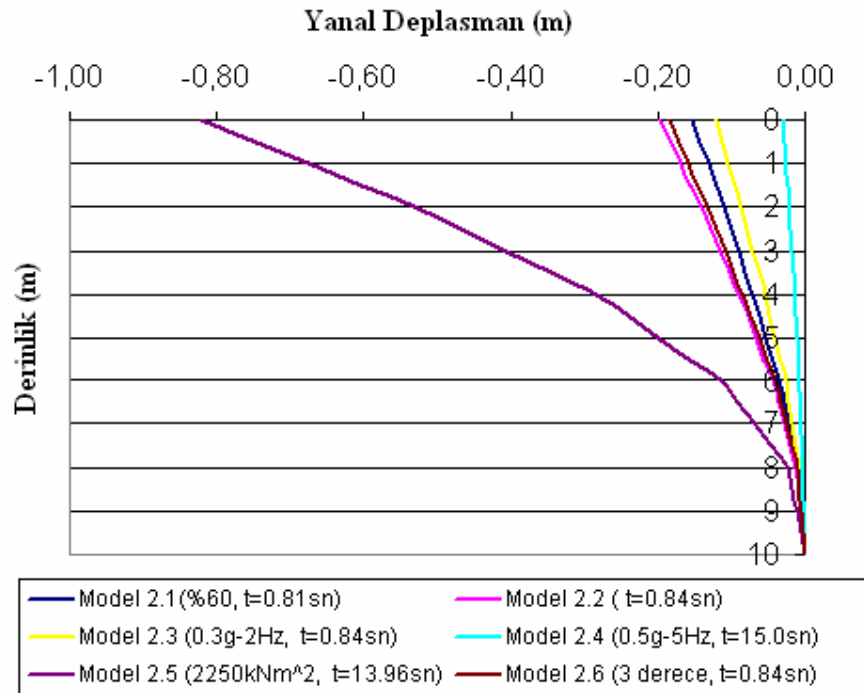
Yukarıda iki farklı modelde kaydedilen ivme-zaman kayıtları, efektif gerilme kayıtları ve tüm modellerde gözlenen yanal zemin deplasmanları incelenmiştir. Bundan sonra ise tüm modellerdeki kazıkların davranışı analiz edilecektir. İlk olarak uç kazığının dinamik hareketler altındaki davranışını inceleyecek olursak; Model 2.1-2.2’de farklı relatif sıklıklardaki Nevada kumunun sıvılaşma etkilerine, Model 2.3-2.4’de farklı büyüklükte ve frekans içeriğindeki deprem hareketinin etkilerine, Model 2.5-2.6’de ise sırasıyla farklı kazık rijitliği ve düşük arazi eğim profili etkilerine tabi tutulan kazıkların deprem süresince yaptıkları maksimum yanal deplasmanlar Şekil 9.25’de görülmektedir.

Şekil 9.25’deki uç kazıklarda en yüksek yanal kazık deplasmanı ($\approx 80cm$) Model 2.5’de, en düşük yanal kazık deplasmanı ($\approx 3cm$) ise Model 2.4’de gerçekleşmiştir. Tüm modellerdeki kazıklar içinde en yüksek kazık deplasmanının Model 2.5’de meydana gelmesinin nedeni olarak kullanılan kazık rijitliği gösterilebilir. Bu modelde kullanılan kazık rijitliğinin diğer modellerdekilere göre düşük olması eğimli zeminde kazık davranışını oldukça etkilemiştir.



Şekil 9.24: Tüm Modellerde Ölçülen Maksimum Yanal Zemin Deplasmanları

Diğer modellerdeki yüksek rijitlikteki kazıklar eğimli zeminlerin yanal zemin deplasmanlarına karşı direnç gösterirken düşük rijitlikte kullanılan kazık modeli eğimli zeminde yanal zemin deplasmanına karşı direnci çok düşük olmuş ve en yüksek yanal kazık deplasmanının oluşmasına neden olmuştur. En düşük yanal kazık deplasmanı ise Model 2.4’de meydana gelmiştir. Model 2.4’deki düşük yanal kazık deplasmanının nedeni ise depremin frekans içeriğidir. Aynı deprem büyüklüğü altında yüklenen zemin-kazık modelleri içinde en düşük yanal kazık deplasmanlarına sahip olan model yüksek frekans içerikli (5 Hz) deprem hareketine sahip olan model olmuştur. Kısaca aynı büyüklükte fakat yüksek frekans içerikli (5 Hz) deprem hareketleri düşük zemin-kazık tepkilerini oluşturmaktadır. Şekil 9.25’de gözlenen maksimum ve minimum yanal kazık deplasmanlarının oluşmasının nedenlerini sırasıyla kısaca özetlersek, kazık rijitliğinin, sıvılaştıran zeminin eğim derecesinin ve sıvılaşma derecesinin, deprem büyüklüğü ve frekans içeriğinin kazık davranışında önemli etkiye sahip olduğunu söyleyebiliriz.

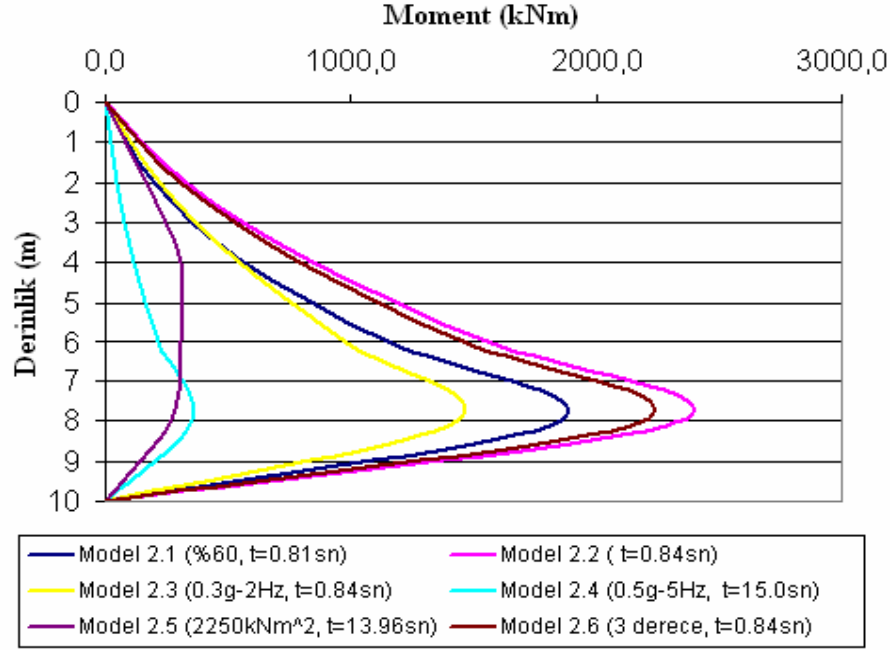


Şekil 9.25: Model 2.1-2.2-2.3-2.4-2.5-2.6’da Gözlenen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

Şekil 9.26’da ise Model 2.1-2.2-2.3-2.4-2.5 ve 2.6 için kazık derinliği boyunca kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momentleri görülmektedir. Şekilden görüldüğü gibi en yüksek kazık eğilme momenti (2349kNm) Model 2.2’de meydana gelmiştir ki bu sonucu model kum tabakasının tam sıvılaşma etkisinin yanı sıra

zemin eğim derecesine, deprem büyüklüğüne ve kazık rijitliğine bağlayabiliriz. Kazık yanal deplasmanlarının en düşük olduğu dolayısıyla maksimum kazık eğilme momentinin en az olduğu durum (351kNm) Model 2.4'dir.

Model 2.4'de meydana gelen minimum tepkiler deprem frekans içeriğinden kaynaklanmaktadır. Yüksek frekans içerikli deprem hareketi bu modeldeki kazıkta minimum tepkilerin oluşmasına neden olmuştur. Bunların yanında eğilme momenti grafiklerinde dikkat edilecek bir başka önemli husus, kazıkta oluşan eğilme momentlerinin meydana geldiği kısımlardır ki, tüm modellerde meydana gelen maksimum kazık eğilme momentleri tabandan kazık boyunun 1/5'i kadar yükseklikteki kısımlarında toplanmıştır. Yüzeye doğru yükselen kısımlarda ise önemli eğilme momentleri meydana gelmemiş hatta 1m derinlikten yüzeye doğru sıfıra yakın değerler almıştır.

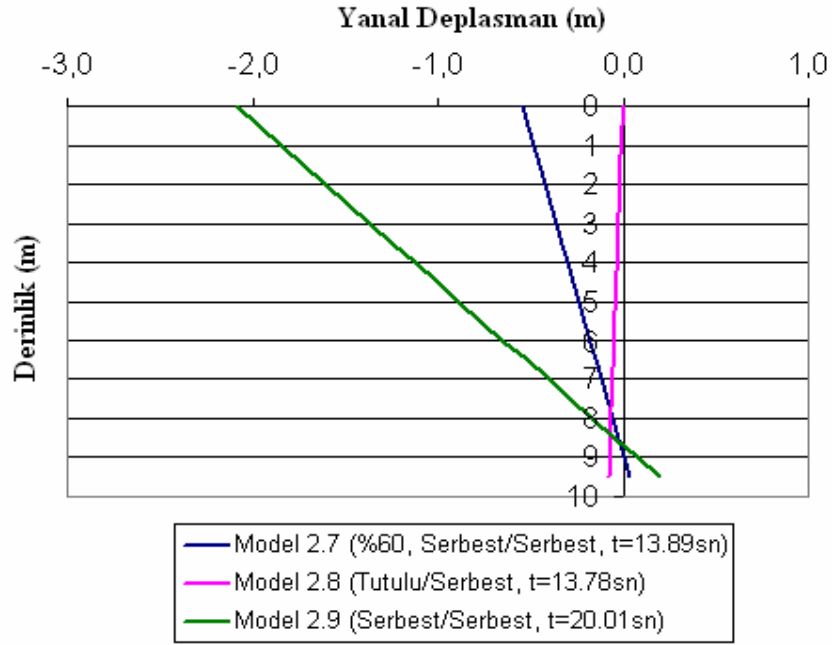


Şekil 9.26: Model 2.1-2.2-2.3-2.4-2.5-2.6'da Gözlenen Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

Yüzen kazık olarak uygulanan diğer üç model, Model 2.7, 2.8 ve 2.9'dur. Eğimli bir zemin profilinde farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış (%60 ve %40) Nevada kumunun yüzen kazıklar üzerinde etkileri Model 2.7 ve Model 2.9'da incelenmiştir. Model 2.8 ise, yüzen kazığın baş kısmının yatay harekete karşı tutulu olması hali için kazık davranışını ele almıştır. Şekil 9.27'de üç modelde gözlenen maksimum kazık yanal deplasmanları görülmektedir. Şekilden de kolayca görüleceği üzere, en yüksek yanal kazık deplasmanı ($\approx 210\text{cm}$) Model 2.9'da gerçekleşmiştir. Model 2.7'de ise

maksimum yanal kazık deplasmanı yaklaşık 54 cm olarak ölçülmüştür. Model 2.9'daki yüzen kazık eğimli zemin profilinde yanal zemin hareketine karşı direnç gösterememiş ve deprem hareketi süresi boyunca artan yanal zemin deplasmanı ile birlikte sürekli yanal hareketini sürdürmüş ve yüzeyde yaklaşık 2.1 metrelik bir deplasman gerçekleştirmiştir.

Model 2.7'deki zemin modelinin %60 relatif sıkılıktaki Nevada kumundan hazırlanmış olması yüzen kazığın davranışını önemli şekilde etkilemiştir. %40 relatif sıkılıktaki Nevada kumuna göre daha düşük yanal zemin hareketinin oluşması daha düşük yanal kazık hareketine neden olmuştur. Bu karşılaştırmadan açıkça eğimli bir arazide sıvılaştıran Nevada kumunun relatif sıklık farklılığının zemin davranışında ve nihayetinde kazık davranışını nasıl etkilediği kolayca görülebilir. Model 2.8'deki yüzen kazığın baş kısmının yatay harekete karşı tutulu olması ise beklendiği gibi yüzeyde kazığın yanal hareketine engel olmuştur. Ayrıca yüzen kazığın uç kısmında da düşük yanal deplasmanlar meydana gelmiştir.



Şekil 9.27: Model 2.7, 2.8 ve 2.9'da Gözlenen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

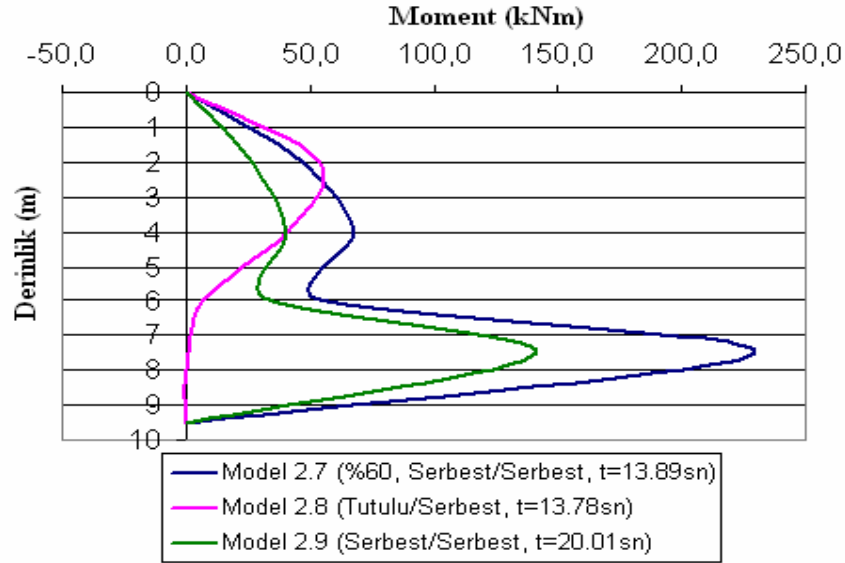
Üç modeldeki yüzen kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri ise Şekil 9.28'de görülmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi en yüksek eğilme moment (229kNm) Model 2.7'deki yüzen kazıkta meydana gelmiştir. Bu üç modelde gözlenen diğer bir önemli nokta kazık baş sınır koşullarının kazık davranışındaki etkisidir. Kazık baş kısmı yatay harekete serbest durumdaki yüzen kazıklarda

maksimum eğilme momentleri kazık ucuna yakın yerlerde meydana gelirken, kazık baş hareketi yatay harekete karşı sınırlandırılmış durumdaki yüzen kazıkta ise maksimum eğilme momenti kazık başına yakın kısımlarda meydana gelmektedir.

Bu üç modelde kullanılan yüzen kazıkların diğer modellerdeki uç-taşıma kazıklarına göre kıyaslanmasında gözlenen diğer önemli bir nokta yüzen kazıklarda meydana gelen kazık eğilme momenti tepkilerinin uç-taşıma kazıklarına göre bir hayli düşük olmasıdır. Yüzen kazıklarda oluşan yanal deplasmanların uç-taşıma kazıklarına göre çok daha yüksek olmasına rağmen yüzen kazıkların eğilme momenti tepkileri düşük olmaktadır. Bu gözlem, yüzen kazıkların zeminle birlikte hemen hemen aynı deplasmanları yapması, zeminle birlikte adeta sürüklenen yüzen kazıklar üzerinde sıvılaştan zeminin önemli yüklemelerinin bulunmamasına bağlanmaktadır.

9.4.3 Model 2 Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Yukarıdaki gözlemlerden görülüyor ki, Nevada kumundan oluşan zemin tabakasının relatif sıkılığı ve bunun neticesinde dinamik yüklemeler altında meydana gelen farklı sıvılaşma davranışları, eğimli zemin profilinin varlığı, deprem büyüklüğü ve frekans içerikleri, farklı rijitlikteki kazıkların davranışı, kazık inşa türleri ve kazık baş ve uç sınır şartları, zemin-kazık modellerinde kazık davranışını etkileyen önemli faktörler olmaktadır. Dinamik yüklemeler altında tam sıvılaşmanın gerçekleştiği çok gevşek Nevada kumunun eğimli bir arazide meydana getirdiği büyük yanal deplasmanlar kazık temellere önemli yükler yüklemiştir.



Şekil 9.28: Model 2.7, 2.8 ve 2.9'da Gözlenen Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

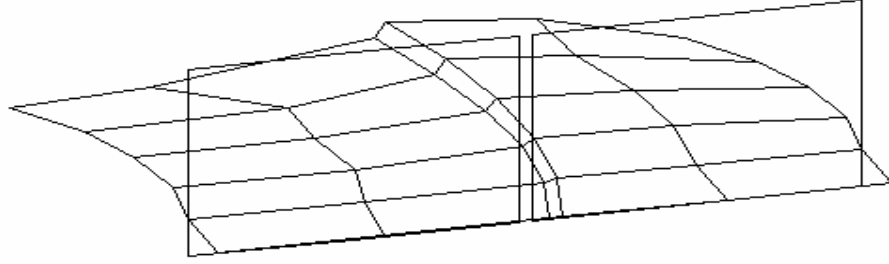
Özellikle eğimli zeminlerde düşük rijitlikteki kazıkların kullanılması bu tür kazıkların yanal deplasmanını daha da artırmış ve düşük rijitlikteki kazıklarda yüksek eğilme momenti tepkilerine yol açmıştır. Özellikle kazıkların sıvılaşabilen eğimli kum zemin tabakalarında yüzer olarak tasarlanması durumunda yanal kazık deplasmanları oldukça artmış, neredeyse zeminle birlikte aşağı yönde sürüklenmiştir. Uç kazıklara dinamik yüklemeyle eğimli zemin tabakalarından önemli kuvvetler gelirken, yüzen kazıklarda oluşan tepkiler uç kazıklara göre önemli şekilde düşüktür. Bu ise, yüzen kazıkların zeminle beraber hareket etmesi ve böylece kazıklar üzerindeki yükün büyük oranda azalmasına bağlanabilir. Deprem büyüklük ve frekansı ise kazık yanal deplasman ve eğilme momenti tepkilerinin oluşmasında önemli etkiye sahip olmuştur. Daha düşük büyüklükteki deprem hareketleri daha düşük kazık tepkilerinin oluşmasını sağlarken, aynı büyüklükte fakat yüksek frekans içeriğindeki depremler daha düşük frekans içerikli depremlere göre daha küçük kazık tepkilerinin oluşmasına neden olmuştur. Model 2'deki kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri kazıkların uç kısımlarında toplanmıştır. Fakat kazık baş kısmı yanal harekete karşı sınırlandırılmış yüzen kazıkta maksimum eğilme momenti kazık baş kısmına yakın yerde toplanmıştır. Tablo 9.7'de Model 2'deki tüm alt modellerdeki kazıklarda meydana gelen maksimum yanal kazık deplasmanları ve maksimum kazık eğilme momentleri verilmektedir. Ayrıca kazıklarda maksimum yanal deplasmanların ve eğilme momentlerinin meydana geldiği derinliklerde gösterilmiştir. Şekil 9.29'da ise Model 2.5 zemin-kazık profilinin deprem sonrası deforme olmuş şekli görülmektedir.

Tablo 9.7: Model 2'de Ölçülen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları ve Kazık Eğilme Momentleri (Derinlik: 0m= Kazık Tepesi)

Model No	Derinlik (m)	Maksimum Yanal Deplasman, (cm)	Derinlik (m)	Maksimum Eğilme Momenti, (kNm)
Model 2.1	0	15,26	8	1856,25
Model 2.2	0	19,62	8	2349,0
Model 2.3	0	12,09	8	1437,75
Model 2.4	0	2,93	8	351,0
Model 2.5	0	82,05	6	308,93
Model 2.6	0	18,44	8	2193,75
Model 2.7	0	54,41	7,5	229,5
Model 2.8	9,5	7,40	2	54,0
Model 2.9	0	208,87	7,5	141,75

9.5 İki Tabakalı Düz Bir Zemin İçinde Tek Bir Kazığın Analizi

Bu bölümde Model 3 olarak anılan düz üstte sıvılaşan zemin tabakasıyla birlikte altta sıvılaşmayan %60 sıklıkta kohezyonlu zemin tabakası bulunmaktadır. Bu zemin modelinde Model 1'den farklı olarak sıvılaşan zemin tabakasının altında sıvılaşmayan kohezyonlu sıkı zemin tabakası içinde kazıkların deprem hareketleri altında davranışı incelenmiştir.



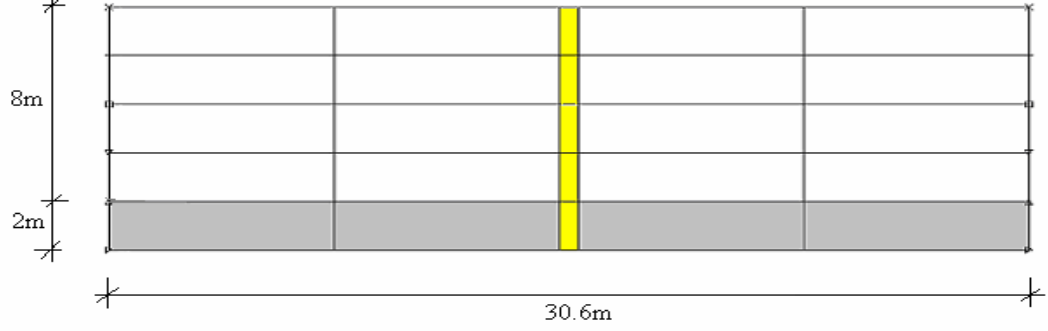
Şekil 9.29: Model 2.5 Zemin-Kazık Profilinin Deforme Olmuş Şekli
(DIANA-SWANDYNE II)

Model 3'de tasarlanan zemin profili, herhangi arazi eğimine sahip olmayan sıvılaşan kum zeminden ve bu sıvılaşan kum zeminin altında sıvılaşmayan kohezyonlu sıkı kum tabakasından oluşmaktadır. Sıvılaşan zemin tabakası %40 ve %60 relatif sıklıklardaki Nevada kumudur. Zemin-kazık modelinde farklı rijitliklere sahip beton kazıklar ($EI=2250\text{kNm}^2$ ve 67500kNm^2) kullanılmıştır. Model 3'de çeşitli faktörler zemin-kazık modelleri üzerinde uygulanmış ve analiz sonuçları bu faktörler göz önüne alınarak değerlendirilmiştir.

9.5.1 Model 3 Zemin-Kazık Profili

Model 3, az önce bahsedildiği gibi düz iki tabakalı altta sıvılaşmayan sıkı kohezyonlu kum tabakasıyla üstte farklı relatif sıklıklarda hazırlanmış Nevada kum tabakasından oluşmaktadır. Model 3, 10 metre yüksekliğinde ve 30.6 metre uzunluğunda iki tabakalı bir zemin profilinden oluşmaktadır. Üstteki sıvılaşan kum tabakası kalınlığı 8m ve altta sıvılaşmayan tabakanın kalınlığı ise 2m'dir. Model 3'de kullanılan üstteki sıvılaşan Nevada kumu malzemesi için PZ3-DEP08F (Pastor Zienkiewicz-Mark III) zemin modeli, altta sıvılaşmayan %60 relatif sıklıkta ve 5.1 kPa kohezyona sahip kum tabakası için GE (Genel Elastik) model ve beton kazık malzemesi için ise LE (Lineer Elastik) modeli seçilmiştir. Model 3 için hazırlanan genel zemin-kazık profili Şekil 9.30'da görülmektedir.

Model 3’de farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış (%40 ve %60) Nevada kumunun dinamik yükler altında farklı sıvılaşma etkileri, yüzen-uç-taşıma kazığı ve farklı elastisite modüllerinde uygulanan ($E=1000 \times 10^6$ ve 3000×10^7 Pa) kazıkların davranış farklılıkları ve farklı büyüklük ve frekanstaki deprem yüklemelerinin farklı etkileri zemin-kazık modelleri üzerinde analiz edilmiştir.



Şekil 9.30: Model 3 Zemin-Kazık Profili

9.5.2 Model 3 Analiz Sonuçları

İki tabakalı düz bir arazide üstte sıvılaşan kum tabakası ve bu tabakanın altında sıvılaşmayan kohezyonlu sıkı kum tabakası içinde kazıkların davranışı Model 3’de incelenmiştir. Model 3 zemin profilinde üstte farklı relatif sıkılıkta (%40 ve %60) hazırlanmış Nevada kumunun farklı sıvılaşma etkileri, farklı deprem büyüklük ve frekansları, farklı kazık türleri ve farklı kazık uç sınır şartları altında kazık davranışları incelenmiştir. Model 3, sıvılaşma etkilerini dikkate alan Model 3.1 ve Model 3.2, deprem büyüklüğünü ve frekans içeriğini dikkate alan Model 3.3 ve Model 3.4, kazık rijitliğini dikkate alan Model 3.5, kazık ucu sınır koşullarını dikkate alan Model 3.6 modellerinden oluşmaktadır. Model 3’de uygulanan farklı zemin-kazık modellerinin özellikleri Tablo 9.8’de özetlenmiştir.

Şekil 9.31’de görüldüğü gibi, Model 1 zemin-kazık profili derinliği boyunca belirlenen noktalardan ivme, efektif gerilme, boşluk suyu basınç oranı, serbest arazi yanal zemin deplasmanı ve yanal kazık deplasman kayıtları alınmıştır.

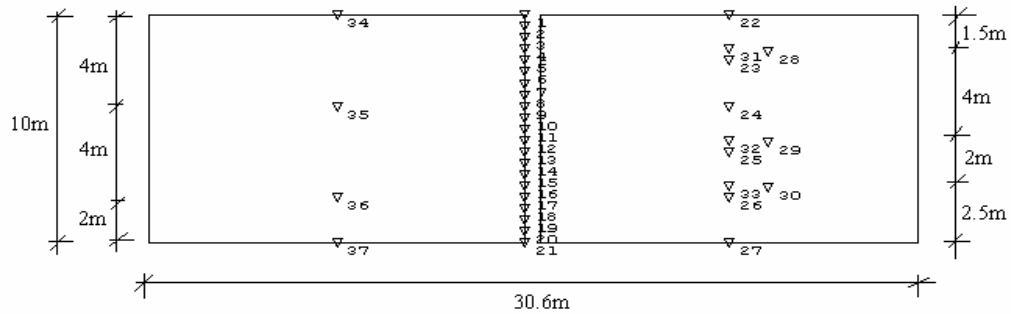
Alınan kayıtların zemin profilindeki koordinatları aşağıdaki bölümlerde verilmiştir. Şekil 9.31’deki kayıt numaraları; 1-21 arası olan noktalar kazık deplasman kayıtlarını, 22-27 arası olan noktalar serbest saha zemin deplasman kayıtlarını, 28-30 arası olan noktalar efektif gerilme kayıtlarını, 31-33 arası olan noktalar boşluk basıncı kayıtlarını, 34-37 arası olan noktalar ivme kayıtlarını göstermektedir.

Model 3'deki zemin-kazık modellerinin farklı sıvılaşma durumları altındaki davranışları Model 3.1 ve Model 3.2 analiz sonuçlarının karşılaştırılarak incelenmiştir. Sırasıyla %60 ve %40 relatif sıkılıklardaki Nevada kumundan oluşan Model 3.1 ve Model 3.2 zemin-kazık modelleri 0.5g büyüklüğünde ve 2 Hz frekansında sinüzoidal üniform yatay deprem hareketine tabi tutulmuştur.

Tablo 9.8: Model 3'de İncelenen Alt Zemin-Kazık Modelleri ve Özellikleri

Model No	Relatif Sıkılık (Üst tabaka)	Tabaka Sayısı	Deprem Hareketi	Kazık Rijitliği kNm^2	Kazık Türü	Kazık Baş ve Uç Sınır Şartları, -x- Yönünde	
Model 3.1	%60	2	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Tutulu
Model 3.2	%40	2	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Tutulu
Model 3.3	%40	2	0.3g-2Hz	67500	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Tutulu
Model 3.4	%40	2	0.5g-5Hz	67500	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Tutulu
Model 3.5	%40	2	0.5g-2Hz	2250	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Tutulu
Model 3.6	%40	2	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş	Serbest
						Uç	Serbest

Her iki modelde kullanılan beton kazıklar aynı rijitlikte olup $EI=67500kNm^2$ 'dir. Bu iki modelde hazırlanmış farklı relatif sıkılıklardaki Nevada kumunun farklı sıvılaşma davranışları ilk olarak zemin-kazık profili içinde üç derinlikte ölçülen ivme-zaman grafiklerinden gözlenebilir.

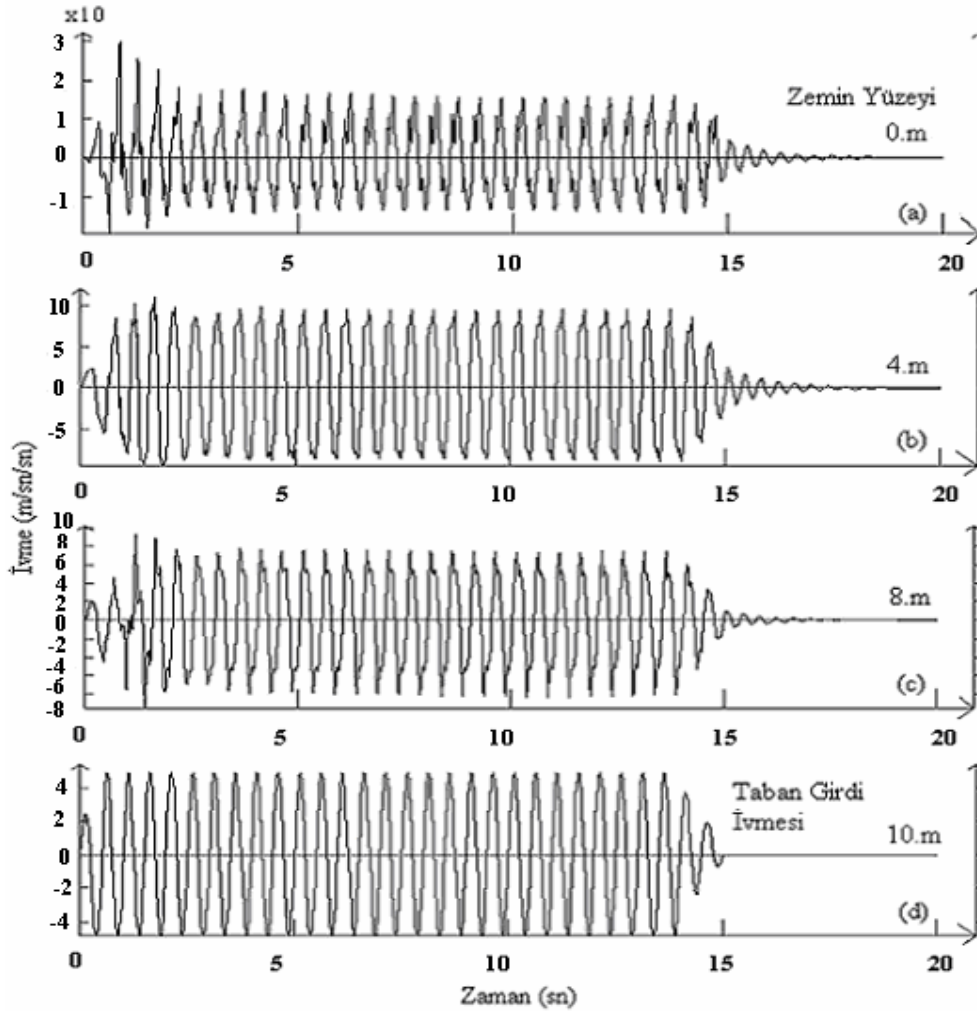


Şekil 9.31: Model 3 Zemin-Kazık Profiline Farklı Noktalarda Alınan Kayıtlar

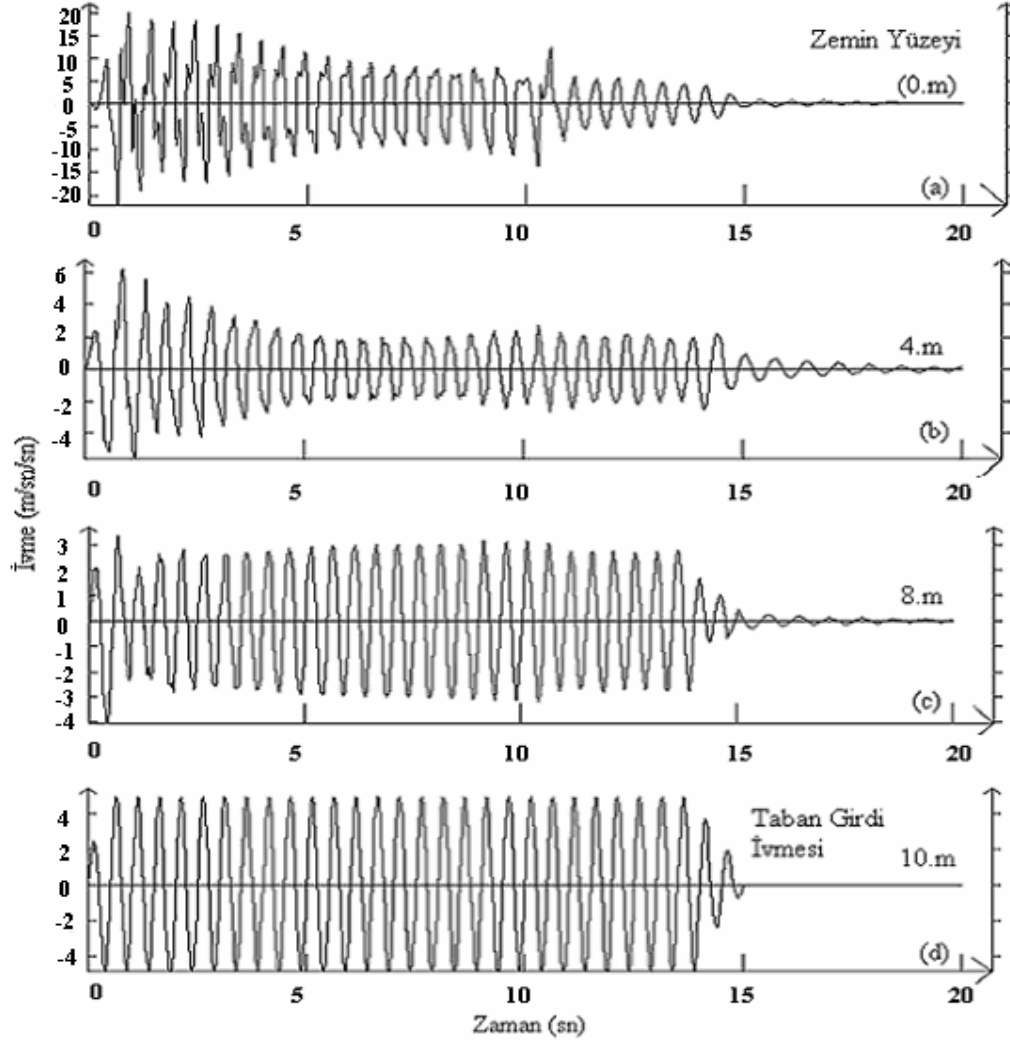
Model 3.1 zemin-kazık profilinde 0, 4m, 8m ve 10m derinliklerde ölçülen ivme-zaman grafikleri Şekil 9.32'de ve Model 3.2 zemin kazık profilinde 0, 4m, 8m ve 10m derinliklerinde ölçülen ivme-zaman grafikleri Şekil 9.33'de görülmektedir.

Şekil 9.32’de ivme kayıtlarında görüldüğü gibi zemin tabanında uygulanan 0.5g’lik girdi deprem ivmesi yüzeye doğru artmaktadır. Sinüzoidal ivme eğrilerinde önemli bir değişiklik gözlenmemesi sıvılaşmanın kısmi olduğunu göstermektedir. Ayrıca Model 3.1 zemin profilinde ölçülen ivme kayıtları tek tabakalı düz zemin profilinde (Model 1) ölçülen kayıtlarla karşılaştırıldığında alttaki sıvılaşmayan zemin tabakasının kısmi sıvılaşmanın görüldüğü bu modellerde önemli bir etkiye sahip olmadığı görülür.

Şekil 9.33’deki ivme eğrilerinde ise sıvılaşan zemin tabakası boyunca sıvılaşmanın tam olarak gerçekleşmesi nedeniyle ivme kayıtlarında 5. saniyeden sonra düşüşler görülmektedir. Ayrıca alttaki sıvılaşmayan zemin tabakasının yüzeyinde ölçülen ivme kayıtları ise Şekil 9.33 (c)’de görülmektedir. Grafikten de görüldüğü gibi alttaki sıvılaşmayan sıkı kohezyonlu kum tabakasında sıvılaşma görülmediği için ivme kaydı taban girdi ivmesi ve eğrinin davranışı oldukça yakındır.



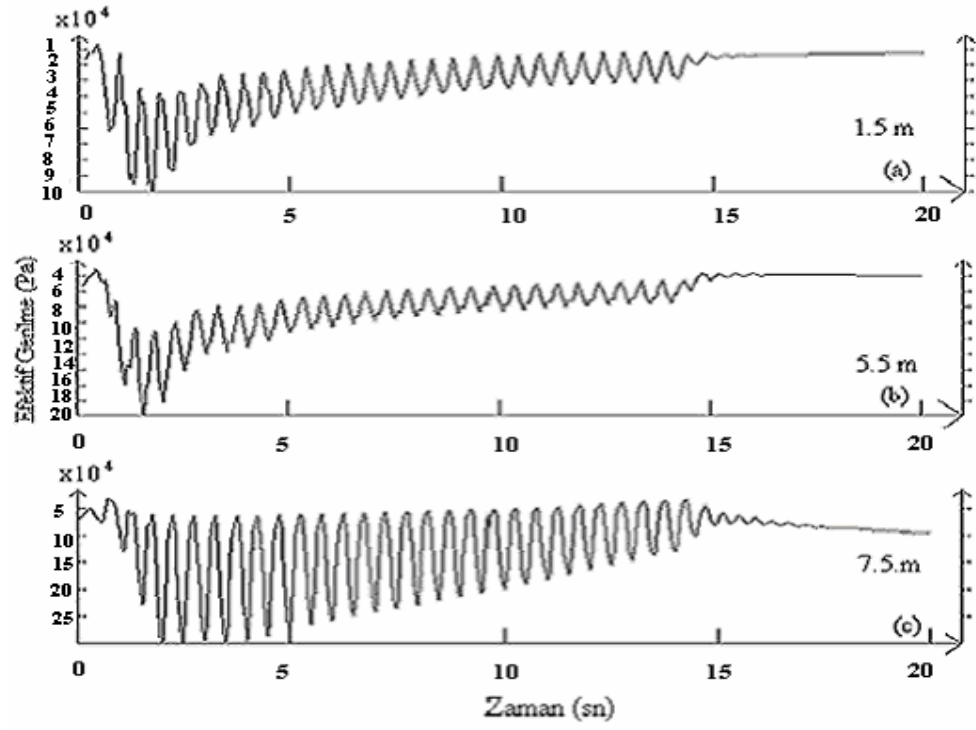
Şekil 9.32: Model 3.1 a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de Ölçülen İvme Kayıtları



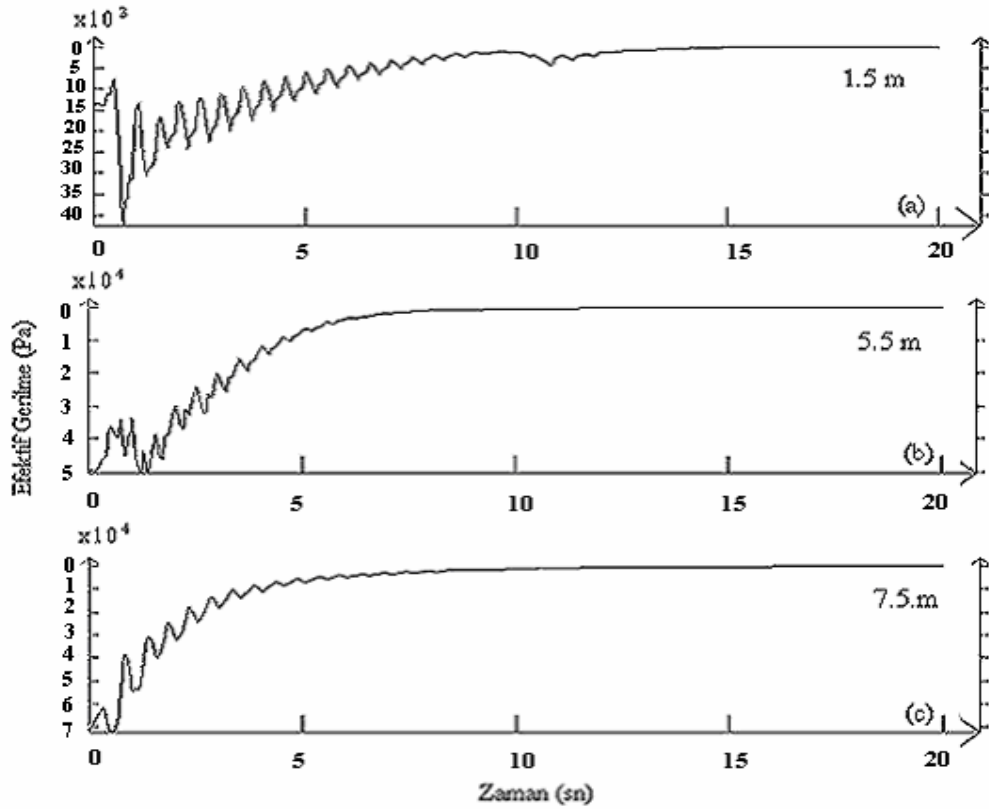
Şekil 9.33: Model 3.2 a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de Ölçülen İvme Kayıtları

Model 3.1 ve Model 3.2’de meydana gelen farklı sıvılaşma davranışları ise efektif gerilme grafiklerinden gözlenebilir. Şekil 9.34 ve Şekil 9.35’de sırasıyla Model 3.1 ve Model 3.2 zemin profilleri içinde üç farklı derinlikte ölçülen efektif gerilme grafikleri görülmektedir.

Şekil 9.34 (a), (b) ve (c)’de Model 3.1 zemin profilinde kaydedilen efektif gerilme grafiklerinde, sıkı Nevada kum tabakasının orta derinliklerinde sıvılaşma kısmi olurken, yüzeye yakın derinliklerde sıvılaşma derecesi biraz daha artmaktadır. Şekil 9.35 (a), (b) ve (c)’de Model 3.2 zemin profilinde kaydedilen efektif gerilme grafiklerinde, gevşek Nevada kum tabakasının alttaki sıvılaşmayan sıkı kum tabakasının yüzeyinden gevşek kum tabakasının yüzeyine doğru sıvılaştığı görülmektedir.



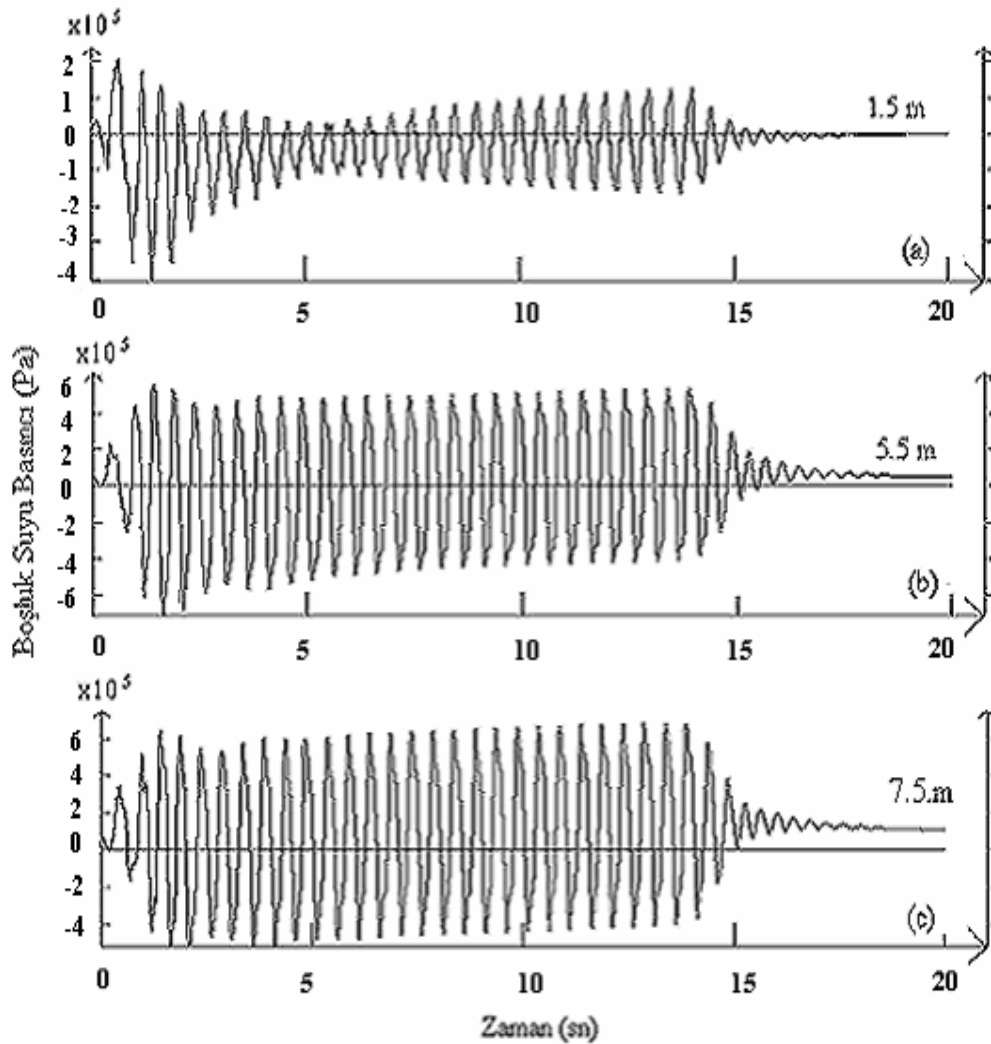
Şekil 9.34: Model 3.1 a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen Etkitif Gerilmeler



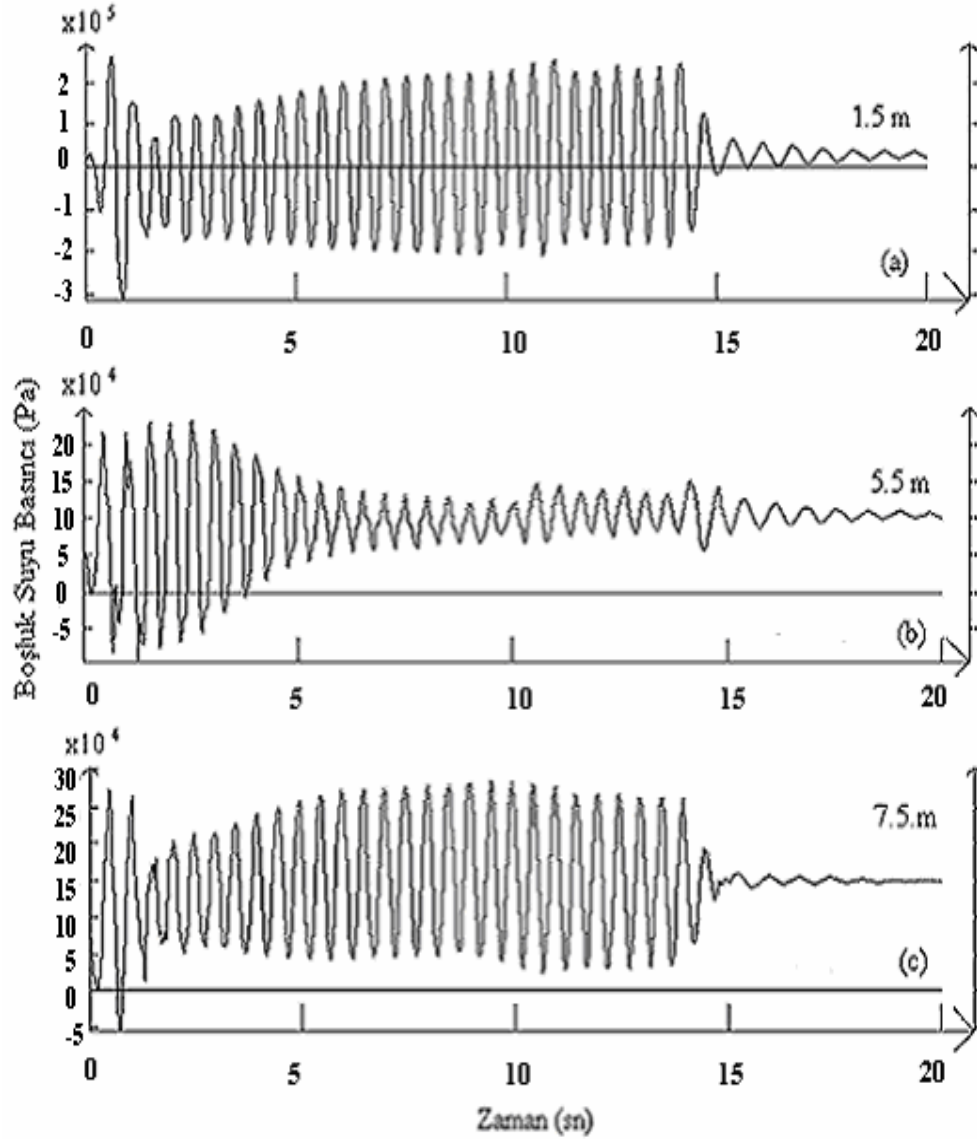
Şekil 9.35: Model 3.2 a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen Etkitif Gerilmeler

Şekil 9.36 ve Şekil 9.37'deki grafiklerde ise sırasıyla Model 3.1 ve Model 3.2 zemin profillerinde üç farklı derinlikte (1.5m, 5.5m ve 7.5m) ölçülen boşluk suyu basınçları görülmektedir. Şekil 9.36'da sıkı Nevada kumunun sıvılaşma derecesi sıvılaşmayan tabaka yüzeyine yakın kısımlarda daha fazla olmakla birlikte sıkı kum tabakası tüm derinlik boyunca kısmi sıvılaşmıştır.

Şekil 9.37'de ise Model 3.2 zemin profilinde ölçülen boşluk suyu basınçları görülmektedir. Gevşek Nevada kumunun tam sıvılaşması bu zemin tabakasının yüzeyinden ve sıvılaşmayan zemin tabakasının yüzeyine yakın kısımlarına kadar gerçekleştiği görülebilir. Özellikle bu modelde zemin tabakasının orta derinliklerinde meydana gelen sıvılaşma derecesinin daha fazla olduğu gözlenmiştir.



Şekil 9.36: Model 3.1 a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m'de Kaydedilen İlave Boşluk Suyu Basınçları



Şekil 9.37: Model 3.2 a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen İlave Boşluk Suyu Basıncıları

Şekil 9.38’de serbest sahada belirli sürelerde gözlenen maksimum yanal zemin deplasmanları ve meydana geliş süreleri görülmektedir. Model 3 zemin profilindeki kazıklar genel olarak düz iki tabakalı üstte %40 relatif sıkılıktaki sıvılaştan Nevada kumu ve altta %60 relatif sıkılıktaki hafif kohezyonlu Nevada kumu içinde 0.5g-2Hz üniform sinüzoidal deprem hareketi altında dinamik yüklemeye tabi olup, 67500 kNm^2 rijitliklerdedir ve kazık başları yatay harekete serbest ve kazık uçları yatay harekete sınırlandırılmışlardır. Az önce sayılan bu zemin-kazık özelliklerinin farklı büyüklük ve sınır koşullarına göre oluşturulan model 3 alt zemin-kazık profillerinin gerçekleştirilen analizlerinde ve analiz sonuçlarında dikkate alınan farklı

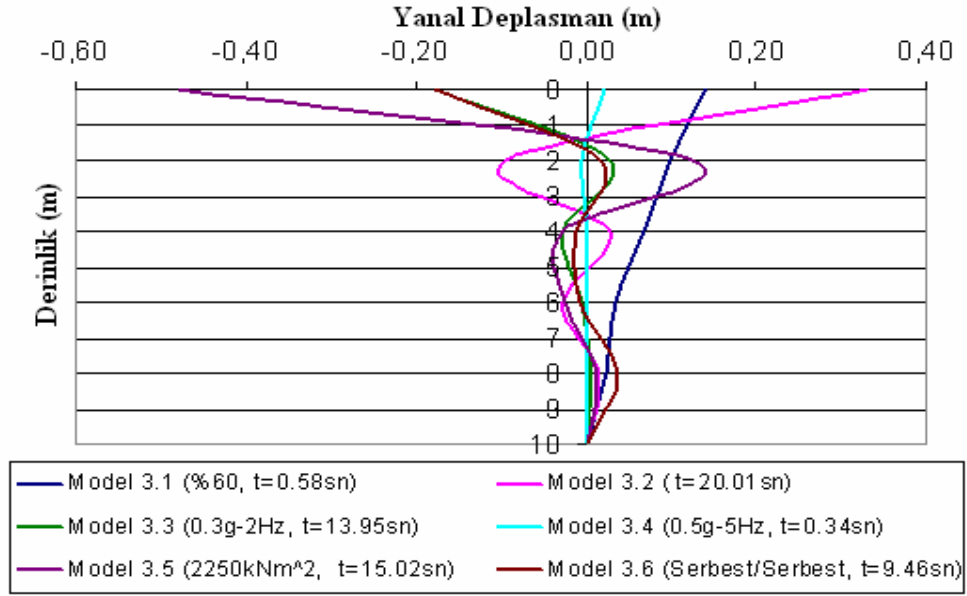
büyüklikteki ve sınır şartlarındaki parametreleri yanal zemin deplasman grafiği ile birlikte yanal kazık deplasman ve kazık eğilme momenti grafiklerinde modellerin yan tarafında belirtilmiştir.

Şekilden de görüldüğü gibi kum zeminde derinlik boyunca en yüksek yanal deplasman ($\approx 48cm$) Model 3.5’de, en küçük yanal deplasman ($\approx 2cm$) Model 3.4’de meydana gelmiştir. Model 3.5’de yüksek yanal zemin deplasmanına düşük rijitlikteki kazığın kullanılması neden olmuştur. Ayrıca düşük rijitlikteki kazık yanal zemin deplasmanın deprem süresi boyunca sürekli artmasına neden olmuştur. Aynı büyüklükteki deprem hareketinin yüksek frekans (5Hz) içeriği Model 3.4’de olduğu gibi düşük yanal zemin hareketlerinin meydana gelmesine neden olmuştur. Tüm modellerde gözlenen yanal zemin deplasmanlarına bakıldığında ise yanal zemin deplasmanlarının yüzeye yakın kısımlarda geliştiği daha derin kısımlarda önemli zemin deplasmanlarının meydana gelmediği rahatça görülebilir. Kısaca dinamik yükleme altında sıvılaşma sırasında düz bir zemin tabakasında görülen yanal zemin deplasmanları yüzeysel kalmaktadır.

Bu modellerde çeşitli faktörlere bağlı olarak gözlenen yanal kazık deplasmanları Model 1 zemin-kazık profilleri takımında gözlenen yanal kazık deplasmanlarıyla benzerlik göstermektedir. Bu gözlemden, iki tabakalı düz üstte sıvılaşan kum tabakasıyla altta sıvılaşmayan sıkı kum tabakasındaki kazıkların deprem hareketleri altında yanal deplasman davranışları tek tabakalı sıvılaşabilen düz bir zemin tabakasındaki kazıkların deprem hareketi altında yanal deplasman davranışlarıyla benzerlik gösterdiği söylenebilir. Dolayısıyla düz sıvılaşabilen zemin tabakası altında sıvılaşmayan zemin tabakasının varlığı yanal kazık davranışını önemli şekilde etkilemediği açıkça görülmektedir. Bundan dolayı, Model 3’de gözlenen yanal kazık deplasman davranışlarının çeşitli faktörlere bağlı olarak değişiklik göstermesi Model 1’de gözlenen yanal kazık deplasman davranışlarının çeşitli faktörlere bağlı olarak değişiklik göstermesiyle aynı sayılabilir.

Şekil 9.39’da tüm zemin-kazık modellerinde çeşitli faktörlere bağlı olarak gözlenen maksimum kazık deplasman eğrileri ve meydana geliş süreleri görülmektedir. En yüksek yanal kazık deplasmanı ($\approx 17cm$) Model 3.2’de en küçük yanal kazık deplasmanı ise ($\approx 2cm$) Model 3.4’de gerçekleşmiştir.

Şekil 9.40’da ise Model 3.1-3.2-3.3-3.4-3.5 ve 3.6’deki kazıklarda gözlenen maksimum eğilme momentleri görülmektedir. En yüksek kazık eğilme momenti (2032kNm) Model 3.2’de meydana gelmektedir ki bu sonucu model kum tabakasının tam sıvılaşma etkisinin yanı sıra deprem büyüklüğüne ve kazık rijitliğine bağlayabiliriz.



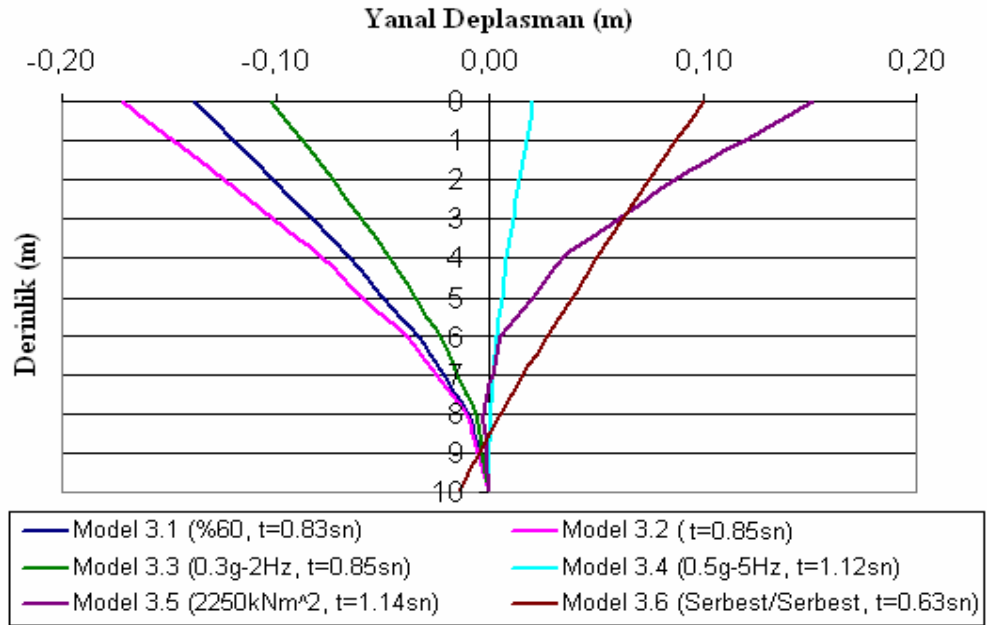
Şekil 9.38: Tüm Modellerde Ölçülen Maksimum Yanal Zemin Deplasmanları

Maksimum kazık yanal deplasmanlarının en düşük olduğu dolayısıyla maksimum kazık eğilme momentinin en az olduğu durumlar (236kNm) Model 3.4, (92kNm) Model 3.5 ve (205kNm) Model 3.6'de görülebilir. Model 3.4'de uygulanan yüksek frekans (5 Hz) içerikli deprem hareketinin yarattığı düşük zemin-kazık tepkileri ve Model 3.5'deki kazığın yüzen kazık olarak uygulanması bu modellerdeki kazıklarda oluşan eğilme momenti tepkilerinin düşük olmasına sebep gösterilebilir.

Model 3'deki kazıklarda oluşan eğilme momentleri tepkileri birinci modeldeki kazıklarda oluşan eğilme momentleri tepkileri ile karşılaştırıldığında ise gözle görülür bir fark ortaya çıkmaktadır. Şöyle ki, kazık uçları yatay harekete sınırlandırılmış kazıklarda Model 3'e oranla Model 1'deki kazık eğilme momentleri genel olarak daha yüksek çıkarken, sıvılaşmayan zemin tabakası içinde kazık ucu serbest ve sıvılaşan tabaka içinde yüzen olarak uygulanan kazıkların karşılaştırılmasında ise birinci durumda Model 3'de oluşan eğilme momenti tepkileri Model 1'deki yüzen kazık eğilme momenti tepkilerinden daha büyük çıkmaktadır.

Bu gözlem, Model 3'deki sıvılaşmayan zemin tabakası içinde ucu serbest kazığın üstteki tabakanın sıvılaşmasıyla oluşan kazık yanal deplasmanının alttaki sıvılaşmayan tabakanın kazık yanal deplasman hareketini engelleyerek kazıkta ek eğilme momenti tepkilerini oluşturduğu söylenebilir. Diğer önemli bir nokta, Model 3 kazıklarında oluşan maksimum eğilme momenti tepkileri üstteki sıvılaşan zemin tabakasıyla alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası arasındaki ara yüzde meydana gelmiştir. Yüzeye doğru yükselen kısımlarda ise önemli eğilme momentleri

meydana gelmemiş hatta 1m derinlikten yüzeye doğru sıfıra yakın değerler almıştır. Maksimum eğilme momenti tepkilerinin kazıklar üzerinde meydana geldiği kısımlarla ilgili olarak bu modelde dikkat edilmesi gereken diğer bir husus rijitliği düşük kazıklarda oluşan eğilme momenti tepkilerinde gözlenmiştir. Model 3 zemin profilindeki rijitliği yüksek kazıklarda oluşan maksimum eğilme momenti tepkileri altta sıvılaşan ve üstte sıvılaşmayan iki zemin tabakası arasındaki ara yüzde meydana gelirken rijitliği düşük kazıkta maksimum eğilme momenti kazık ortası kısımlarında meydana gelmiştir.

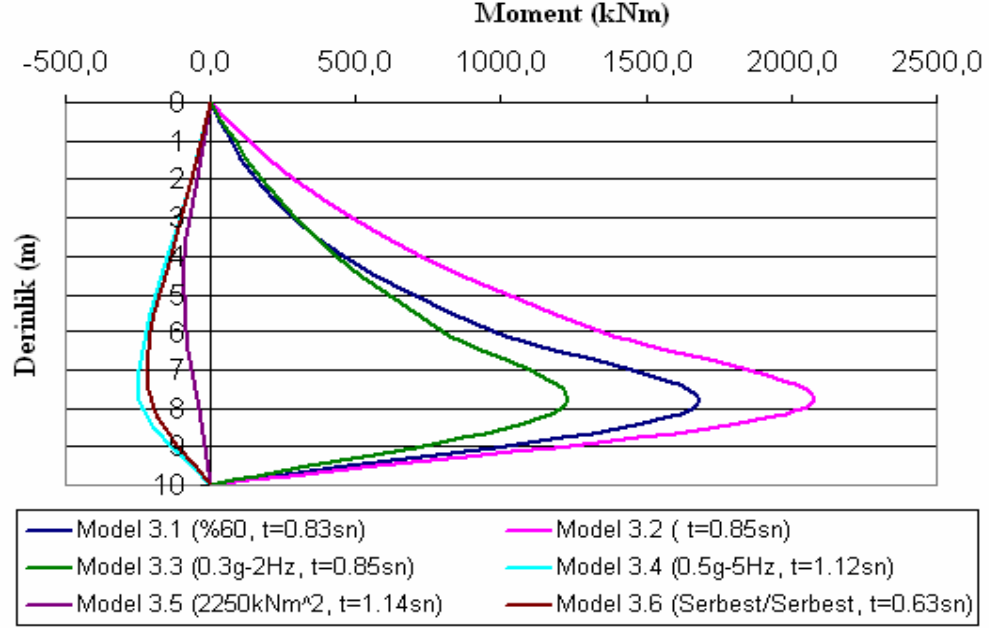


Şekil 9.39: Model 3.1-3.2-3.3-3.4-3.5-3.6'da Gözlenen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

9.5.3 Model 3 Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Model 3'deki kazıklarda meydana gelen yanal deplasmanlar Model 1'dekiler ile yakın benzerlik göstermektedir. Model 1 zemin profiline göre Model 3 zemin profilinde altta sıvılaşmayan zemin tabakasının varlığı kazıklarda oluşan yanal deplasman davranışlarını önemli şekilde etkilememiştir. Fakat Model 3'deki kazıklarda oluşan eğilme momenti tepkileri Model 1'deki kazıklarda oluşan eğilme momentlerinden biraz farklılık göstermektedir. Model 3'deki kazıklarda oluşan eğilme momenti tepkileri Model 1'deki kazıklarda oluşanlara göre biraz daha düşük kalmıştır. Bunun en önemli sebebi olarak Model 3 zemin profilinde sıvılaşan gevşek kum zemin tabakası derinliğinin azalması ve bu tabakanın kazıklar üzerinde etkisinin

azalması olarak gösterilebilir. Ayrıca diğer önemli bir husus Model 3'deki kazıklarda oluşan maksimum eğilme momenti tepkilerinin meydana geldiği kısımlar altta sıvılaşmayan zemin tabakasıyla üstte sıvılaşan zemin tabakası arasındaki ara yüzde meydana gelmiş olmasıdır.



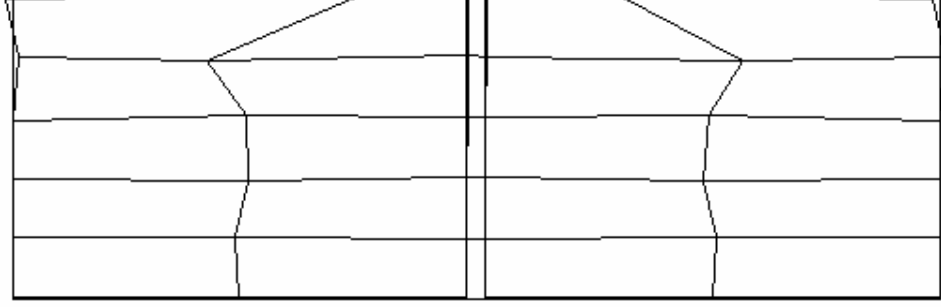
Şekil 9.40: Model 3.1-3.2-3.3-3.4-3.5-3.6'da Gözlenen Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

Bu model profilinde düşük rijitlikte uygulanan kazıklarda maksimum eğilme momenti tepkilerinin kazık orta kısımlarında toplanması ise diğer önemli bir gözlem olmuştur. Tablo 9.9'de Model 3'deki tüm alt modellerdeki kazıklarda meydana gelen maksimum yanal kazık deplasmanları ve maksimum kazık eğilme momentleri verilmektedir.

Tablo 9.9: Model 3'de Ölçülen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları ve Kazık Eğilme Momentleri (Derinlik: 0m= Kazık Tepesi)

Model No	Derinlik (m)	Maksimum Yanal Deplasman, (cm)	Derinlik (m)	Maksimum Eğilme Momenti, (kNm)
Model 3.1	0	13,83	8	1660,50
Model 3.2	0	17,20	8	2031,75
Model 3.3	0	10,19	8	1201,50
Model 3.4	0	2,07	8	236,25
Model 3.5	0	15,19	4	40,73
Model 3.6	0	10,01	6	205,2

Ayrıca kazıklarda maksimum yanal deplasmanların ve eğilme momentlerinin meydana geldiği derinliklerde gösterilmiştir. Şekil 9.41’de ise Model 3.5 zemin-kazık profilinin deprem sonrası deforme olmuş şekli görülmektedir.



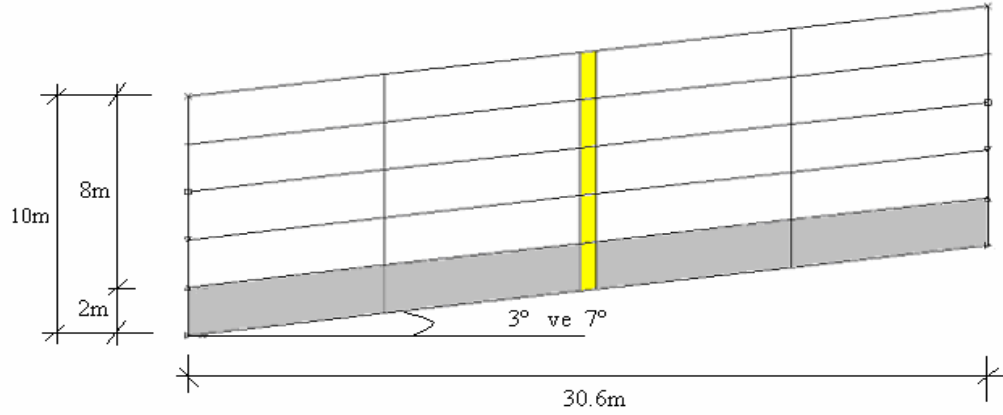
Şekil 9.41: Model 3.5 Zemin-Kazık Profilinin Deforme Olmuş Şekli
(DIANA-SWANDYNE II)

9.6 İki Tabakalı Eğimli Bir Zemin İçinde Tek Bir Kazığın Analizi

Bu bölümde Model 4 olarak anılan 3 ve 7 derece eğimli iki tabakalı üstte sıvılaşan kum zemin tabakasıyla altta sıvılaşmayan hafif kohezyonlu sıkı kum zemin tabakası içindeki tek bir kazığın dinamik etkiler altındaki davranışı incelenecektir. Sıvılaşan zemin tabakası %40 ve %60 relatif sıkılıklardaki Nevada kumudur. Zemin-kazık modelinde farklı rijitliklere sahip beton kazıklar ($EI=2250\text{kNm}^2$ ve 67500kNm^2) kullanılmıştır. Model 4 zemin-kazık modellerinde çeşitli faktörler zemin-kazık modelleri üzerinde uygulanmış ve analiz sonuçları bu faktörler göz önüne alınarak değerlendirilmiştir.

9.6.1 Model 4 Zemin-Kazık Profili

Model 4, 10 metre yüksekliğinde ve 30.6 metre uzunluğunda iki tabakalı üstte farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış Nevada kumu zemin tabakasıyla altta sıvılaşmayan hafif kohezyonlu sıvılaşmayan sıkı Nevada kumu zemin tabakasından oluşan 3 ve 7 derecelik eğimlere sahip bir zemin profilinden oluşmaktadır. Model 4’de kullanılan sıvılaşan Nevada kumu malzemesi için PZ3-DEP08F (Pastor Zienkiewicz-Mark III) zemin modeli, altta sıvılaşmayan 5.1 kPa kohezyona sahip %60 relatif sıkılıktaki sıkı Nevada kumu malzemesi için GE (Genel Elastik) zemin modeli ve beton kazık malzemesi için ise LE (Lineer Elastik) model kullanılmıştır. Model 4 için hazırlanan genel zemin-kazık profili Şekil 9.42’de gösterilmektedir.



Şekil 9.42: Model 4 Zemin-Kazık Profili

Model 4’de farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış (%40 ve %60) Nevada kumunun dinamik yüklemeler altında farklı sıvılaşma etkileri, 3 ve 7 derecelik arazi eğimine sahip iki tabakalı zemin tabakasının farklı etkileri, yüzen-uç-taşıma kazığı ve farklı elastisite modüllerinde uygulanan ($E=1000 \times 10^6$ ve 3000×10^7 Pa) kazıkların davranış farklılıkları ve farklı büyüklük ve frekans içeriğindeki deprem yüklemelerinin farklı etkileri zemin-kazık modelleri üzerinde incelenmiştir.

9.6.2 Model 4 Analiz Sonuçları

Model 4, sıvılaşma etkilerini dikkate alan Model 4.1 ve Model 4.2, arazi eğim derecesini dikkate alan Model 4.2 ve Model 4.3, deprem büyüklüğünü ve frekans içeriğini dikkate alan Model 4.4 ve Model 4.5, alttaki sıvılaşmayan tabaka kalınlığını dikkate alan Model 4.6, kazık rijitliğini ve kazık baş ve uç sınır şartlarını dikkate alan Model 4.8, Model 4.9 ve Model 4.10 modellerinden oluşmaktadır.

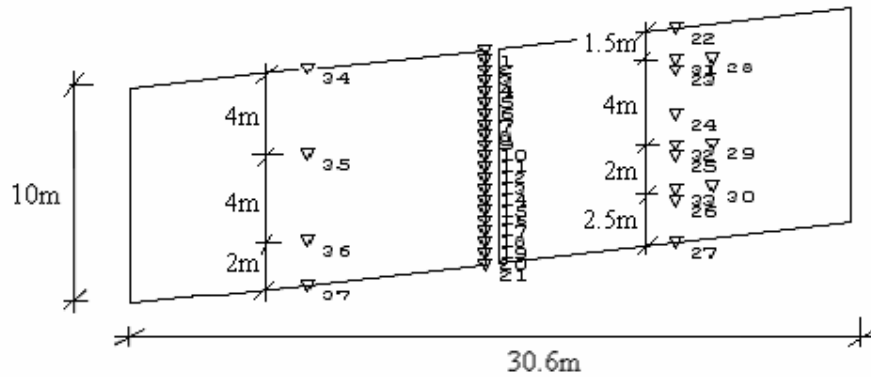
Model 4’de uygulanan farklı zemin-kazık modellerinin özellikleri Tablo 9.10’da verilmiştir. Ayrıca DIANA-SWANDYNE-II analiz programında Abdoun, (1997)’in santrifüj deney modeli (Santrifüj Model 3) hazırlanarak program analiz sonuçları ve santrifüj deney sonuçları karşılaştırılmıştır. Abdoun (1997)’un hazırladığı santrifüj Model 3 ile ilgili detaylar 6. kısımda santrifüj deney çalışmalarında anlatılmıştır. Tablo 9.10’da Abdoun, (1997)’in santrifüjde hazırlanan zemin kazık modelinin özellikleri de özetlenmiştir.

Şekil 9.43’de görüldüğü gibi, Model 1 zemin-kazık profili derinliği boyunca belirlenen noktalardan ivme, efektif gerilme, boşluk suyu basınç oranı, serbest arazi yanal zemin deplasmanı ve yanal kazık deplasman kayıtları alınmıştır. Alınan kayıtların zemin profilindeki koordinatları aşağıdaki bölümlerde verilmiştir.

Tablo 9.10: Model 4 Alt Zemin-Kazık Modelleri ve Özellikleri

Model No	Relatif Sıklık (Üst tabaka)	Eğim Der.	Tabaka Sayısı	Deprem Hareketi	Kazık Rijitliği kNm^2	Kazık Türü	Kazık Baş ve Uç Sınır Şartları, Sadece x Yönü	
Model 4.1	%60	7	2	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 4.2	%40	7	2	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 4.3	%40	3	2	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 4.4	%40	7	2	0.5g-5Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 4.5	%40	7	2	0.3g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 4.6	%40	7	2	0.5g-2Hz	2250	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 4.7	%40	7	2	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Tutulu Tutulu
Model 4.8	%40	3	2	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Serbest
Model 4.9	%40	7	2	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Serbest
Santrifüj Model 3 (Abdoun, 1997)	%40	4.8	2	0.3g-2Hz	8000	Uç	Baş Uç	Serbest Serbest

Şekil 9.43'deki kayıt numaraları; 1-21 arası olan noktalar kazık deplasman kayıtlarını, 22-27 arası olan noktalar serbest saha zemin deplasman kayıtlarını, 28-30 arası olan noktalar efektif gerilme kayıtlarını, 31-33 arası olan noktalar boşluk basıncı kayıtlarını, 34-37 arası olan noktalar ivme kayıtlarını göstermektedir.

**Şekil 9.43:** Model 4 Zemin-Kazık Profiline Farklı Noktalarda Alınan Kayıtlar

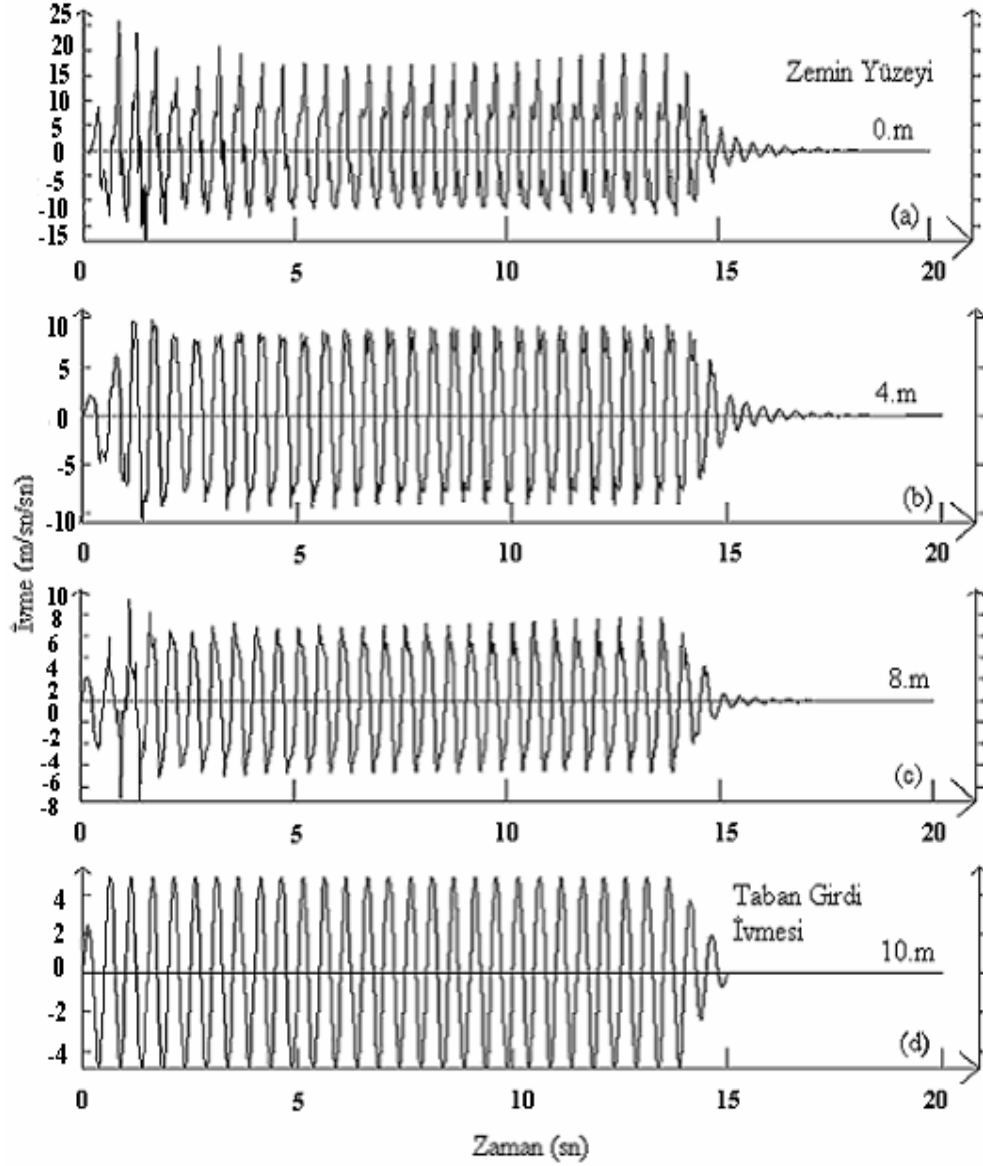
Model 4'deki zemin-kazık modellerinin farklı sıvılaşma durumları altındaki davranışları Model 4.1 ve Model 4.2 analiz sonuçlarının karşılaştırılmasıyla incelenmiştir. Sırasıyla %60 ve %40 relatif sıkılıklardaki Nevada kumundan oluşan Model 4.1 ve Model 4.2 zemin-kazık modelleri 0.5g büyüklüğünde ve 2 Hz frekansında sinüzoidal üniform yatay deprem hareketine tabi tutulmuştur. Her iki modelde kullanılan beton kazıklar aynı rijitlikte olup $EI=67500\text{kNm}^2$ 'dir. Bu iki modelde hazırlanmış farklı relatif sıkılıklardaki Nevada kumunun farklı sıvılaşma davranışları ilk olarak zemin-kazık profili içinde dört derinlikte ölçülen ivme-zaman grafiklerinden gözlenebilir. Model 4.1 zemin-kazık profilinde 0, 4m, 8m ve 10m derinliklerde ölçülen ivme-zaman grafikleri Şekil 9.44 ve Model 4.2 için Şekil 9.45'de görülmektedir.

Model 4.1 ve 4.2'de kaydedilen ivme-zaman grafiklerinde farklı relatif sıkılıklardaki Nevada kumunun farklı sıvılaşma etkileri açıkça görülmektedir. Şekil 9.44'de Model 4.1'de ölçülen ivme kayıtlarında derinlik boyunca eğrilerde önemli değişimler görülmezken Model 4.2'de ölçülen ivme kayıtlarında sıvılaşmayan zemin tabanından yüzeye çıkıldıkça sinüzoidal eğrilerde bir değişim gözlenmektedir.

Model 4.1'deki ivme eğrilerindeki sabitlik zemindeki sıvılaşma durumunun kısmi olduğunu gösterirken, Model 4.2'deki ivme eğrilerindeki ani düşüşler kum zeminde tam bir sıvılaşmanın olduğunu göstermektedir. Ayrıca, Şekil 9.45 (a) grafiğindeki ivme kayıtlarında görüldüğü gibi 10 ile 15 saniye aralığında ivme değerlerinde zaman zaman artışlar görülmektedir. Bu artışlar yüzeydeki sıvılaşan zeminin aşağı yönde yanıl deplasman gerçekleştirerek ivmelendiğini göstermektedir. Şekil 9.44 (a)'da ise bu ani artışlar görülmemektedir. Çünkü zemin yüzeyindeki sıvılaşma kısmi olduğundan ivme eğrilerinde sabitlik hakim olmaktadır.

Model 4.1 ve Model 4.2'deki ivme kayıtlarında gözlenen diğeri bir husus meydana gelen ivme büyüklükleridir. Bu modellerde meydana gelen ivme büyüklükleri eğimli tek tabakalı zemin profillerinde (Model 2.1 ve Model 2.2) ölçülen ivme kayıtlarıyla karşılaştırıldığında ortaya çıkmaktadır. Model 4.1 ve Model 2.1'de zemin derinliği boyunca ölçülen ivme büyüklükleri arasında önemli bir fark yokken, Model 4.2 ve Model 2.2'de zemin derinliği boyunca ölçülen ivme kayıtlarında önemli bir fark görülmektedir.

Örneğin Model 2.2'de 4m derinlikte ölçülen ivme büyüklüğü 8m/sn^2 iken Model 4.2'de 4m derinlikte ölçülen ivme büyüklüğü 4m/sn^2 dir. Bu gözlemden, Model 4.2'de alttaki sıvılaşmayan tabakanın sıvılaşan zemin tabakası üzerinde etkiye sahip olduğunu, alttaki sıvılaşmayan sıkı kum tabakasının sıvılaşan kum tabakasında meydana gelen ivmelerin azalmasından rahatlıkla görebiliriz.

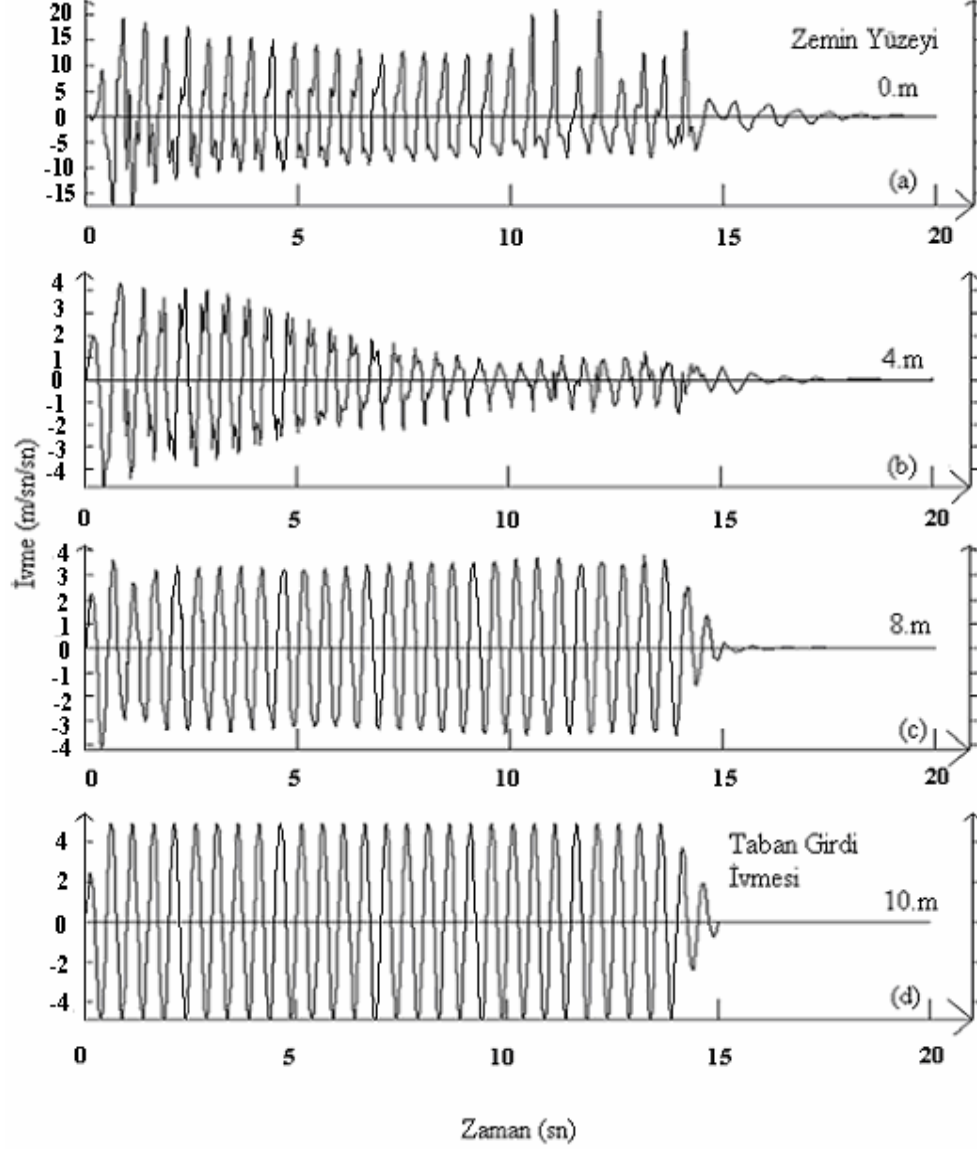


Şekil 9.44: Model 4.1 a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de Ölçülen İvme Kayıtları

Model 4.1 ve Model 4.2’de meydana gelen farklı sıvılaşma davranışları ise efektif gerilme grafiklerinden gözlenebilir. Şekil 9.46 ve Şekil 9.47’de sırasıyla Model 4.1 ve Model 4.2 zemin profilleri içinde üç farklı derinlikte (1.5m, 5.5m ve 7.5m) ölçülen efektif gerilme grafikleri görülmektedir.

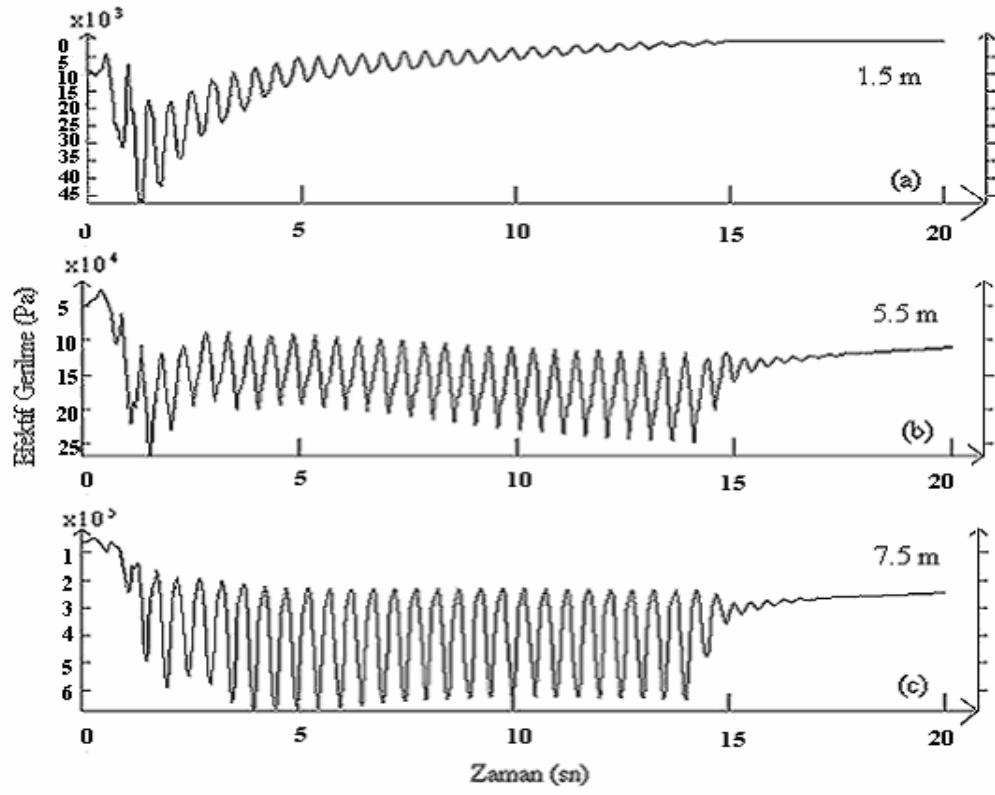
Model 4.1 zemin profilinde kaydedilen efektif gerilme grafiklerinde, Şekil 9.46’daki üç grafikten, %60 relatif sıkılıktaki Nevada kum zemin tabakasının orta derinliklerinde sıvılaşmanın kısmi olduğu, yüzeye yakın derinliklerde ise sıvılaşma derecesinin biraz daha arttığı görülebilir. Şekil 9.47’de, Model 4.2 zemin profilinde kaydedilen efektif gerilme grafiklerinde, gevşek Nevada kum tabakasının alttaki

sıvılaşmayan sıkı kum tabakasının yüzeyinden itibaren tüm tabaka boyunca sıvılaştığı görülmektedir.

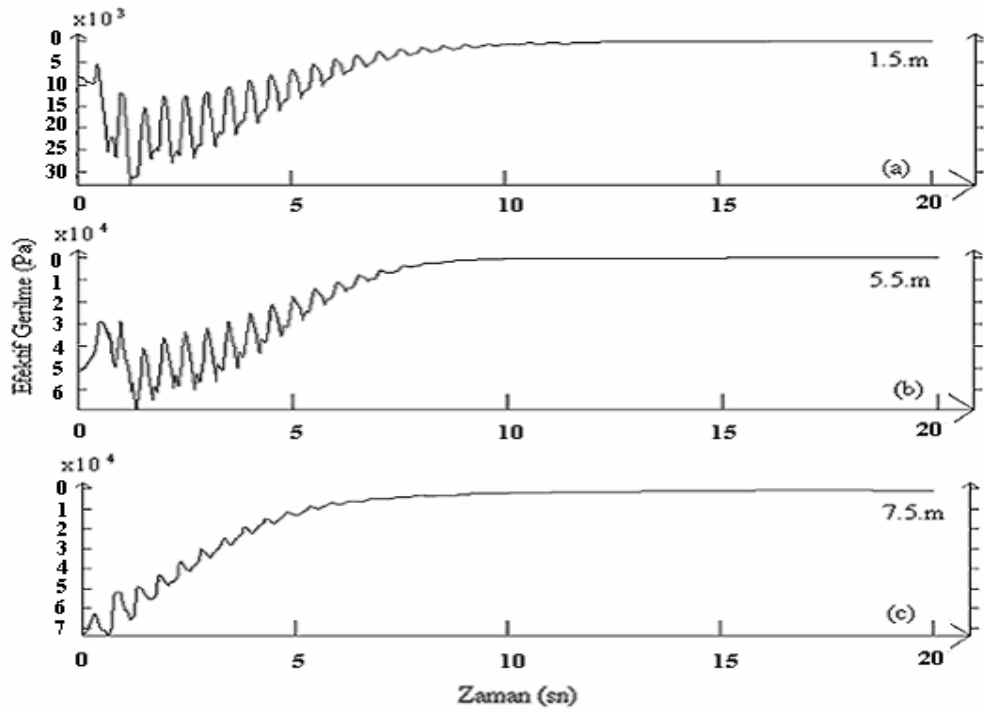


Şekil 9.45: Model 4.2 a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de Ölçülen İvme Kayıtları

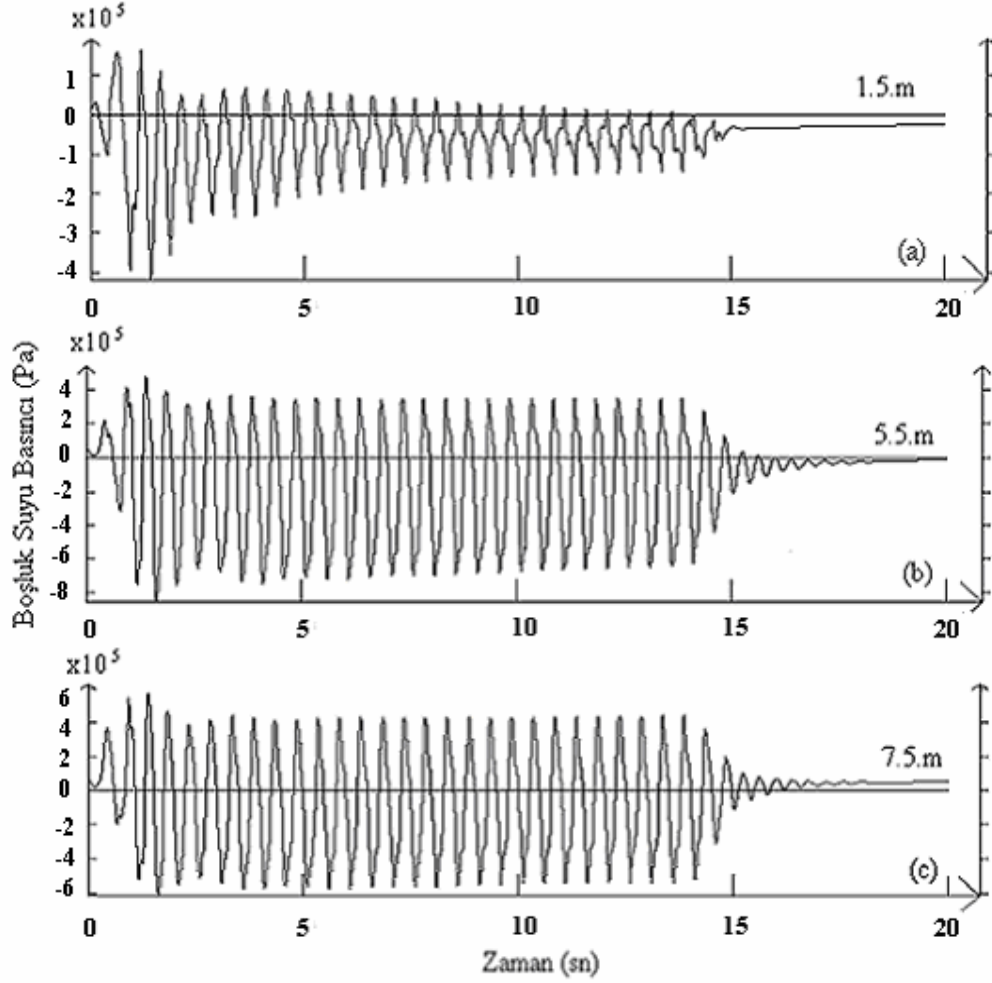
Şekil 9.48 ve 9.49’da ise sırasıyla Model 4.1 ve Model 4.2’in zemin profillerinde üç farklı derinlikte (1.5m, 5.5m ve 7.5m) ölçülen boşluk suyu basınçları görülmektedir. Şekil 9.48’de Model 4.1’de %60 relatif sıkılıktaki Nevada kumunun zemin tabakasının orta derinliklerinde kısmi sıvılaştığı görülebilir. Aynı modelde zemin yüzeyinde ise sıvılaşma derecesi artmıştır.



Şekil 9.46: Model 4.1, a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen Efektif Gerilmeler



Şekil 9.47: Model 4.2, a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen Efektif Gerilmeler

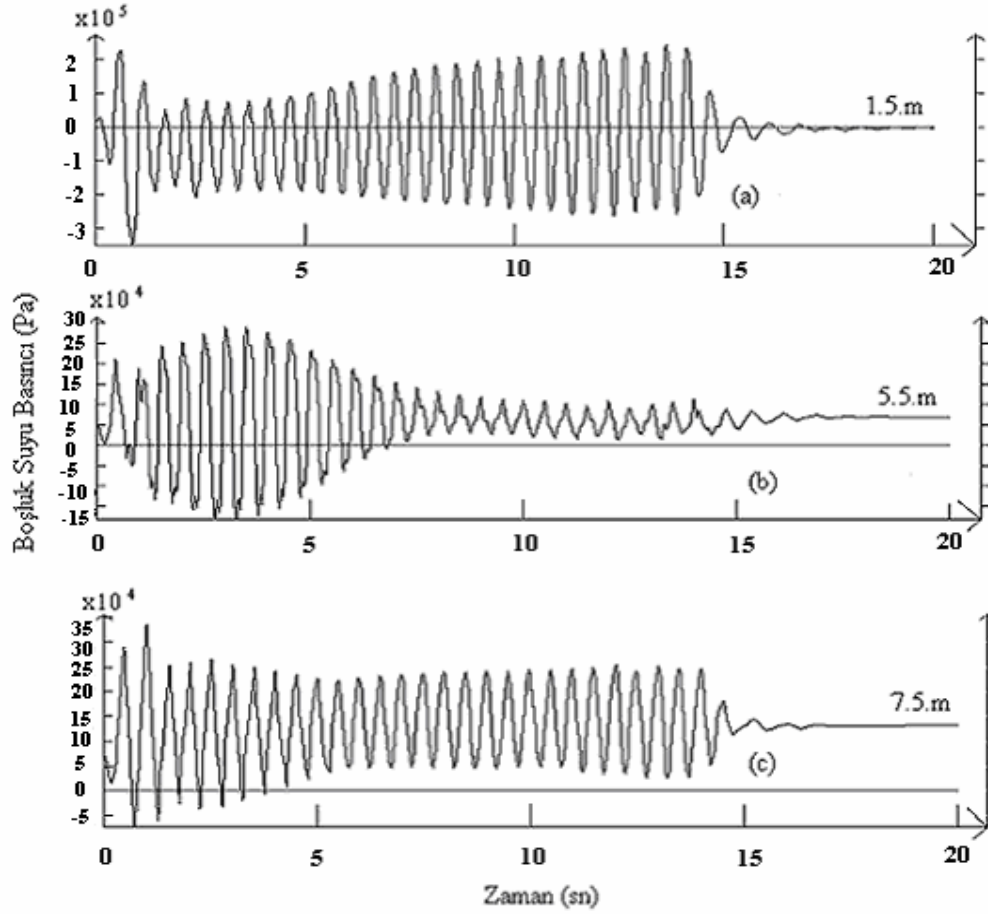


Şekil 9.48: Model 4.1 a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen İlave Boşluk Suyu Basıncıları

Şekil 9.49’da Model 4.2’de ise gevşek Nevada kumu tabakasının yüzeyinde ve orta derinliklerinde sıvılaşma görülürken sıvılaşmayan zemin tabakası yüzeyine doğru gevşek kumun sıvılaşma derecesi azalmaktadır.

Şekil 9.50’de serbest sahada gözlenen maksimum yanal zemin deplasmanlar ve meydana geliş süreleri görülmektedir. Model 4 zemin profilindeki kazıklar genel olarak 7° eğimli iki tabakalı üstte %40 relatif sıkılıktaki sıvılaşan Nevada kumu ve altta %60 relatif sıkılıktaki hafif kohezyonlu sıvılaşmayan Nevada kumu içinde 0.5g-2Hz üniform sinüzoidal deprem hareketi altında dinamik yüklemeye tabi olup, 67500kNm^2 rijitliklerde, kazık başları yatay harekete serbest ve kazık uçları yatay harekete sınırlandırılmışlardır. Az önce sayılan bu zemin-kazık özelliklerinin farklı büyüklük ve sınır koşullarına göre oluşturulan model 4 alt zemin-kazık profillerinin gerçekleştirilen analizlerinde ve analiz sonuçlarında dikkate alınan farklı

büyüklerdeki ve sınır şartlarındaki parametreleri yanal zemin deplasman grafiği ile birlikte yanal kazık deplasman ve kazık eğilme momenti grafiklerinde modellerin yan tarafında belirtilmiştir.

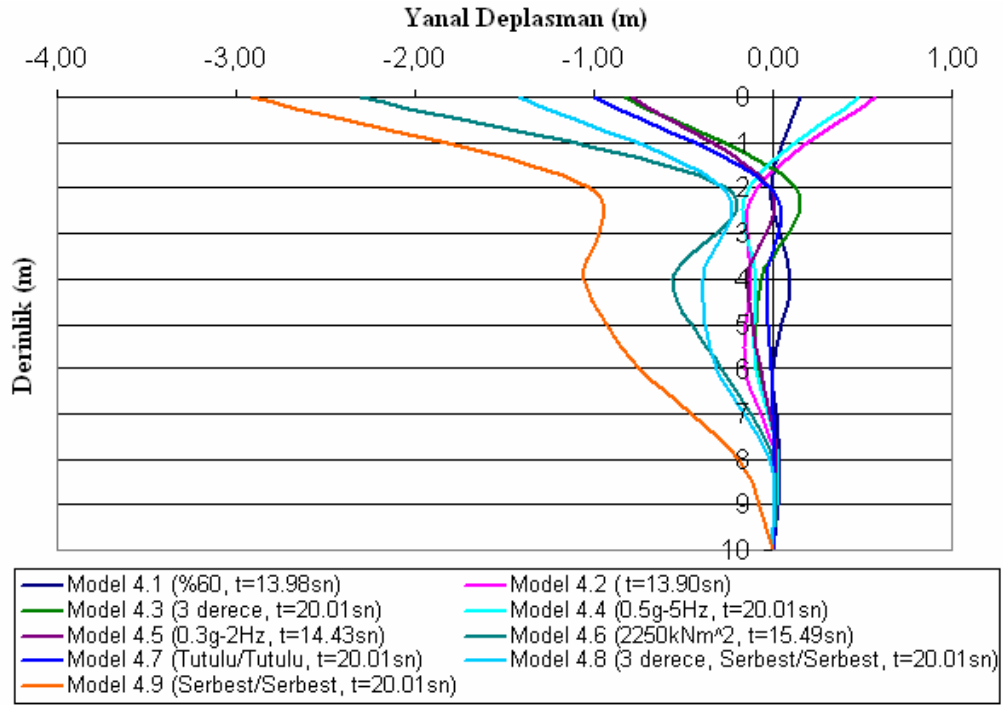


Şekil 9.49: Model 4.2 a) 1.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen İlave Boşluk Suyu Basıncıları

Şekilden de görüldüğü gibi kum zemin tabakasında derinlik boyunca en yüksek yanal zemin deplasmanı ($\approx 2.90m$) Model 4.9’da, en küçük yanal zemin deplasmanı ($\approx 15cm$) Model 4.1’de meydana gelmiştir. Model 4.9’da yüksek yanal zemin deplasmanı yüzen kazık uygulamasından kaynaklanırken, Model 4.1’de düşük yanal zemin deplasmanlarının meydana gelmesi model profilinde üstteki sıvılaştıran Nevada kum tabakasının %60 relatif sıkılıkta olmasından kaynaklanmıştır. Yüksek relatif sıkılıklardaki kumların kısmi sıvılaşması yüksek yanal zemin deplasmanlarının meydana gelmesini engellemektedir.

Ayrıca Model 4’de gözlenen maksimum yanal zemin deplasmanları Model 1 ve Model 3’deki zemin deplasmanlarıyla karşılaştırıldığında gözlenen önemli bir husus

şudur ki, Model 1 ve Model 3’de oluşan yanal zemin deplasmanları yüzeysel kalırken, Model 4’de oluşan yanal zemin deplasmanları sıvılaşmayan tabaka derinliğine kadar gelişmiştir. Gözlenen bu sonuçla iki tabakalı altta sıvılaşmayan zemin tabakasıyla üstte sıvılaşan zemin tabakası bulunan eğimli sıvılaşan zemin profillerinde yüzen kazıkların kullanılması büyük yanal zemin deplasmanlarının oluşmasını engelleyememektedir. Şekil 9.51’de ise Model 4’de sekiz adet zemin-kazık profilinde ölçülen yanal kazık deplasmanları görülmektedir.

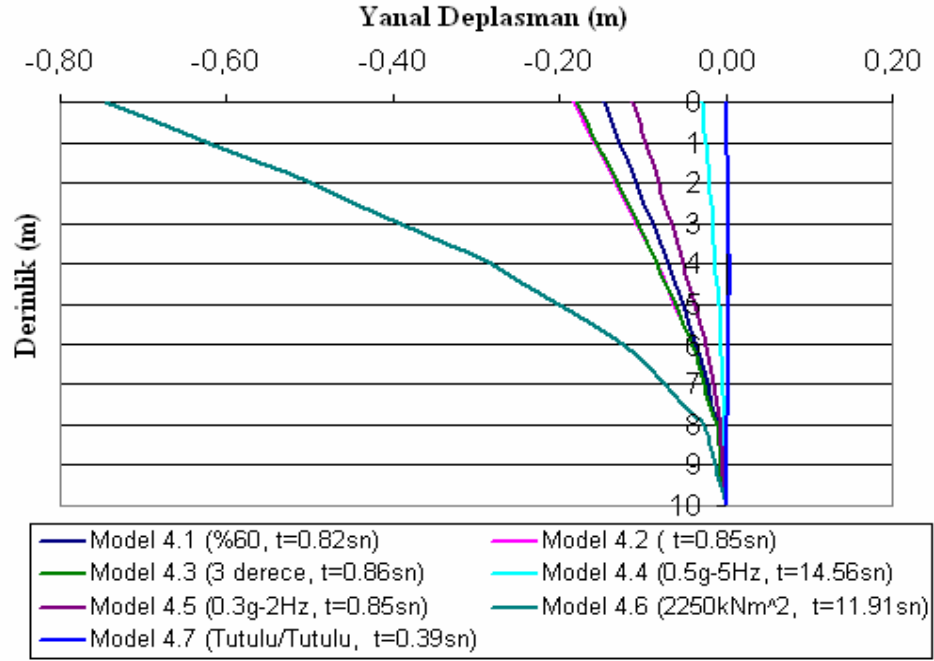


Şekil 9.50: Tüm Modellerde Ölçülen Maksimum Yanal Zemin Deplasmanları

Şekil 9.51’deki yedi modelde kullanılan kazıklar uç kazıkları olup uç kısımları yatay harekete sınırlı iken, son modeldeki uç kazığının (Model 4.8) her iki baş ve uç kısmı yatay harekete sınırlandırılmıştır.

Şekil 9.51’de en yüksek yanal kazık deplasmanı ($\approx 75cm$) Model 4.6’da, en düşük yanal kazık deplasmanı ise ($\approx 1cm$) Model 4.7’de gerçekleşmiştir. Tüm modellerdeki kazıklar içinde en yüksek kazık deplasmanının Model 4.6’da meydana gelmesinin nedeni olarak kullanılan kazık rijitliği gösterilebilir. Bu modelde kullanılan kazık rijitliğinin diğer modellerdekilere göre düşük olması eğimli zeminde kazık davranışını oldukça etkilemiştir. Diğer modellerdeki yüksek rijitlikteki kazıklar eğimli zeminlerin yanal zemin deplasmanlarına karşı direnç gösterirken düşük rijitlikte kullanılan kazık modeli eğimli zeminde yanal zemin deplasmanına karşı direnci çok düşük olmuş ve en yüksek yanal kazık deplasmanının oluşmasına neden

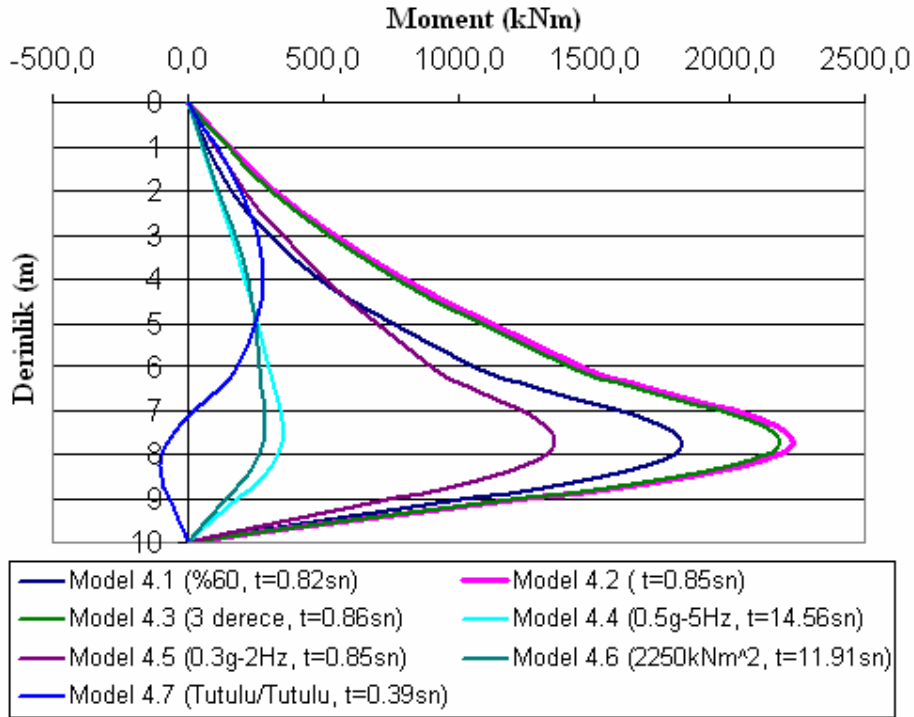
olmuştur. En düşük yanal kazık deplasmanı ise ($\approx 1\text{cm}$) Model 4.7’de meydana gelmiştir. Model 4.7’de oluşan düşük yanal kazık deplasmanının nedeni ise kazık baş ve uç sınır şartlarının uygulanmasıdır. Model 4.7’deki kazığın her iki kazık baş ve uç kısımlarını yatay harekete karşı sınırlı tutulması bu modeldeki eğimli zemin profilinde düşük yanal kazık deplasmanlarına neden olmuştur. Bu gözlemler kazık baş ve uç kısımlarını yatay harekete karşı sınırlı yüksek rijitlikteki kazıklar üzerinde sıvılaştan zeminin yükleme etkisi çok az olmaktadır.



Şekil 9.51: Model 4.1- 4.2- 4.3- 4.4- 4.5- 4.6 ve 4.7 'de Gözlenen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

Şekil 9.51’de gözlenen maksimum ve minimum yanal kazık deplasmanlarının oluşmasının nedenlerini kısaca özetlersek, kazık rijitliğinin, kazık baş ve uç sınır şartlarının, sıvılaştan zeminin eğim derecesinin ve sıvılaşma derecesinin, deprem büyüklüğü ve frekans içeriğinin, alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası kalınlığının kazık davranışında önemli etkiye sahip olduğunu söyleyebiliriz. Şekil 9.52’de ise Model 4.1- 4.2- 4.3- 4.4- 4.5- 4.6 ve 4.7 için kazık derinliği boyunca kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momentleri görülmektedir. Şekilden dikkat edileceği gibi en yüksek maksimum kazık eğilme momentleri sırasıyla (2187kNm) ve (2140kNm) Model 4.2 ve Model 4.3’de meydana gelmektedir ki bu sonucu model kum tabakasının tam sıvılaşma etkisiyle birlikte zemin eğim derecesine, deprem büyüklüğüne ve kazık rijitliğine bağlayabiliriz. Fakat, Model 4.2 ve Model 4.3’deki zemin profilinde eğim farklılığı kazık eğilme momenti tepkileri üzerinde önemli

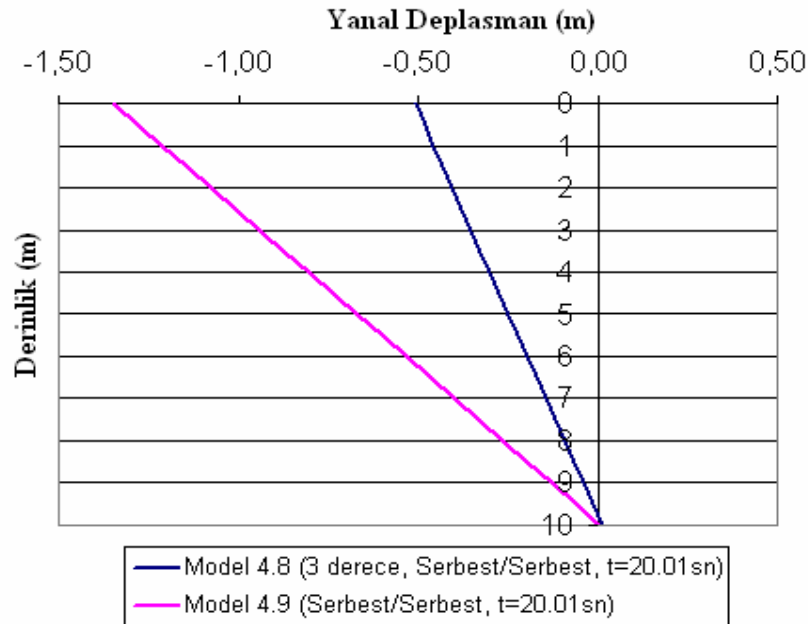
derecede bir etkiye neden olmamıştır ve her iki modeldeki kazıklarda hemen hemen aynı eğilme momenti tepkileri meydana gelmiştir. Maksimum kazık eğilme momentinin en az olduğu model ise (276kNm) Model 4.7'dir. Model 4.7'de meydana gelen minimum tepkiler kazık baş ve uç sınır şartlarının yatay harekete karşı sınırlandırılmış olmasına bağlanabilir. Eğimli zemin profillerinde minimum deplasman yapan bu tür kazıklarda düşük eğilme momentleri oluşmaktadır. Ayrıca bunlara ek olarak düşük frekans içerikli (5Hz) deprem hareketleri ve daha küçük büyüklükteki deprem hareketleri (0.3g) ve sıvılaşan zemin tabakasında sıkı (%60) Nevada kumunun varlığı diğerlerine oranla bu profillerdeki kazıklarda daha az eğilme momenti tepkilerinin oluşmasına sebep olmuştur. Bu gözlemlerle birlikte eğilme momenti grafiklerinde dikkat edilecek bir başka önemli husus, diğer iki tabakalı modellerde de görüldüğü gibi maksimum kazık eğilme momenti tepkileri alta sıvılaşmayan zemin tabakasıyla üstte sıvılaşan zemin tabakasının ara yüzünde meydana gelmiştir. Yüzeye doğru yükselen kısımlarda ise önemli eğilme momentleri meydana gelmemiştir.



Şekil 9.52: Model 4.1- 4.2- 4.3- 4.4- 4.5- 4.6 ve 4.7 'de Gözlenen Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

Model 4.8 ve 4.9'daki zemin profillerindeki kazıkların yanal deplasman davranışları ise Şekil 9.53'de görülmektedir. Her iki modelde kullanılan kazıklar altta sıvılaşmayan zemin tabakası içinde uç kazığı olup baş ve uç kısımları yatay harekete

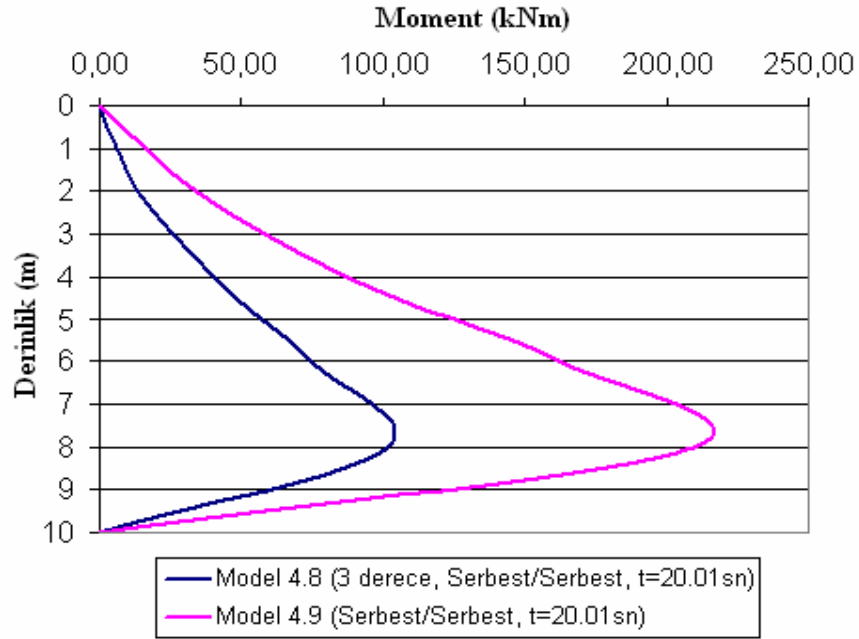
serbest durumdadır. Bu iki modelde amaçlanan konu, eğimleri farklı üstte sıvılaştıran tabakayla altta sıvılaşmayan tabakaya sahip iki tabakalı zemin profilinin aynı rijitliklere ve aynı sınır koşullarına sahip kazıklar üzerindeki etkisine dayanmaktadır. Şekilden de kolayca görüleceği üzere, en yüksek yanal kazık deplasmanı ($\approx 1.35m$) Model 4.9’da gerçekleşmiştir. Model 4.9’daki zemin profilinin 7° eğime sahip olması beklendiği gibi zeminde yüksek yanal zemin deplasmanlarına neden olmuş dolayısıyla bu davranış kazık yanal deplasmanlarına yansımıştır. Model 4.8’daki 3° eğime sahip zemin profilindeki kazık ise Model 4.9’daki kazığın meydana getirdiği yanal kazık deplasman miktarının yaklaşık yarısına eşit olmuştur. Bu gözlemlerle, altta sıvılaşmayan zemin tabakaları içinde ve kazık ucu yatay harekete serbest durumda olan kazıklar eğimli zemin profillerinde büyük deplasmanlar oluşturmaktadır ve buna ek olarak da zemin profilinin eğimi kazıkların meydana getirdiği yanal deplasman miktarları üzerinde büyük etkiye sahip olmuştur. Alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası ise kazık ucu yanal deplasmanlarını büyük ölçüde sınırlamıştır.



Şekil 9.53: Model 4.8 ve 4.9’da Gözlenen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

Şekil 9.54’de Model 4.8 ve 4.9’daki kazıklarda ölçülen maksimum eğilme momentleri görülmektedir. En yüksek kazık eğilme momenti tepkisi (209kNm) Model 4.9’da meydana gelmiştir. Az öncede bahsedildiği gibi bu modeldeki kazık 7° eğime sahip bir arazi profilinde maksimum deplasman yapmıştır. Altta sıvılaşmayan zemin tabakasının bulunması her iki modeldeki kazıkların yanal deplasmanını sınırlamış dolayısıyla oluşan maksimum eğilme momenti tepkileri iki tabaka arasındaki ara yüzde meydana gelmiştir.

Burada diğ er önemli bir husus, Model 4.8’de ve Model 4.9’da oluşan maksimum kazık eğilme momenti deprem s uresi sonunda (yaklaşık 20 saniye) meydana gelmiştir. Bu sonuç, eğimli zemin profillerinde aşağı yönde yanal akışın dolayısıyla kazık yanal deplasmanının deprem s uresince sürekli geliştiğini göstermektedir. Bu modellerde oluşan maksimum kazık eğilme momenti değerleri uç kısmı yatay harekete karşı sınırlanmış kazıklarda oluşan maksimum eğilme momenti değerleriyle kıyaslandığında bu iki modelde oluşan tepkiler oldukça düşük kalmaktadır. Bu sonuç, uç kısmı serbest kazıklarda meydana gelen yanal deplasmanların büyük olmasına rağmen bu iki modeldeki kazıkların neredeyse zeminle birlikte hareket etmesi ve dolayısıyla sıvılaşmış zeminden önemli yükler almamasına bağlanabilir.



şekil 9.54: Model 4.8 ve 4.9’da Gözlenen Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

9.6.3 Abdoun’un Santrifüj Deney Sonuçları İle DIANA-SWANDYNE II Model Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

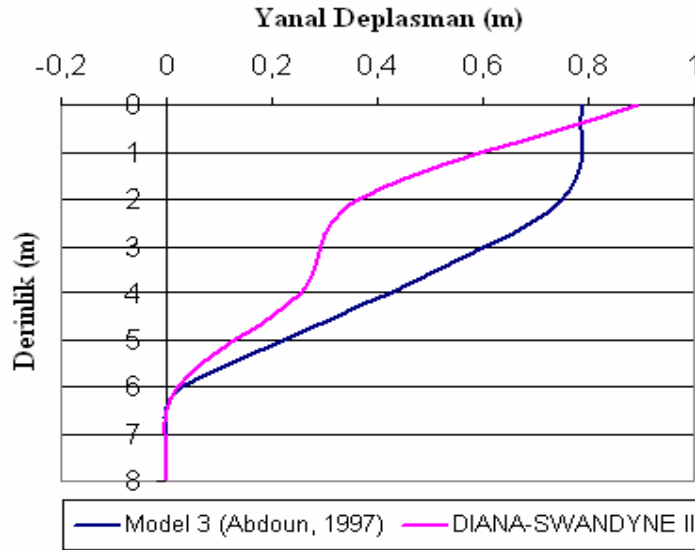
Abdoun (1997)’un santrifüj deney sonuçları DIANA-SWANDYNE II programında prototip ölçeklerde modellenmesiyle elde edilen analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Abdoun (1997) Model 3 santrifüj deneyi ile ilgili ayrıntılar 6. kısımda santrifüj deney çalışmalarında bulunmaktadır. Abdoun, (1997)’de Model 3 olarak anılan bu zemin kazık modelinin DIANA-SWANDYNE II programında modellenmesiyle ilgili tanımlar alt bölümde kısaca anlatıldıktan sonra santrifüj deney sonuçları ve sonlu eleman programı analiz sonuçları karşılaştırılmıştır.

9.6.3.1 Santrifüj Deneyi Model 3 (Abdoun, 1997)'ün DIANA-SWANDYNE II'de Modellenmesi

Abdoun (1997)'in gerçekleştirdiği santrifüj deney modeli prototip ölçekte 4.8 derecelik eğime sahip bir zemin profili olarak tasarlanmıştır. Santrifüj deneyim kullanılan sıvılaştıran Nevada kumu malzemesi için PZ3-DEP08F (Pastor Zienkiewicz-Mark III) zemin modeli, altta sıvılaşmayan 5.1 kPa kohezyona sahip relatif sıkılıktaki sıkı Nevada kumu malzemesi için GE (Genel Elastik) zemin modeli ve beton kazık malzemesi için ise LE (Lineer Elastik) modeli seçilmiştir.

9.6.3.2 Santrifüj Deney ve Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

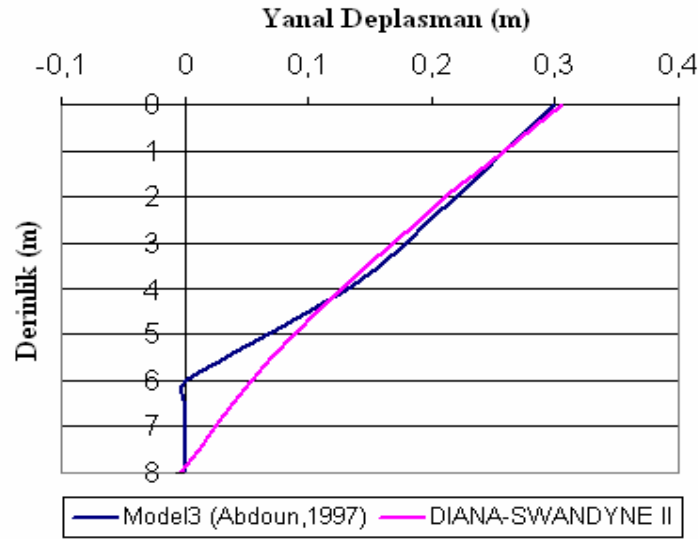
Model 3 için Abdoun (1997) ve DIANA-SWANDYNE santrifüj deney sonuçlarında gözlenen serbest-saha yanal zemin deplasmanı, yanal kazık deplasmanı ve maksimum kazık eğilme momenti tepkileri sırasıyla Şekil 9.55, Şekil 9.56 ve Şekil 9.57'de karşılaştırılmıştır. DIANA-SWANDYNE II'de gözlenen serbest saha yanal zemin deplasmanları zemin tabakasının orta kısımlarında santrifüj deney sonuçlarına göre biraz daha düşük olarak bulunsa da, yüzeydeki santrifüj modeli yanal zemin deplasmanlarına oldukça yakın değerlerde çıkmaktadır (Şekil 9.55).



Şekil 9.55: Maksimum Yanal Zemin Deplasman Eğrileri

Şekil 9.56'da kazığın santrifüj deneyi sonrası ve analiz programında gözlenen yanal deplasman sonuçları gösterilmiştir. Alttaki sıvılaşmayan tabakada santrifüj deney sonrası gözlenen yanal kazık deplasmanları sifıra yakın değerler almasına rağmen

analiz programında bu tabaka içinde yanal kazık deplasmanları meydana gelmiştir. Fakat, her iki yanal kazık deplasman profillerinde özellikle kazık baş ve orta kısımlarda iyi uyumlar gözlenmiştir. Şekil 9.57’de kazığın santrifüj deney sonrasında ve analiz programında gözlenen maksimum eğilme momentleri karşılaştırılmıştır. DIANA-SWANDYNE II ile yapılan analizde Model 3’de gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri tepkilerinin büyüklüğü santrifüj deney sonucuna göre yüksek bulunmuş, fakat analiz programı kazıkta oluşan maksimum eğilme momentinin yerini doğru olarak değerlendirmiştir.



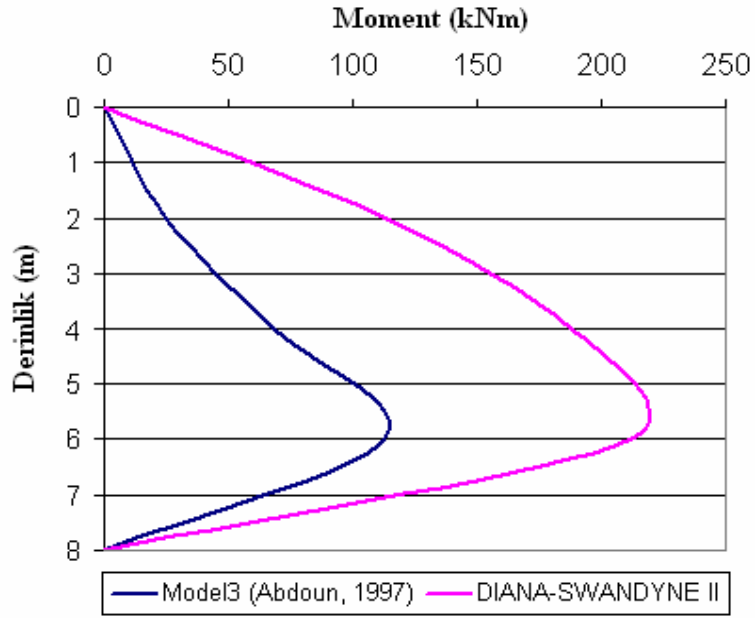
Şekil 9.56: Maksimum Yanal Kazık Deplasman Eğrileri

Analizde kazıkta meydana gelen eğilme momentinin değerinin santrifüj deney sonucuna göre yüksek çıkmasının sebebi zemin davranışına bağlanabilir. Santrifüj deneyde sıvılaşmayan tabaka analizdeki zemin tabakasına göre daha rijit kalmış ve bu da santrifüj deneyinde kazıkta oluşan yanal deplasmanları azaltmış ve kazık eğilme momentleri tepkisini daha düşük olarak değerlendirmiş olabilir.

9.6.4 Model 4 Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Model 4 analiz sonuçları genel olarak Nevada kumundan oluşan zemin tabakasının farklı relatif sıkılık değerleri ve bunun neticesinde dinamik yükler altında meydana gelen farklı sıvılaşma davranışları, eğimli zemin profilinin varlığı, deprem büyüklüğü ve frekans içerikleri, farklı rijitlikteki kazıkların davranışı, kazık inşa türleri ve kazık baş ve uç sınır şartları, zemin-kazık modellerinde kazık davranışını etkileyen önemli faktörlerden sayılabilir.

Model 4’de tüm zemin-kazık modelleri için serbest sahada önemli yanal zemin deplasmanları meydana gelmiştir. Özellikle sıvılaşmayan zemin tabakası içindeki kazıkların uç kısımlarının yatay harekete serbest bırakılması durumunda özellikle sıvılaşmış zemin yüzeyinde 3m’e ulaşan yanal zemin deplasmanları meydana gelmiştir. Özellikle zemin-kazık profilinde eğiminin artırılması yanal zemin deplasmanlarının daha da büyümesine neden olmuştur. Bu sonuç Model 4.8 ve Model 4.9’daki yanal zemin deplasman eğrilerinin karşılaştırılmasıyla açık şekilde görülmüştür.



Şekil 9.57: Maksimum Kazık Eğilme Momenti Eğrileri

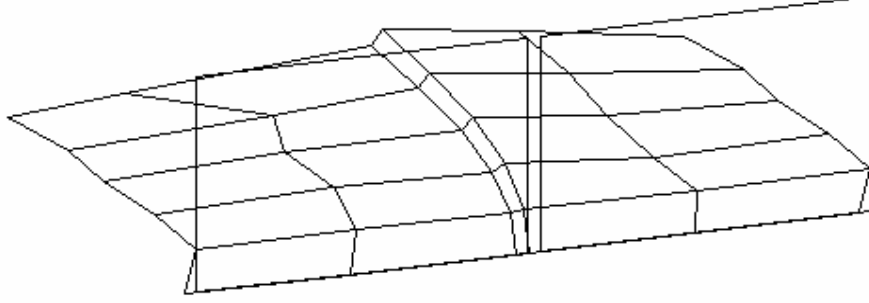
Model 4 zemin-kazık modellerinde incelenen diğer konu yanal kazık deplasman davranışları olmuştur. Eğimli iki tabakalı zemin modellerinde kazık baş ve uç sınır şartları kazık deplasmanlarının meydana gelmesinde önemli rol oynamıştır. Alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası içindeki kazıkların uç kısmı yatay harekete sınırlandırılması durumunda kazık tepesinde küçük yanal deplasmanlar meydana gelirken, kazık uç kısmı yatay harekete serbest bırakılması durumunda ise kazık tepesinde büyük yanal deplasmanlar meydana gelmiştir. Kazık uç kısmı yatay harekete sınırlandırılmış durumdaki kazıklar arasında ise en büyük yanal kazık deplasmanı düşük rijitlikteki kazıklarda meydana gelmiştir ki bu da düşük rijitlikteki kazıkların yanal zemin hareketine karşı direncinin daha düşük olduğunu göstermektedir. Ayrıca, sıvılaşmayan zemin tabakası içinde uç kısmı yatay harekete karşı sınırlandırılmış kazıklarda yanal kazık deplasman büyüklükleri önemli şekilde iki tabakalı zemin profilinin eğimine bağlı olurken, uç kısmı tutulu kazık

deplasmanlarının büyüklüğü önemli şekilde zemin profil eğimine bağlı olmamaktadır. Model 4’de uç kısmı yatay harekete sınırlı olan uç-taşıma kazıklarında meydana gelen eğilme momenti tepkileri önemli şekilde sıvılaşıyan yanal zemin yüklemelerinden kaynaklanmaktadır. Bu kazık modellerinde oluşan maksimum eğilme momenti tepkileri iki tabaka arasındaki ara yüzde toplanırken, aynı uç sınır şartına sahip düşük rijitlikteki kazıklarda ise maksimum eğilme momenti tepkileri iki tabaka arasındaki ara yüze ek olarak kazık orta kısımlarına doğru ilerlemektedir. Model 2 ve Model 4’de uç kısmı yatay harekete karşı sınırlandırılmış durumundaki kazıklarda eğilme momenti tepkilerinin karşılaştırılmasında Model 4’deki kazıklarda daha düşük eğilme momenti tepkilerinin meydana geldiği görülebilir. Bu gözlem alttaki sıvılaşmayan tabakanın kazıklara karşı desteğini artırmış olmasından kaynaklanmaktadır. Fakat aksine, Model 2 ve Model 4’de uç kısmı serbest olan kazıklarda eğilme momenti değerleri önceki durumdan biraz farklılık göstermektedir. Şöyle ki, Model 2’de uç kısmı serbest bırakılmış kazıklarda daha düşük eğilme momentleri meydana gelirken Model 4’de aynı sınır şartındaki kazıklarda daha yüksek eğilme momentleri meydana gelmektedir. Bu sonuç, alttaki sıvılaşmayan zemin tabakasının yanal kazık deplasmanını sınırlayıp kazıklar üzerinde ek yükler oluşturmaya bağlanmaktadır. Abdoun (1997)’un gerçekleştirdiği santrifüj deney modeli (Model 3) DIANA-SWANDYNE II analiz programında modellenerek uygulanmış ve santrifüj deney sonuçları ve analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucunda zemin ve kazık yanal deplasmanlarının birbirleriyle uyumu kabul edilebilir sayılırken analiz programında kazıkta oluşan maksimum eğilme momentinin büyüklüğü (215kNm) santrifüj deney sonucuna göre (113kNm) yaklaşık 1.9 kat fazla bulunmuştur. Tablo 9.11’de Model 4’deki tüm alt modellerdeki kazıklarda meydana gelen maksimum yanal kazık deplasmanları ve maksimum kazık eğilme momentleri verilmektedir.

Tablo 9.11: Model 4’de Ölçülen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları ve Kazık Eğilme Momentleri (Derinlik: 0m= Kazık Tepesi)

Model No	Derinlik (m)	Maksimum Yanal Deplasman, (cm)	Derinlik (m)	Maksimum Eğil.Momenti, (kNm)
Model 4.1	0	14,67	8	1795,50
Model 4.2	0	18,31	8	2187,00
Model 4.3	0	18,01	8	2139,75
Model 4.4	0	2,93	8	330,75
Model 4.5	0	11,22	8	1329,75
Model 4.6	0	74,54	6	265,50
Model 4.7	4	0,47	4	276,75
Model 4.8	0	50,77	8	101,25
Model 4.9	0	135,01	8	209,25

Ayrıca kazıklarda maksimum yanal deplasmanların ve eğilme momentlerinin meydana geldiği derinliklerde gösterilmiştir. Şekil 9.58’de Model 4.7 zemin-kazık profilinin deprem sonrası deforme olmuş şekli görülmektedir.



Şekil 9.58: Model 4.7 Zemin-Kazık Profilinin Deforme Olmuş Şekli
(DIANA-SWANDYNE II)

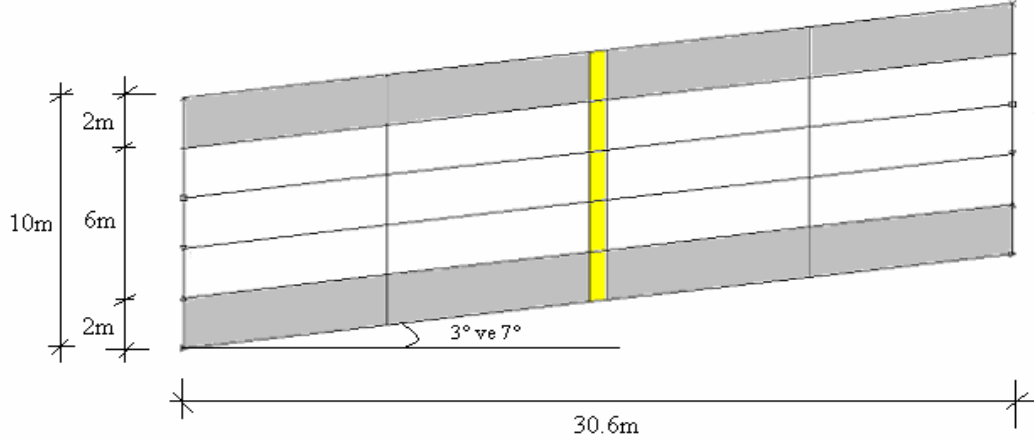
9.7 Üç Tabakalı Eğimli Bir Zemin İçinde Tek Bir Kazığın Analizi

Bu bölümde Model 5 olarak anılan 3 ve 7 derecelik arazi eğimine sahip üç tabakalı üstte sıvılaşmayan zemin tabakası, ortada sıvılaşan zemin tabakasıyla altta sıvılaşmayan zemin tabakası içinde tek bir kazığın dinamik etkiler altındaki davranışı incelenecektir. Sıvılaşan zemin tabakası %40 ve %60 relatif sıkılıklardaki Nevada kumudur. Zemin-kazık modelinde farklı rijitliklere sahip beton kazıklar ($EI=2250kNm^2$ ve $67500kNm^2$) kullanılmıştır. Model 5 zemin-kazık modellerinde çeşitli faktörler zemin-kazık modelleri üzerinde uygulanmış ve analiz sonuçları bu faktörler göz önüne alınarak değerlendirilmiştir.

9.7.1 Model 5 Zemin-Kazık Profili

Model 5, 3 ve 7 derecelik eğimlere sahip bir arazi profili düşünülerek tasarlanmıştır. Model 5, 10 metre yüksekliğinde ve 30.6 metre uzunluğunda üç tabakalı üstte sıvılaşmayan hafif kohezyonlu sıkı Nevada kum tabakası, ortada farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış Nevada kumu zemin tabakasıyla yine altta sıvılaşmayan hafif kohezyonlu sıvılaşmayan sıkı Nevada kumu zemin tabakasından oluşan 3 ve 7 derecelik eğimlere sahip bir zemin profilinden oluşmaktadır. Model 5’de kullanılan sıvılaşan Nevada kumu malzemesi için PZ3-DEP08F (Pastor Zienkiewicz-Mark III) zemin modeli, altta ve üstte sıvılaşmayan 5.1 kPa kohezyona sahip %60 relatif

sıkılıktaki sıkı Nevada kumu malzemesi için GE (Genel Elastik) zemin modeli ve beton kazık malzemesi için ise LE (Lineer Elastik) model sonlu blok elemanlara atanmıştır. Model 5 için hazırlanan genel zemin-kazık profili Şekil 9.59’da gösterilmektedir.



Şekil 9.59: Model 5 Zemin-Kazık Profili

Model 5’de farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış Nevada kumunun dinamik yükler altında davranışı, 3 ve 7 derecelik arazi eğimine sahip üç tabakalı zemin profilinin farklı etkileri, yüzen-uç-taşıma kazığı ve farklı elastisite modüllerinde uygulanan ($E=1000 \times 10^6$ ve 3000×10^7 Pa) kazıkların davranış farklılıkları ve farklı büyüklük ve frekans içeriğindeki deprem yüklemelerinin farklı etkileri zemin-kazık modelleri üzerinde analiz edilmiştir.

9.7.2 Model 5 Analiz Sonuçları

Model 5, sıvılaşma etkilerini dikkate alan Model 5.1 ve Model 5.2, arazi eğim derecesini dikkate alan Model 5.3, deprem büyüklüğünü ve frekans içeriğini dikkate alan Model 5.4 ve Model 5.5, üstteki sıvılaşmayan tabaka kalınlığını, kazık rijitliğini ve kazık baş ve uç sınır şartlarını dikkate alan Model 5.6, Model 5.7, Model 5.8 ve Model 5.9, Model 5.10 ve Model 5.11 modellerinden oluşmaktadır.

Model 5’de uygulanan farklı zemin-kazık modellerinin özellikleri Tablo 9.12’de verilmiştir. Ayrıca DIANA-SWANDYNE-II analiz programında Abdoun, (1997)’in santrifüj deney modeli (Model 1) hazırlanarak program analiz sonuçları ve santrifüj deney sonuçları karşılaştırılmıştır. Aynı zamanda Tablo 9.12’de Abdoun, (1997)’in santrifüjde hazırlanan zemin kazık modelinin (Model 1) özellikleri özetlenmiştir. Şekil 9.60’da görüldüğü gibi, Model 1 zemin-kazık profili derinliği boyunca belirlenen noktalardan ivme, efektif gerilme, boşluk suyu basınç oranı, serbest arazi

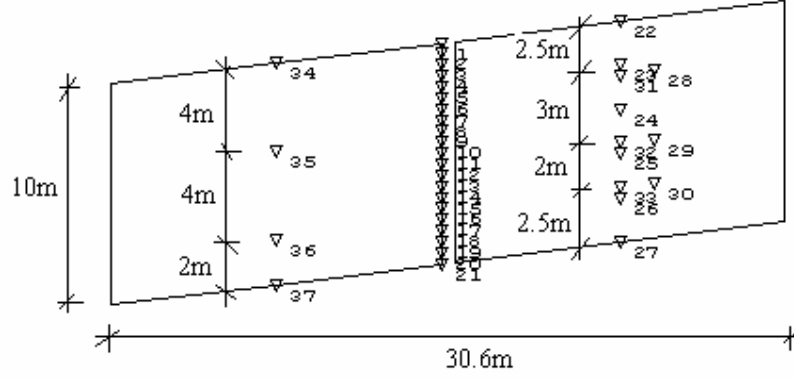
yanal zemin deplasmanı ve yanal kazık deplasman kayıtları alınmıştır. Alınan kayıtların zemin profilindeki koordinatları aşağıdaki bölümlerde verilmiştir.

Tablo 9.12: Model 5’de İncelenen Alt Zemin-Kazık Modelleri ve Özellikleri

Model No	Relatif Sıklık	Eğim Derecesi	Tabaka Sayısı	Deprem Hareketi	Kazık Rijitliği (kNm ²)	Kazık Türü	Kazık Baş ve Uç Sınır Şartları, Sadece x Yönü	
Model 5.1	%60	7	3	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 5.2	%40	7	3	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 5.3	%40	3	3	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 5.4	%40	7	3	0.5g-5Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 5.5	%40	7	3	0.3g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 5.6	%40	7	3 (t=4m)	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 5.7	%40	7	3	0.5g-2Hz	2250	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 5.8	%40	7	3	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Tutulu
Model 5.9	%40	7	3	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Serbest
Model 5.10	%40	7	3 (t=4m)	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Serbest Serbest
Model 5.11	%40	7	3	0.5g-2Hz	67500	Uç	Baş Uç	Tutulu Serbest
Model 1 (Abdoun, 1997)	%40	4.8	3	0.3g-2Hz	8000	Uç	Baş Uç	Serbest Serbest

Şekil 9.60’deki kayıt numaraları; 1-21 arası olan noktalar kazık deplasman kayıtlarını, 22-27 arası olan noktalar serbest saha zemin deplasman kayıtlarını, 28-30 arası olan noktalar efektif gerilme kayıtlarını, 31-33 arası olan noktalar boşluk basıncı kayıtlarını, 34-37 arası olan noktalar ivme kayıtlarını göstermektedir.

Model 5’deki zemin-kazık modellerinin farklı sıvılaşma durumları altındaki davranışları Model 5.1 ve Model 5.2 analiz sonuçlarının karşılaştırılmasıyla incelenmiştir. Sırasıyla %60 ve %40 relatif sıklıklardaki Nevada kumundan oluşan Model 5.1 ve Model 5.2 zemin-kazık modelleri 0.5g büyüklüğünde ve 2 Hz frekansında sinüzoidal üniform yatay deprem hareketine tabi tutulmuştur.

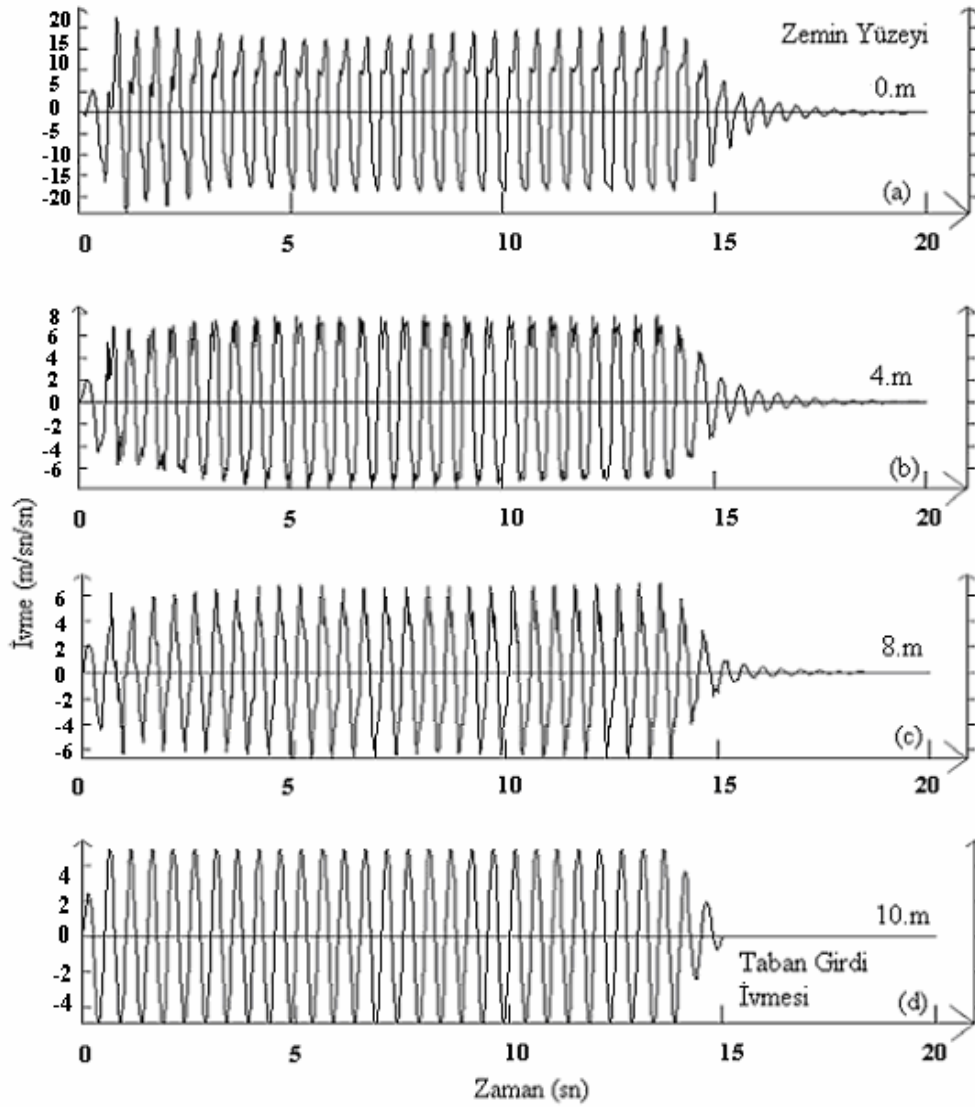


Şekil 9.60: Model 5 Zemin-Kazık Profiline Farklı Noktalarda Alınan Kayıtlar

Her iki modelde kullanılan beton kazıklar aynı rijitlikte olup $EI=67500\text{kNm}^2$ 'dir. Bu iki modelde hazırlanmış farklı relatif sıkılıklardaki Nevada kumunun farklı sıvılaşma davranışları ilk olarak zemin-kazık profili içinde dört derinlikte ölçülen ivme-zaman grafiklerinden gözlenebilir. Model 5.1 zemin-kazık profilinde 0, 4m, 8m ve 10m derinliklerde ölçülen ivme-zaman grafikleri Şekil 9.61 ve Model 5.1 için ise Şekil 9.62'de görülmektedir.

Model 5.1 ve 5.2'de kaydedilen ivme-zaman grafiklerinde farklı relatif sıkılıklardaki Nevada kumunun farklı sıvılaşma etkileri açıkça görülmektedir. Model 5.1 için Şekil 9.61'de ivme-zaman grafiklerinde de görüldüğü gibi ortadaki sıkı kum tabakasından dolayı derinlik boyunca ivme eğrilerinde herhangi bir değişiklik gerçekleşmemiştir. Model 5.2 için Şekil 9.62'de ivme-zaman grafiklerinde ise gevşek relatif sıkılıktaki Nevada kumundan dolayı 4m derinlikte ivme-zaman grafiğinde sinüzoidal eğrilerde önemli düşüşler gerçekleşmiştir. Model 5.1'deki ivme eğrilerindeki sabitlik zemindeki sıvılaşma durumunun kısmi olduğunu gösterirken, Model 5.2'deki ivme eğrilerindeki ani düşüşler kum zeminde tam bir sıvılaşmanın olduğunu göstermektedir. Ayrıca Model 5.2 için yüzeydeki ivme-zaman grafiğinde, Şekil 9.62 (a)'da dikkat edilirse ivme eğrilerinde herhangi bir değişim görülmemektedir. Bu sonucun ise, yüzeydeki sıkı sıvılaşmayan zemin tabakasından kaynaklandığını söyleyebiliriz. Sıvılaşmayan bu sıkı zemin tabakasının bir bütün olarak hareket ettiğini göstermektedir. Fakat her iki şekildeki ivme değerlerine bakıldığında tabandan yukarı doğru ivme değerlerinde bir artış gözlenmektedir. Zemin profilindeki kazığın varlığı yüzeye doğru ivme değerlerini artırmakta ve yüzeyde maksimum ivme değerlerini oluşturmaktadır. Model 5.1 ve Model 5.2'de ölçülen ivme kayıtları Model 4.1 ve Model 4.2'deki ivme kayıtları ile karşılaştırılmasında ise, Model 5.1 ve Model 5.2'de ölçülen ivmelerin daha düşük olduğu görülebilir. Özellikle Model 5.2'de gevşek sıvılaşan kum tabakasından meydana gelen ivmeler

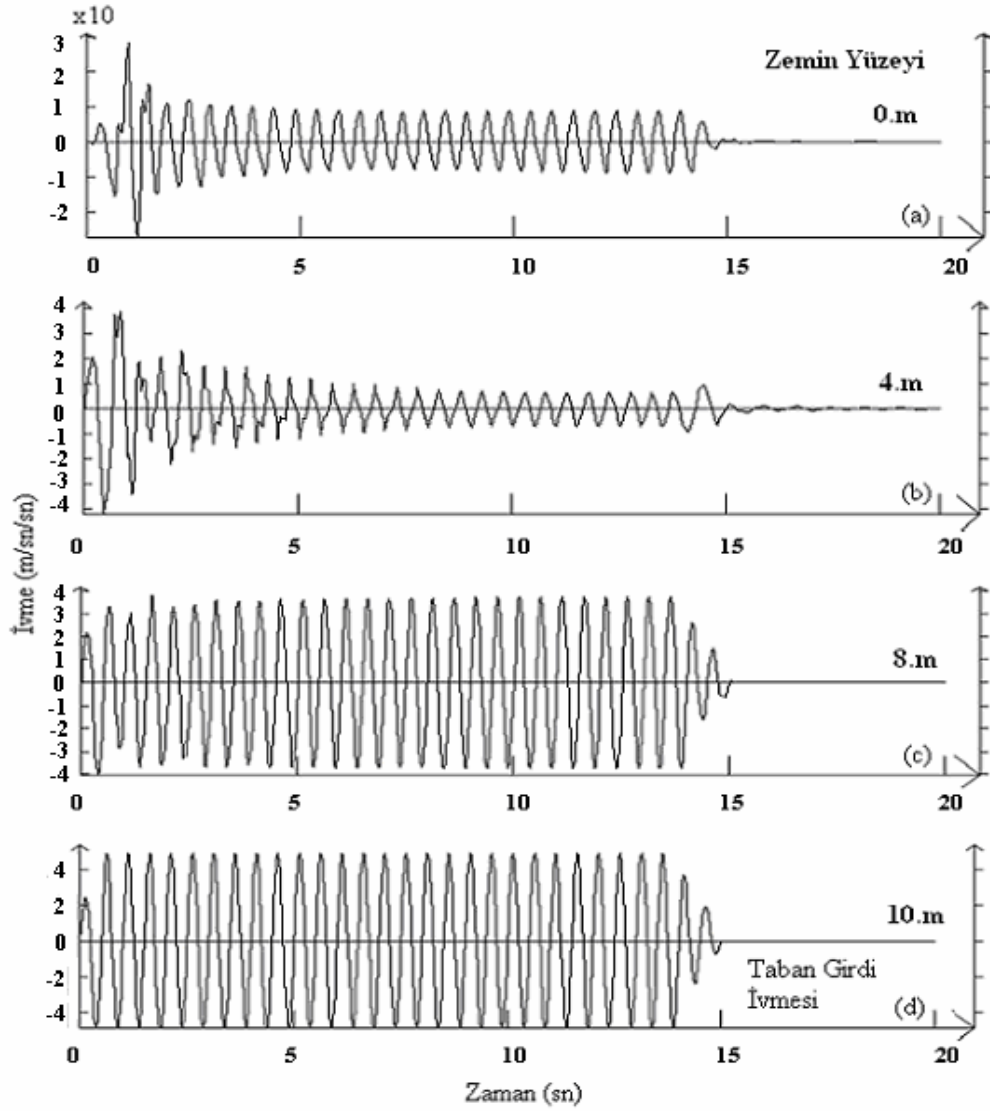
Model 4.2'e oldukça küçük çıkmıştır. Bu gözlemden sıvılaşmayan üstteki sıkı tabakanın sıvılaşan zemin üzerinde önemli etkiye sahip olduğu açıktır.



Şekil 9.61: Model 5.1 a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de Ölçülen İvme Kayıtları

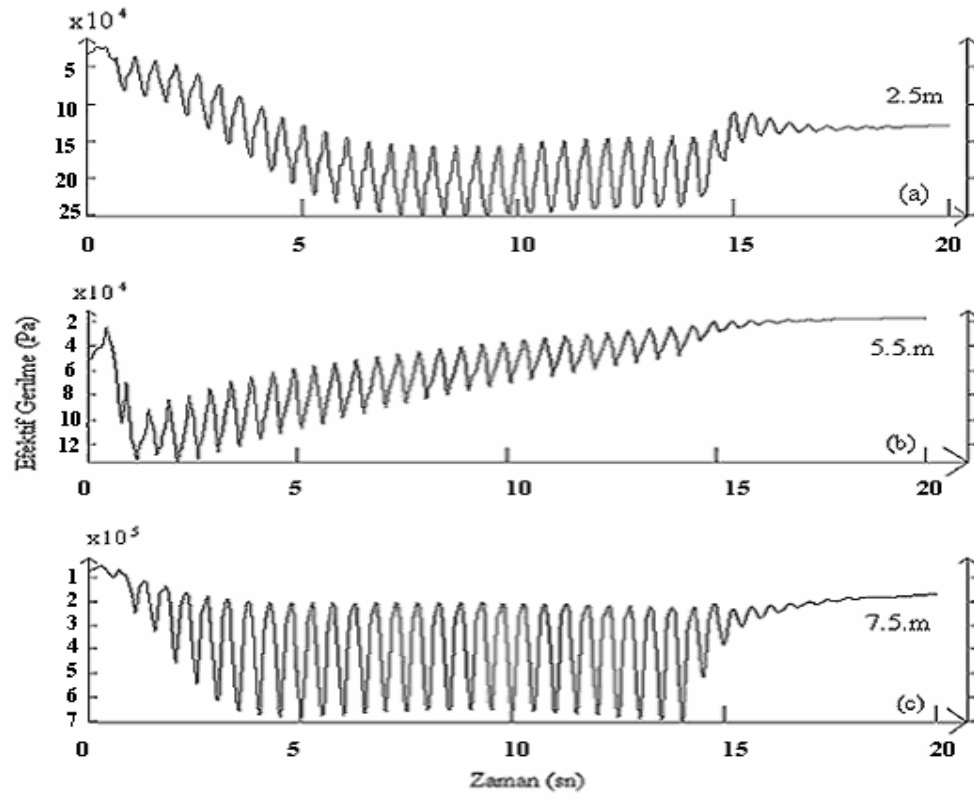
Model 5.1 ve Model 5.2’de meydana gelen farklı sıvılaşma davranışları ise efektif gerilme grafiklerinden gözlenebilir. Şekil 9.63 ve Şekil 9.64’de sırasıyla Model 5.1 ve Model 5.2 zemin profilleri içinde üç farklı derinlikte ölçülen efektif gerilme grafikleri görülmektedir. Model 5.1 zemin profilinde kaydedilen efektif gerilme grafiklerinde şu sonuçlar gözlenmiştir; Şekil 9.63’de görüldüğü gibi Model 5.1’deki sıkı Nevada kum tabakası derinliği boyunca kısmi sıvılaşma görülmektedir. Özellikle bu modeldeki sıkı Nevada kum tabakasının orta derinliklerinde sıvılaşma derecesi daha fazla olmuştur. Model 5.2 zemin profilinde farklı üç derinlikte (2.5m, 5.5m ve

7.5m) kaydedilen efektif gerilme grafiklerinde, gevşek Nevada kum tabakasının tamamen sıvılaştığı görülmektedir.

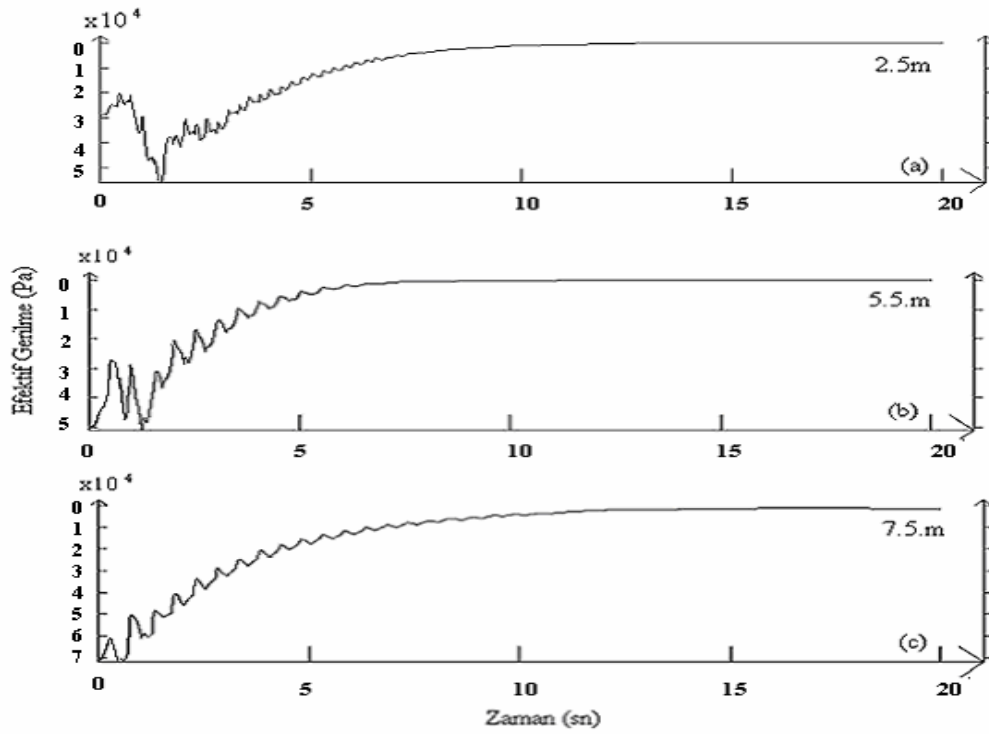


Şekil 9.62: Model 5.2 a) 0m, b) 4m, c) 8m, d) 10m’de Ölçülen İvme Kayıtları

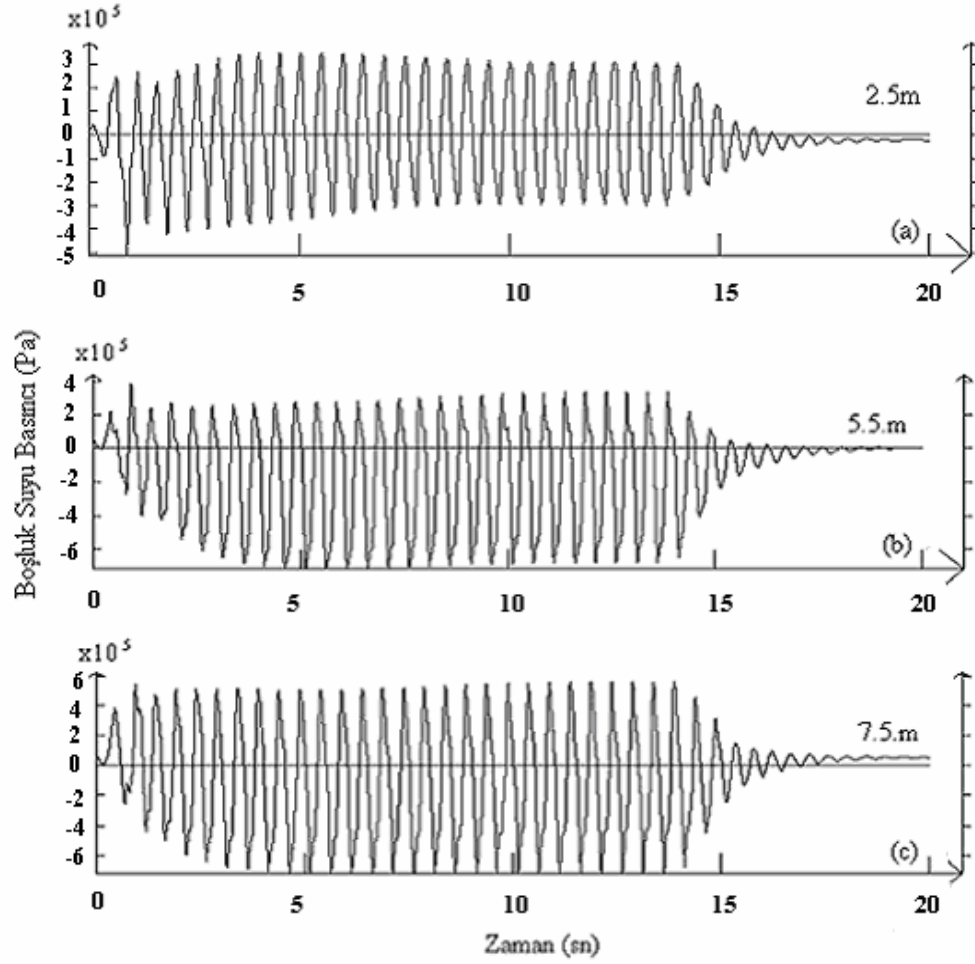
Şekil 9.65 ve Şekil 9.66’deki grafiklerde ise, Model 5.1 ve Model 5.2 zemin profillerinde ölçülen boşluk suyu basınçları görülmektedir. Model 5.1 için Şekil 9.65’deki grafikte %60 sıkılıktaki Nevada kumunda kısmi sıvılaşma meydana gelirken, özellikle 2.5m derinlikte sıvılaşma derecesinin daha fazla olduğu gözlenmiştir. Model 5.2’deki Nevada kumu tabakası ise tamamen sıvılaşmıştır. Model 5.2’de gevşek Nevada kum tabakasının sıvılaşma derecesi daha çok sıvılaşmayan üstteki ve alttaki zemin tabakalarına yakın derinliklerde daha fazla olmuştur.



Şekil 9.63: Model 5.1 a) 2.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen Efektif Gerilmeler

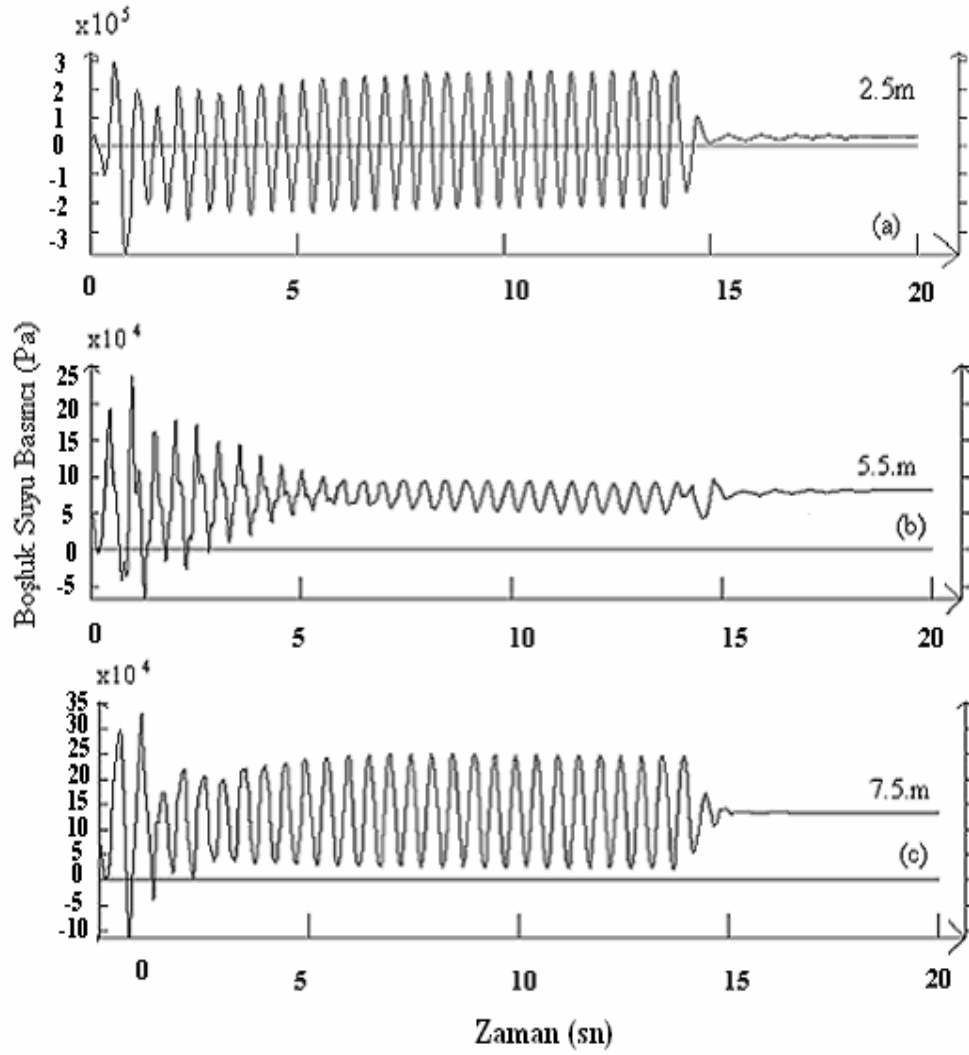


Şekil 9.64: Model 5.2, a) 2.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen Efektif Gerilmeler



Şekil 9.65: Model 5.1 a) 2.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen İlave Boşluk Suyu Basıncıları

Şekil 9.67’de ise serbest sahada gözlenen maksimum yanal zemin deplasmanları ve meydana geliş süreleri görülmektedir. Model 5 zemin profilindeki kazıklar genel olarak 7° eğimli üç tabakalı ortada %40 relatif sıkılıktaki sıvılaştan Nevada kumu ve üstte ve altta %60 relatif sıkılıktaki hafif kohezyonlu sıvılaşmayan Nevada kumu içinde 0.5g-2Hz üniform sinüzoidal deprem hareketi altında dinamik yüklemeye tabi olup, 67500kNm^2 rijitliklerde, kazık başları yatay harekete serbest ve kazık uçları yatay harekete sınırlandırılmışlardır. Az önce sayılan bu zemin-kazık özelliklerinin farklı büyüklük ve sınır koşullarına göre oluşturulan model 5 alt zemin-kazık profillerinin gerçekleştirilen analizlerinde ve analiz sonuçlarında dikkate alınan farklı büyüklükteki ve sınır şartlarındaki parametreleri yanal zemin deplasman grafiği ile birlikte yanal kazık deplasman ve kazık eğilme momenti grafiklerinde modellerin yan tarafında belirtilmiştir. Maksimum yanal zemin deplasman grafiğinde üç tabakalı zemin profilinde maksimum yanal zemin deplasmanları ($\approx 1.92\text{m}$) Model 5.9 ve



Şekil 9.66: Model 5.2 a) 2.5m, b) 5.5m, c) 7.5m’de Kaydedilen İlave Boşluk Suyu Basıncıları

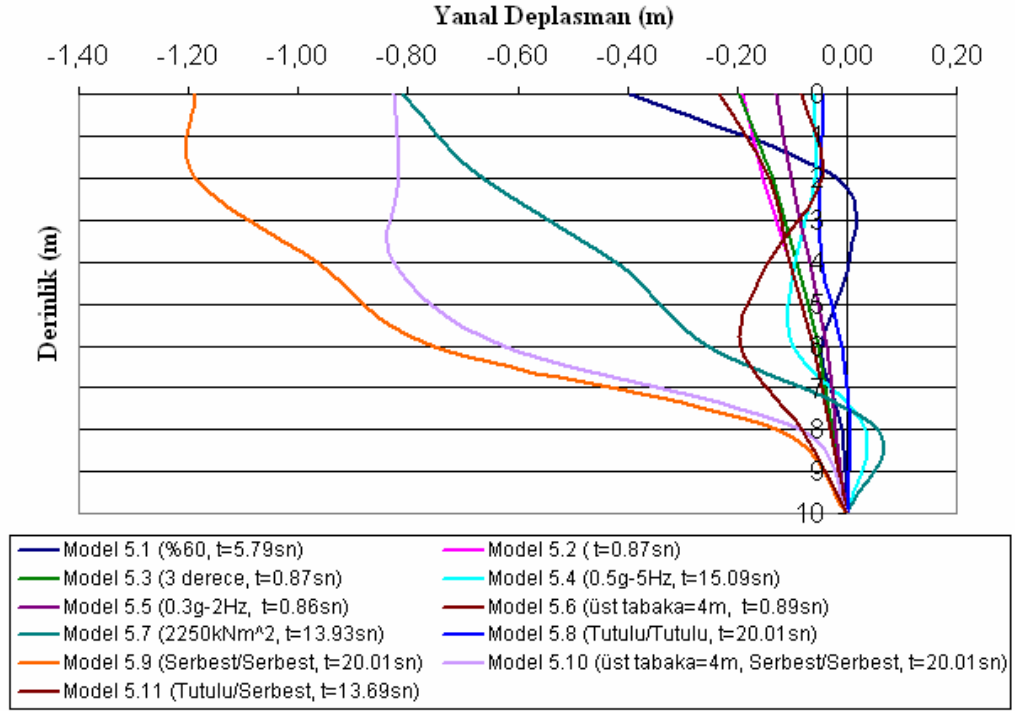
($\approx 82\text{cm}$) Model 5.10’da, minimum yanal zemin deplasmanları ise sırasıyla Model 5.4 ($\approx 6\text{cm}$), Model 5.8 ($\approx 4\text{cm}$) ve Model 5.11 ($\approx 8\text{cm}$)’de meydana gelmiştir. Model 5.9’da yüksek yanal zemin deplasmanlarının oluşumu alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası içinde uç kısmı yatay harekete serbest kazık uygulamasına bağlanırken, Model 5.4, Model 5.8 ve Model 5.11’deki düşük yanal zemin deplasmanlarının oluşumu ise yüksek frekans içerikli (5Hz) deprem hareketine ve kazık baş kısmının yatay harekete sınırlanmış kazık uygulamalarına bağlanmaktadır. Model 5.10’da yanal zemin deplasman büyüklüğünün sebebi modelde üstteki sıvılaşmayan tabaka kalınlığının iki kat artırıldığıdır. Model 5.10’daki üstteki sıvılaşmayan tabaka kalınlığının artırılması bu modelde meydana gelen maksimum yanal zemin deplasman büyüklüğünü artırmıştır.

Model 5.9 ve Model 5.10’da kullanılan kazıkların baş ve uç kısımları yatay harekete serbest olup sadece üstteki sıvılaşmayan tabaka kalınlığının artırılması ortadaki sıvılaşan kum zemin tabakasının olumsuz etkisini azaltmış böylece zemin profilinde daha küçük yanal zemin deplasmanlarının meydana gelmesine neden olmuştur. Ayrıca Model 5.8, Model 5.9 ve Model 5.10’daki yanal zemin hareketleri deprem hareketi süresi boyunca sürekli olarak artmıştır. Bu gözlem, az önce bahsedilen üç modeldeki kazıklarda sırasıyla kazık baş ve uç kısmı yatay harekete sınırlanmış ve diğer iki modelde kazık baş ve uç kısmı yatay harekete serbest bırakılmış kazık sınır koşullarına bağlanmaktadır.

Her iki kazık ucunun serbest olduğu modellerde kazıkların yanal zemin hareketine karşı direnç göstermemesine ve her iki kazık ucunun sınırlı olması durumunda ise yanal zemin hareketinin kazığa gösterdiği sürekli dirence bağlanabilir.

Şekil 9.68’de Model 5 zemin-kazık modellerinde meydana gelen yanal kazık deplasmanları görülmektedir. Şekil 9.64’deki sekiz modelde kullanılan kazıklar uç kazıkları olup uç kısımları yatay harekete sınırlı tutulmuştur. Şekil 9.68’de en yüksek kazık deplasmanı ($\approx 75cm$) Model 5.7’de, en düşük yanal kazık deplasmanları ise Model 5.4 ($\approx 3cm$) ve Model 5.8’de ($\approx 12cm$) meydana gelmiştir. Tüm modellerdeki kazıklar içinde en yüksek kazık deplasmanının Model 5.7’de meydana gelmesinin temel nedeni kazık rijitliğidir. Bu modelde kullanılan kazık rijitliğinin diğer modellerdekilere göre düşük olması üç tabakalı eğimli zeminde kazık davranışını oldukça etkilemiştir.

Diğer modellerdeki yüksek rijitlikteki kazıklar eğimli zeminlerin yanal zemin deplasmanlarına karşı direnç gösterirken düşük rijitlikte kullanılan kazık modeli eğimli zeminde yanal zemin deplasmanına karşı direnci çok düşük olmuş ve en yüksek yanal kazık deplasmanının oluşmasına neden olmuştur. Model 5.4 ve Model 5.8’de meydana gelen düşük yanal kazık deplasmanları sırasıyla bu modellerde uygulanan yüksek frekans içerikli (5Hz) deprem hareketine ve kazık baş ve uç kısımlarının yatay harekete sınırlandırılmış olmasına bağlanır. Kazık baş ve uç kısımları yatay harekete sınırlı kazıklarda meydana gelen tepkiler üzerinde sıvılaşan ve üstteki sıvılaşmayan zemin tabakalarının etkisinin çok az olduğu görülmektedir. Yüksek frekans içerikli deprem yüklemesi için Model 5.4’deki kazık deplasmanlarını oldukça kısıtlamıştır. Üç tabakalı zemin profilinde üstteki tabaka kalınlığının artırılması kazık deplasmanları üzerinde önemli bir etkiye sebep olmamıştır. Bu sonucu Model 5.2 ve Model 5.6’daki yanal kazık deplasmanlarını karşılaştırarak görebiliriz. Model 5.2 için yaklaşık 18cm ve Model 5.6 için yaklaşık yanal kazık deplasmanı 19cm’dir.

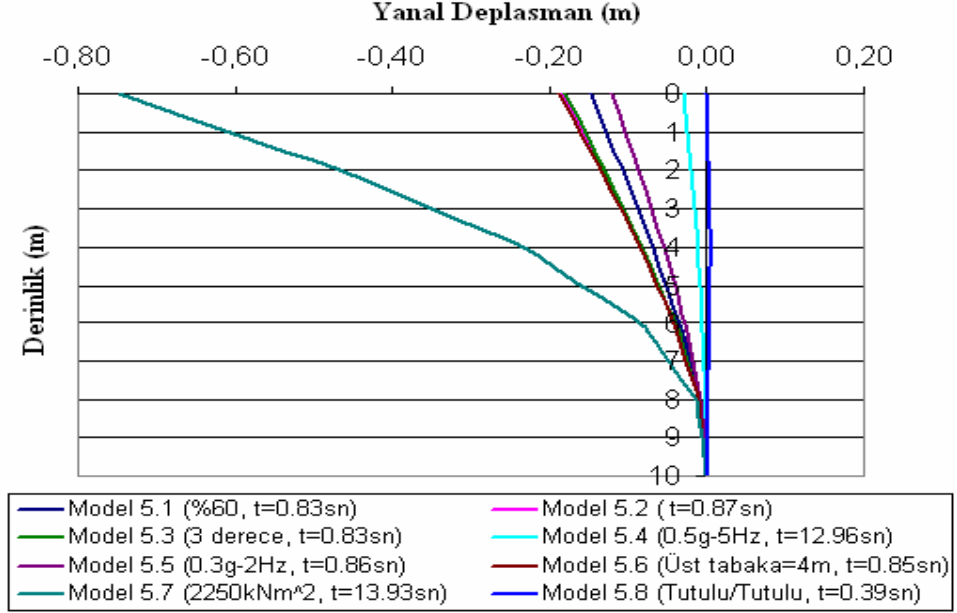


Şekil 9.67: Tüm Modellerde Ölçülen Maksimum Yanal Zemin Deplasmanları

Şekil 9.68’de gözlenen maksimum ve minimum yanal kazık deplasmanlarının oluşmasının nedenlerini kısaca özetlersek, kazık rijitliğinin, kazık baş ve uç sınır şartlarının, sıvılaştıran zeminin eğim derecesinin ve sıvılaşma derecesinin, deprem büyüklüğü ve frekans içeriğinin, alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası kalınlığının kazık davranışında önemli etkiye sahip olduğunu söyleyebiliriz.

Şekil 9.69’da ise Model 5.1-5.2-5.3-5.4-5.5-5.6-5.7 ve 5.8 için kazık derinliği boyunca kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momentleri görülmektedir. Bu modellerde meydana gelen maksimum kazık eğilme momentleri Model 5.2 (2180kNm) ve Model 5.6’da (2234kNm) meydana gelmiştir. Model 5.2’de meydana gelen yüksek kazık eğilme momenti tepkileri zemin profilinin eğimine, sıvılaştıran ortadaki kum tabakasının etkisiyle birlikte üstteki sıvılaşmayan sıkı kum tabakasının etkisine, üstteki sıvılaşmayan tabakanın ek yükleme getirmesine bağlanırken, Model 5.6’da meydana gelen yüksek kazık eğilme momenti tepkisi bu faktörlere ek olarak üstteki sıvılaşmayan tabakanın kalınlığına bağlı olmaktadır. Bu sonuçla, Model 5.6’da üstteki sıvılaşmayan zemin tabaka kalınlığının artırılması her ne kadar yüksek yanal kazık deplasmanları meydana getirmemiş ise de bu zemin profilindeki kazığın eğilme momenti tepkisini artırmıştır.

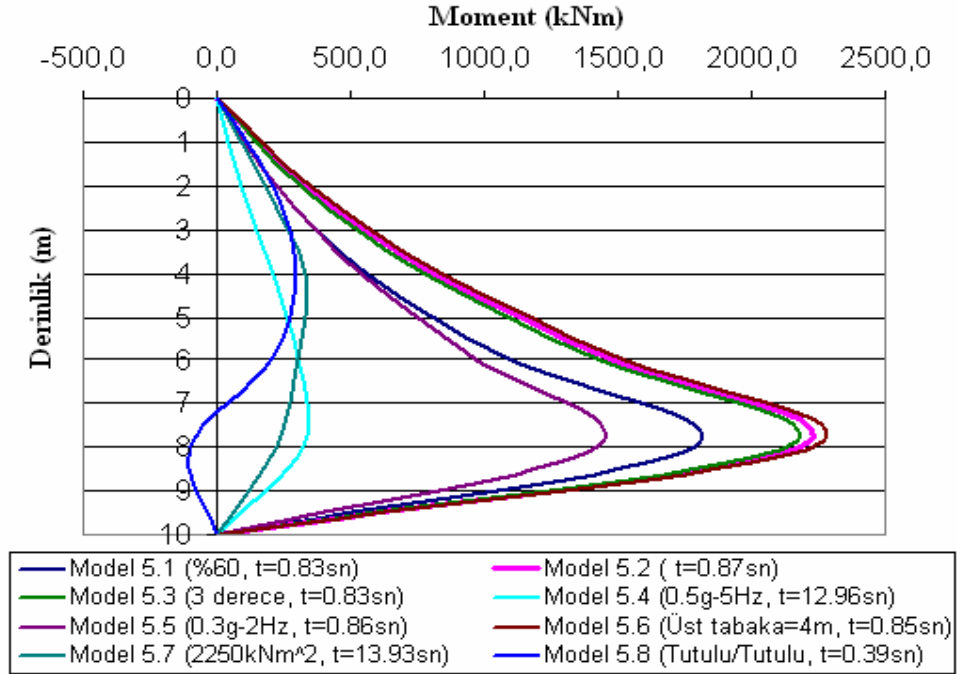
Model 5.7 ve Model 5.8 hariç diğer modellerdeki kazıklarda meydana gelen maksimum kazık momentleri altta sıvılaşmayan zemin tabakasıyla ortada sıvılaşan zemin tabakasının ara yüzünde meydana gelmiştir. Model 5.7 (334kNm) ve Model 5.8 (297kNm) meydana gelen maksimum eğilme momentleri ise kazık orta kısımlarında toplanmıştır.



Şekil 9.68: Model 5.1-5.2-5.3-5.4-5.5-5.6-5.7 ve 5.8'de Gözlenen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

Model 5.7'de kullanılan düşük rijitlikteki kazık ve Model 5.8'deki kazığın baş ve uç kısımlarının yatay harekete sınırlandırılmış olması bu kazıklarda oluşan maksimum eğilme momenti tepkilerini kazıkların orta kısımlarına itmektedir. Diğer önemli faktörler (zemin profilinin eğim derecesi, deprem büyüklüğü, vs.) bu modellerdeki kazık eğilme momenti tepkileri üzerinde önemli etkiye sahip olmuştur.

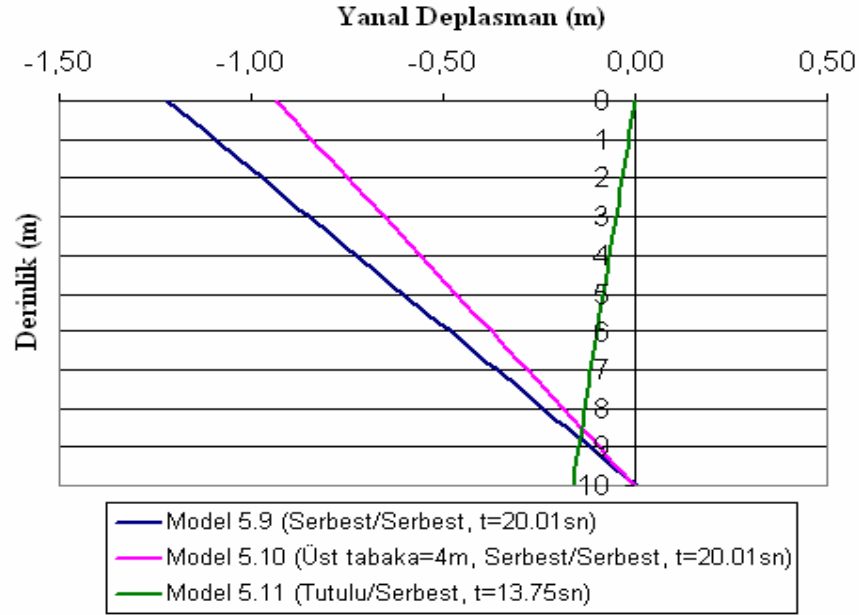
Model 5.9, Model 5.10 ve Model 5.11 zemin profillerindeki kazıkların yanal deplasman davranışları ise Şekil 9.70'de görülmektedir. Üç modelde kullanılan kazıklar altta sıvılaşmayan zemin tabakası içinde uç kazığı olup baş ve uç kısımları yatay harekete serbest durumdadır. Üç tabakalı zemin-kazık profilinde üstteki tabaka kalınlığının kazık tepkileri üzerinde etkisini gözlemlemek için üstteki sıvılaşmayan tabaka kalınlığı bir zemin-kazık modelinde (Model 5.10) iki katına çıkarılmış ve Model 5.9 ve Model 5.10'daki kazık davranışlarının farkı bu etkiye göre ele alınmıştır. Model 5.11'de ise kazık baş kısmının yatay harekete sınırlı ve uç kısmının yatay harekete serbest olması durumu için bu zemin profilindeki kazık davranışı incelenmiştir.



Şekil 9.69: Model 5.1-5.2-5.3-5.4-5.5-5.6-5.7 ve 5.8'de Gözlenen Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

Şekil 9.70'deki grafikten görüleceği gibi en yüksek yanal kazık deplasmanı ($\approx 120\text{cm}$) Model 5.9'da meydana gelmiştir. Üstteki sıvılaşmayan zemin tabakasının kalınlığının artırılması bu zemin profilindeki yanal kazık deplasmanını sınırlamıştır. Dolayısıyla burada, üstteki sıvılaşmayan tabaka kalınlığının artırılması ortadaki sıvılaşan zemin tabakasının kazık üzerindeki yüklemesini azaltmış ve kazığa diğer modele göre önemli destek sağlamıştır. Model 5.9 ve Model 5.10'da maksimum yanal deplasmanların meydana geldiği sürelerle bakılırsa, her iki modeldeki kazık deplasmanları deprem süresi sonuna kadar artmıştır. Bu da göstermektedir ki, uç kısmı yatay harekete serbest bırakılmış kazıklar yanal zemin deplasmanı ile birlikte sürekli yanal deplasman yapmaktadır. Model 5.11'deki kazığın baş kısmının yatay harekete sınırlandırılması kazık ucunda yaklaşık 16 cm.lik yatay deplasmanla diğer modellere göre daha az deplasman yapmıştır.

Şekil 9.71'de Model 5.9-5.10 ve 5.11'deki kazıklarda gözlenen maksimum eğilme momentleri görülmektedir. Maksimum kazık eğilme momenti (209kNm) Model 5.9'da meydana gelmiştir. Az öncede bahsedildiği gibi bu modeldeki kazıkta 7° eğime sahip bir arazi profilinde maksimum deplasman meydana gelmiş ve altta sıvılaşan zemin tabakasıyla ortada sıvılaşan zemin tabakası arasındaki ara yüzde diğer kazık modeline göre maksimum eğilme momenti tepkisini oluşturmuştur.



Şekil 9.70: Model 5.9-5.10 ve 5.11’de Gözlenen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

Üstteki sıvılaşmayan tabaka kalınlığının artırılması kazığa destek sağlamış ve Model 5.10’daki kazıkta olduğu gibi aynı noktada maksimum kazık eğilme momenti değerinde (148kNm) düşüş gözlenmiştir. Model 5.11’de ise bu iki modele göre farklılık gözlenmiştir. Bu modeldeki kazığın baş kısmının yatay harekete sabitlenmesi daha düşük eğilme momenti tepkileri oluşturmuş ve kazık üzerinde meydana gelen maksimum kazık eğilme momenti tepkisi ise kazığın orta derinliklerinde toplanmıştır.

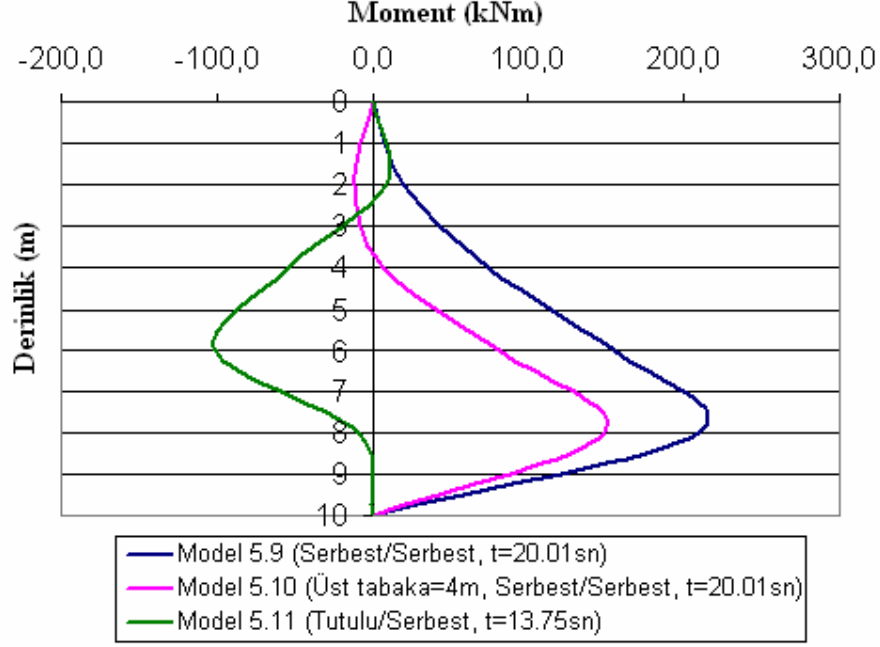
9.7.3 Abdoun’un Santrifüj Deney Sonuçları İle DIANA-SWANDYNE II Model Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

Abdoun (1997)’un zemin kazık modeli (Model 1) üzerinde gerçekleştirdiği santrifüj deney sonuçları aynı modelin DIANA-SWANDYNE II programında prototip ölçeklerde modellenmesiyle elde edilen analiz sonuçları karşılaştırılmıştır.

9.7.3.1 Santrifüj Deneyi Model 1 (Abdoun, 1997)’in DIANA-SWANDYNE II’de Modellenmesi

Model 1 (Abdoun, 1997) prototip ölçekte 4.8 derecelik eğime sahip bir zemin profili olarak tasarlanmıştır. Abdoun (1997)’in Model 1 üzerinde gerçekleştirdiği santrifüj deneyi ile ilgili detaylar 6. kısımda santrifüj deney çalışmalarında bulunmaktadır.

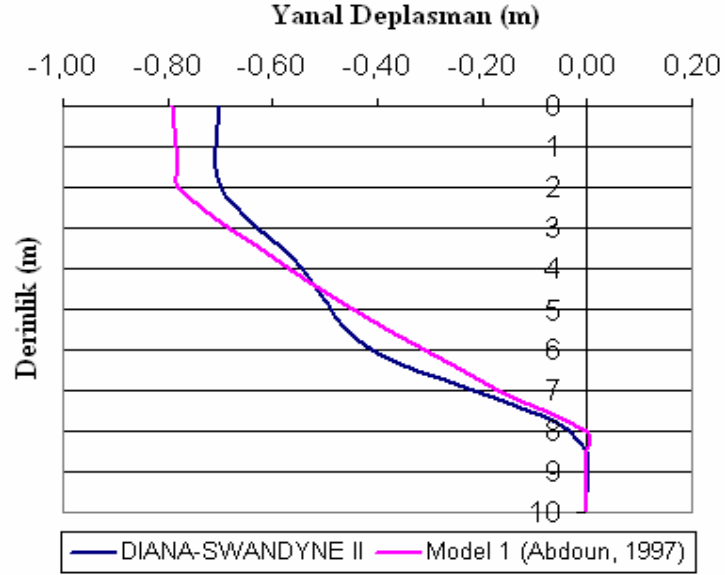
Santrifüj deneyinde kullanılan sıvılaştıran Nevada kumu malzemesi için PZ3-DEP08F (Pastor Zienkiewicz-Mark III) zemin modeli, üstte ve altta sıvılaşmayan 5.1 kPa kohezyona sahip relatif sıkılıktaki sıkı Nevada kumu malzemesi için GE (Genel Elastik) zemin modeli ve beton kazık malzemesi için ise LE (Lineer Elastik) modeli seçilmiştir.



Şekil 9.71: Model 5.9-5.10 ve 5.11'de Gözlenen Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

9.7.3.2 Santrifüj Deneyi ve Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

Model 1 Abdoun (1997) ve DIANA-SWANDYNE santrifüj deney sonuçları, serbest-saha yanal zemin deplasmanları, yanal kazık deplasmanları ve maksimum kazık eğilme momenti tepkileri sırasıyla Şekil 9.72, Şekil 9.73 ve Şekil 9.74'de karşılaştırılmıştır. DIANA-SWANDYNE II'den elde edilen yanal zemin deplasman büyüklüğü santrifüj deneyinden elde edilen sonuca göre zemin yüzeyinde yaklaşık 9cm fazla çıkmıştır. Fakat zemin profilinde oluşan yanal zemin deplasman eğrilerine bakıldığında analiz deplasman sonucu santrifüj deney sonucuyla uyum göstermektedir. Şekil 9.73'de zemin-kazık modelinde kullanılan kazığın santrifüj deneyi sonrası ve analiz programında gözlenen yanal deplasman sonuçları gösterilmiştir. Deney ve analiz sonuçlarının karşılaştırılmasında DIANA-SWANDYNE II ile bulunan kazık yanal deplasmanları santrifüj deney sonuçlarına göre daha düşük çıkmıştır.



Şekil 9.72: Maksimum Yanal Zemin Deplasman Eğrileri

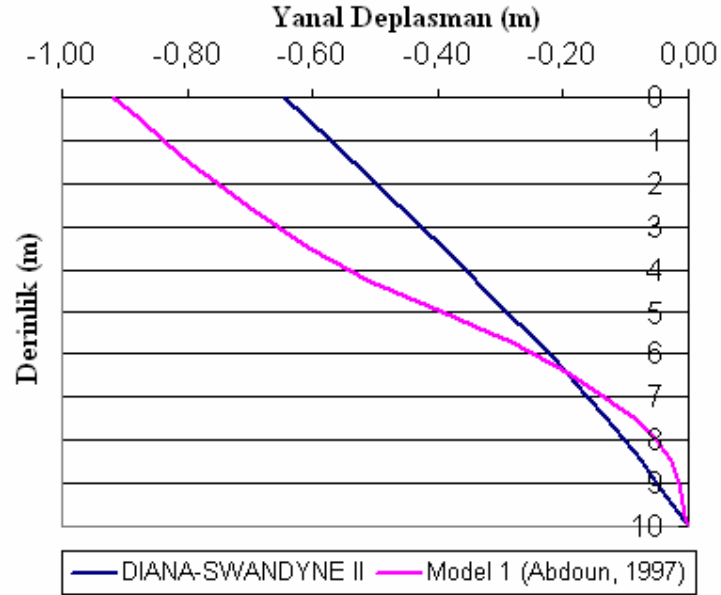
Ayrıca santrifüj deneyi yanar kazık deplasman eğrisi çift eğrilige sahipken analiz sonucuna göre yanar kazık deplasman eğrisinde tek bir eğrilik görülmektedir. Bu da kazığın üstteki sıvılaşmayan zemin tabakası tarafından kazığın kazık ucundan itibaren itildiğini göstermektedir.

Şekil 9.74’de Model 1’deki kazığın santrifüj deneyinden ve analiz programından elde edilen maksimum eğilme momentleri görülmektedir. DIANA-SWANDYNE II ile yapılan analizde elde edilen maksimum kazık tepkilerinin büyüklüğü santrifüj deney sonucu ile (305kNm) genel olarak bir uyuşma göstermekle birlikte analiz 8 m derinlikte kazıkta oluşan maksimum eğilme momentini (250kNm) daha düşük olarak (maksimum eğilme momenti değerinin yaklaşık 0.82’si) değerlendirmiştir. Ayrıca şekilden de görüldüğü gibi analizde 2 metre derinlikte kazıkta oluşan eğilme momenti tepkisinin az önce de bahsedildiği gibi kazığın üstteki sıvılaşmayan zemin tabakası ve alttaki sıvılaşan zemin tabakasıyla birlikte itilmesiyle meydana gelen tek eğrilik bu noktada pozitif değerleri meydana getirmiştir. Fakat analiz sonucuna göre kazığın 8 metre derinliğinde gözlenen maksimum eğilme momenti büyüklüğü ve yeri santrifüj deney sonuçlarına göre genel olarak başarılı sayılabilir.

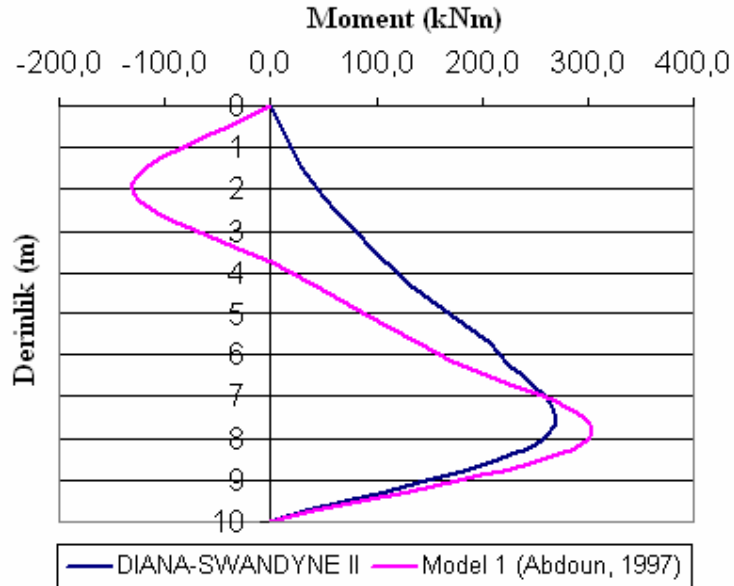
9.7.4 Model 5 Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Model 5’de tüm zemin-kazık modelleri için serbest sahada önemli yanar zemin deplasmanları meydana gelmiştir. Yanar deplasman grafiklerinde gözlenen önemli bir nokta üstteki sıvılaşmayan zemin tabakasının sıvılaşan zemin üzerinde bir blok

gibi hareket ettiğidir. Ayrıca bu modelde meydana gelen yanal zemin deplasmanları Model 4’dekilerle karşılaştırıldığında daha az olduğu görülür. Üstteki sıvılaşmayan tabakanın birlikte hareket etmesi ve sıvılaşmaması neticesinde katı bir blok gibi davranması Model 4’deki yanal zemin deplasman büyüklüklerine oranla daha az yanal zemin deplasmanlarını oluşturmuştur.



Şekil 9.73: Maksimum Yanal Kazık Deplasman Eğrileri



Şekil 9.74: Maksimum Kazık Eğilme Momenti Eğrileri

Model 5.9 ve Model 5.10'daki sıvılaşmayan zemin tabakası içinde kazıkların uç kısımlarının yatay harekete serbest bırakılması sıvılaşmış zemin yüzeyinde 1.2m'e ulaşan yanal zemin deplasmanları meydana getirmiştir.

Model 5 zemin-kazık modellerinde incelenen diğer konu yanal kazık deplasman davranışları olmuştur. Eğimli üç tabakalı zemin modellerinde kazık baş ve uç sınır şartları kazık deplasmanlarının meydana gelmesinde önemli rol oynamıştır. Alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası içindeki kazıkların uç kısmı yatay harekete sınırlandırılması durumunda kazık tepesinde küçük yanal deplasmanlar meydana gelirken, kazık uç kısmı yatay harekete serbest bırakılması durumunda ise kazık tepesinde büyük yanal deplasmanlar meydana gelmiştir. Kazık uç kısmı yatay harekete sınırlandırılmış durumdaki kazıklar arasında ise en büyük yanal kazık deplasmanı düşük rijitlikteki kazıklarda meydana gelmiştir ki bu da düşük rijitlikteki kazıkların yanal zemin hareketine karşı direncinin daha düşük olduğunu göstermektedir. Ayrıca üç tabakalı zemin modellerinde üstteki sıvılaşmayan tabaka kalınlığının yanal deplasmanları Model 4'deki yanal zemin deplasmanlarına göre düşük olmasına rağmen üç tabakalı zemin profilindeki kazıklarda gözlenen yanal kazık deplasmanları Model 4'deki kazık yanal deplasmanlarına göre bir artış göstermiştir.

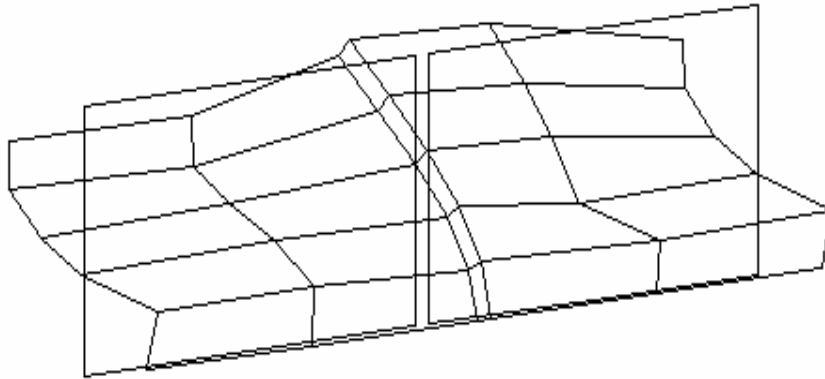
Model 5'de maksimum kazık eğilme momentleri Model 5.2 ve Model 5.6'da meydana gelmiştir. Model 5.2'de meydana gelen yüksek kazık eğilme momenti tepkileri zemin profilinin eğimine, sıvılaşan ortadaki kum tabakasının etkisiyle birlikte üstteki sıvılaşmayan sıkı kum tabakasının etkisine, üstteki sıvılaşmayan tabakanın ek yüklemesi bağlanırken, Model 5.6'da meydana gelen yüksek kazık eğilme momenti tepkisi bu faktörlere ek olarak üstteki sıvılaşmayan tabakanın kalınlığına bağlı olmaktadır. Bu sonuçla, üç tabakalı zemin profillerinde üstteki sıvılaşmayan zemin tabakasının diğer iki tabakalı modellere göre kazık eğilme moment tepkileri üzerinde artışa neden olmuştur. Ayrıca bu modellerdeki kazıklarda meydana gelen maksimum kazık eğilme momentleri altta sıvılaşmayan zemin tabakasıyla ortada sıvılaşan zemin tabakasının ara yüzünde meydana gelmiştir.

Abdoun (1997)'un Model 1 üzerinde gerçekleştirdiği santrifüj deneyi DIANA-SWANDYNE II analiz programında modellenerek uygulanmış ve santrifüj deney sonuçları ve analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonucunda zemin yanal deplasmanları oldukça iyi tahmin edilmiş, yanal kazık deplasmanı santrifüj deney sonucuna göre yaklaşık 30 cm daha düşük olarak gözlenmiş ve kazıkta oluşan eğilme momenti büyüklüğü (250kNm) ise santrifüj deney sonucuna göre (305kNm) (maksimum eğilme momenti değerinin yaklaşık 0.82'si) daha düşük

değerlendirmiştir. Analiz sonuçlarına göre kazık yanal deplasmanında ve eğilme momenti tepkisinde farklılıklar gözlenmiş olmasına rağmen maksimum momentin yeri doğru olarak belirlenmiştir. Tablo 9.13’de Model 5’deki tüm alt modellerdeki kazıklarda meydana gelen maksimum yanal kazık deplasmanları ve maksimum kazık eğilme momentleri verilmektedir. Ayrıca kazıklarda maksimum yanal deplasmanların ve eğilme momentlerinin meydana geldiği derinliklerde gösterilmiştir. Şekil 9.75’de Model 5.7 zemin-kazık profilinin deprem sonrası deforme olmuş şekli görülmektedir.

Tablo 9.13: Model 5’de Ölçülen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları ve Kazık Eğilme Momentleri (Derinlik: 0m= Kazık Tepesi)

Model No	Derinlik (m)	Maksimum Yanal Deplasman, (cm)	Derinlik (m)	Maksimum Eğilme Momenti, (kNm)
Model 5.1	0	14,79	8	1788,75
Model 5.2	0	18,30	8	2180,25
Model 5.3	0	17,97	8	2133,00
Model 5.4	0	2,84	8	324,00
Model 5.5	0	11,99	8	1424,5
Model 5.6	0	18,77	8	2234,25
Model 5.7	0	74,74	4	334,13
Model 5.8	4	0,52	4	297,00
Model 5.9	0	121,82	8	209,25
Model 5.10	0	93,50	8	148,58
Model 5.11	10	16,36	6	101,25



Şekil 9.75: Model 5.7 Zemin-Kazık Profilinin Deforme Olmuş Şekli

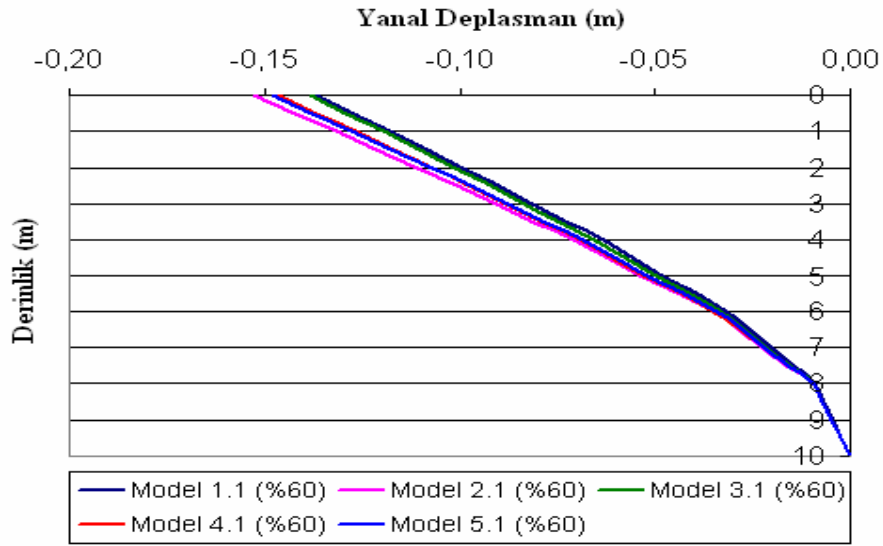
9.8 DIANA-SWANDYNE II İle Analiz Edilen Modellerin Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

Bu bölümde beş farklı zemin-kazık modeli üzerinde yapılan analizlerin sonuçları karşılaştırıldıktan sonra genel bir değerlendirme yapılacaktır. Analiz sonuçları, 9. kısımda incelenen modellerdeki tabaka sayısına göre %60, %40 relatif sıklıkta sıvılaşan Nevada kumu ile, %60 relatif sıklıkta 5.1 kPa koheziona sahip sıvılaşmayan Nevada kumundan oluşan farklı zemin profilleri (tek, iki ve üç tabakalı) içindeki kazıkların deprem yüklemesi altında meydana getirdiği maksimum yanal deplasman ve maksimum eğilme momenti tepkileri üzerine değerlendirilmiştir.

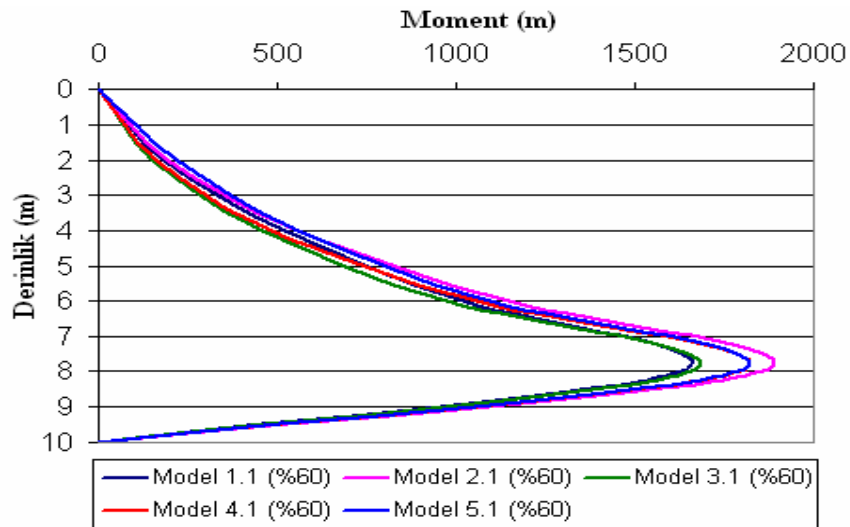
Analiz edilen beş farklı zemin-kazık modelini genel olarak özetleyecek olursak; Model 1; sıvılaşan tek tabakalı düz, Model 2; sıvılaşan tek tabakalı 7° ve 3° arazi eğimlerine sahip, Model 3; üstte sıvılaşan ve altta sıvılaşmayan zemin tabakasıyla iki tabakalı düz, Model 4; üstte sıvılaşan ve altta sıvılaşmayan zemin tabakasıyla iki tabakalı 7° ve 3° arazi eğimlerine sahip, Model 5; ortada sıvılaşan, altta ve üstte sıvılaşmayan zemin tabakasıyla üç tabakalı 7° ve 3° arazi eğimlerine sahip zemin profillerinden oluşmaktadır. Tüm modellerdeki beton kazıklar aynı boyutlara sahiptir (10m yüksekliğinde, 60 cm genişliğinde). Fakat yüzen kazıklarda kazık boyu 9.5m olarak alınmıştır.

İlk olarak eğimli ve düz zemin profillerinde sıvılaşabilen %60 relatif sıklıktaki Nevada kumu içinde bulunan uç-kazıkların 0.5g büyüklüğünde ve 2Hz frekans içeriğinde deprem yüklemesi altındaki davranışları karşılaştırılmıştır. Beş farklı zemin modelinde kullanılan uç kazıkların uç kısımları yatay yöndeki deplasmanları sınırlandırılmıştır. Karşılaştırmada incelenen kazıkların rijitlikleri aynı olup 67500kNm^2 'dir. Eğimli zemin-kazık modellerindeki zemin profil eğimleri 7° olarak seçilmiştir. Şekil 9.76'da bu modellerdeki kazıkların dinamik yüklemeler altında meydana getirdiği maksimum yanal deplasmanlar, Şekil 9.77'de ise maksimum eğilme momentleri karşılaştırılmıştır. Şekil 9.76'da görüldüğü gibi, aynı deprem büyüklüğü (0.5g) ve frekans içeriğine (2Hz) sahip deprem yüklemeleri altında eğimli tek tabakalı modellerde en yüksek yanal kazık deplasmanları meydana gelmektedir. Şekil 9.77'deki eğilme momentlerinin karşılaştırılmasında ise en büyük eğilme momenti tepkisinin (1856kNm) eğimli tek tabakalı %60 relatif sıklıkta Nevada kumunda oluşan Model 2.1'de meydana gelmektedir. En düşük kazık eğilme momenti ise (1633kNm) tek tabakalı (%60) sıvılaşan zemin profiline sahip Model 1.1'de meydana gelmiştir. Dolayısıyla düz tek tabakalı sıvılaşan zemin tabakalarında minimum kazık yanal deplasman ve eğilme momenti tepkileri oluşmaktadır.

%40 relatif sıkılıktaki Nevada kumundan oluşan modellerdeki kazıkların dinamik yüklemeler altında meydana getirdiği maksimum yanal deplasmanlar ve maksimum eğilme momentleri sırasıyla Şekil 9.78 ve Şekil 9.79’da görülmektedir. %40 relatif sıkılıkta Nevada kumu kullanılan bu zemin modellerindeki dinamik yüklemeler altında kazık davranışlarının karşılaştırılmasında kazık tepesinde meydana gelen maksimum yanal kazık deplasmanı ($\approx 20cm$) Model 2.2’de görülmektedir. Yine aynı şekilde tek tabakalı eğimli sıvılaştan zemin profillerinden oluşan modellerde kazık deplasmanları önemli şekilde artmaktadır.



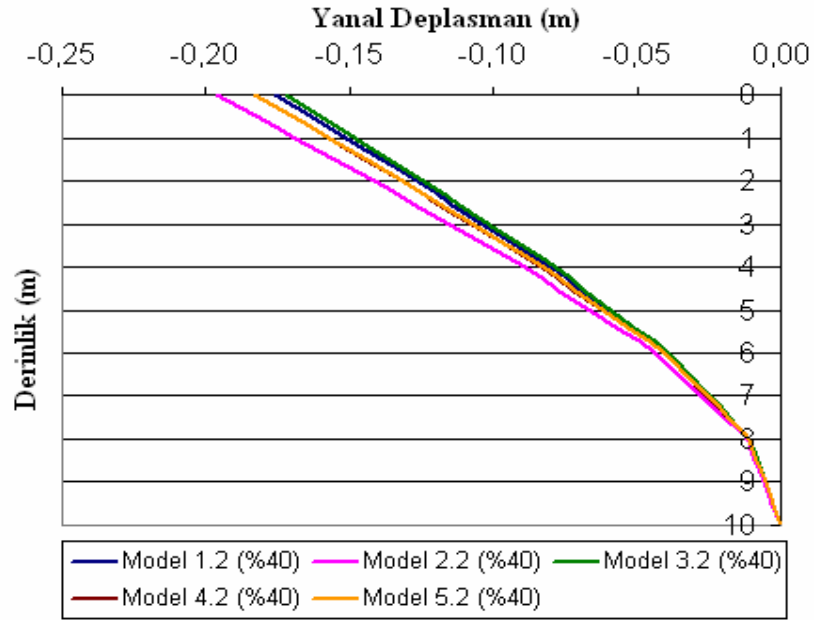
Şekil 9.76: Model 1.1-2.1-3.1-4.1-5.1 için Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları



Şekil 9.77: Model 1.1-2.1-3.1-4.1-5.1 için Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

En düşük yanal deplasman ise ($\approx 17\text{ cm}$) Model 3.2’de meydana gelmiştir. Görülüyor ki, sıvılaşabilen kumun daha düşük relatif sıkılıkta kullanılması kazık yanal deplasmanlarını artırmaktadır.

Şekil 9.79’da ise yine aynı modellerdeki kazıklarda gözlenen maksimum eğilme momenti grafikleri karşılaştırılmıştır. Şekilden de görüleceği üzere en yüksek kazık eğilme momenti (2349kNm) Model 2.2’de meydana gelmiştir. Tek tabakalı eğimli sıvılaşan zeminlerin kazık davranışında diğer modellere göre daha etkili olduğu açıktır. Modellerdeki kazıklarda gözlenen en düşük eğilme momenti ise (2031kNm) Model 3.2’de meydana gelmiştir.



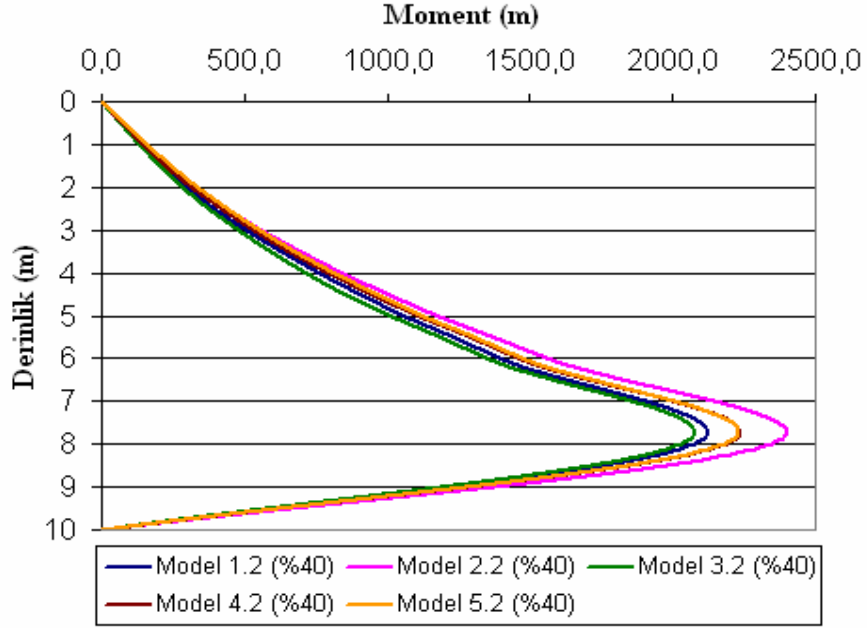
Şekil 9.78: Model 1.2-2.2-3.2-4.2-5.2 için Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

Model 3.2’de alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası bu kazık üzerinde diğer modellerde gözlenen kazık eğilme momentlerine oranla daha düşük eğilme momenti tepkisini oluşturmuştur. Ayrıca %60 relatif sıkılıkta hazırlanmış modeller üzerinde yapılan karşılaştırmaya bakıldığında ise %40 relatif sıkılıktaki zemin modellerinde görülen eğilme momentlerinin biraz daha yüksek olduğu görülebilir. Örneğin Model 2.1’de ölçülen kazık eğilme momenti 1856kNm iken, Model 2.2’de ölçülen kazık eğilme momenti 2349kNm’dir. Buradan açıkça görülür ki, daha düşük sıkılıktaki kum tabakası kazık eğilme momentini artırmıştır.

Yukarıda bahsedilen modellerdeki kazıkların rijitliğinin daha düşük olarak (2250kNm^2) seçilmesiyle yapılan bir başka karşılaştırma ise Şekil 9.80 ve 9.81’de

görülmektedir. Şekil 9.80'deki grafikte bu modellerde gözlenen maksimum yanal kazık deplasmanları, Şekil 9.81'de ise yine aynı modellerde gözlenen maksimum kazık eğilme momentleri görülmektedir. Tüm modellerde kullanılan sıvılaştırılabilir kum zemin tabakası %40 relatif sıkılıktaki Nevada kum tabakasıdır. Tüm modeller daha önce de bahsedildiği gibi 0.5g büyüklüğünde 2 Hz frekansında deprem hareketine tabi tutulmuştur.

Şekil 9.80'deki grafikte görüldüğü gibi, en yüksek yanal kazık deplasmanı ($\approx 82\text{cm}$) sıvılaştıran eğimli tek tabakalı zemin modelinde (Model 2.5) gerçekleşmiştir.

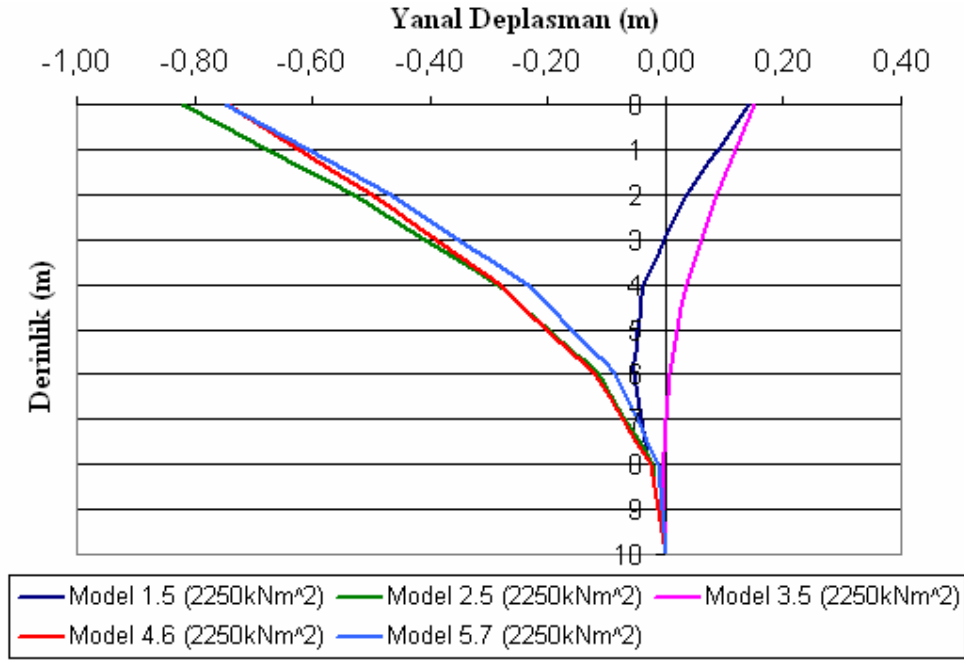


Şekil 9.79: Model 1.2-2.2-3.2-4.2-5.2 için Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

Eğimli iki tabakalı (Model 4.6) ve üç tabakalı (Model 5.7) modellerde meydana gelen yanal kazık deplasmanları sırasıyla yaklaşık olarak 74cm ve 75cm Model 2.5'e göre biraz daha düşük kalmıştır. Tek ve iki tabakalı düz zemin modellerinde ise maksimum yanal kazık deplasmanları diğer modellere göre oldukça düşük kalmıştır. Bu modellerde (Model 1.5 ve Model 3.5) meydana gelen maksimum yanal kazık deplasmanları sırasıyla yaklaşık 14cm ve 15cm'dir. Daha büyük rijitlikte (67500kNm^2) seçilen kazıkların maksimum yanal deplasmanları tek ve iki tabakalı düz zeminlerde sırasıyla yaklaşık 17cm ve 18cm'dir. Bu karşılaştırmada görülüyor ki, düz tek ve iki tabakalı zemin profillerinde meydana gelen yanal kazık deplasmanları kazık rijitliğiyle önemli şekilde değişmemiştir. Ayrıca, önceki modellerde yapılan karşılaştırmalarda yüksek rijitlikteki (67500kNm^2) kazıklarda 10-20 cm arasında yanal deplasmanlar meydana gelirken, düşük rijitlikte kazıkların

kullanılması ile kazık tepesinde yanal kazık deplasmanları yaklaşık 82cm'e kadar çıkmıştır.

Şekil 9.81'deki grafikte görüldüğü gibi en yüksek kazık eğilme momenti (334kNm) üç tabakalı zemin profilinde gerçekleşmiştir (Model 5.7). Diğer eğimli tek (Model 2.5) ve iki tabakalı (Model 4.6) zemin modellerindeki kazıklarda meydana gelen eğilme momentleri sırasıyla (309kNm) ve (265kNm) Model 5.7'de oluşan maksimum eğilme momenti büyüklüğüne göre yaklaşık değerler almıştır. En düşük kazık eğilme momenti ise düz iki tabakalı zemin profilinde (Model 3.5) görülmektedir.

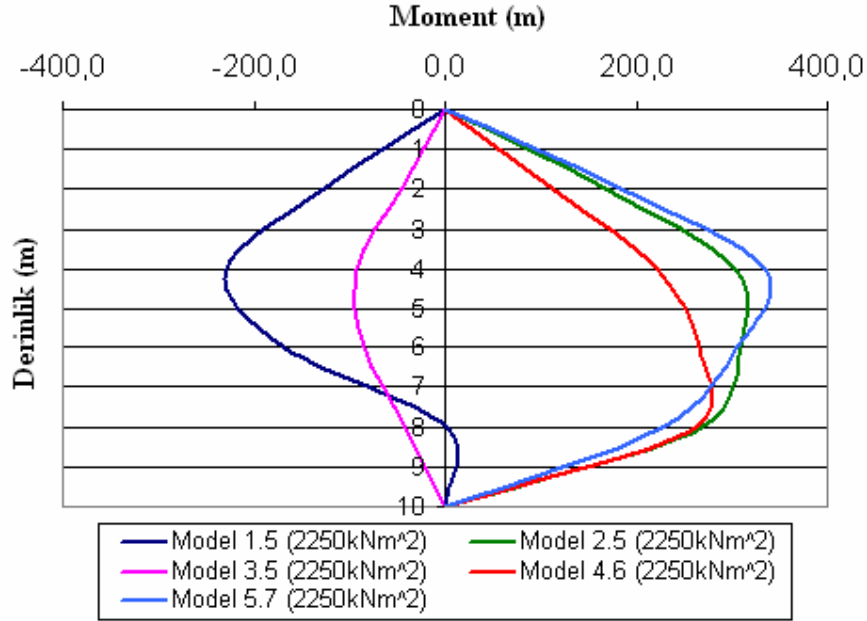


Şekil 9.80: Model 1.5-2.5-3.5-4.6-5.7 için Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

İki tabakalı düz zemin profilinde alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası bu modeldeki kazıkta oluşan eğilme momentini tek tabakalı düz zemin tabakasındaki kazıkta oluşan eğilme momentine göre önemli şekilde azaltmıştır. İki tabakalı zemin profilinde alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası üstteki sıvılaşan zeminin olumsuz etkisini diğer tek tabakalı modele göre azalttığı bunun sebebi olarak gösterilebilir. Bu karşılaştırmada gözlenen diğer önemli bir husus ise kazıklardaki eğilme momentlerinin yerleridir. Daha yüksek rijitlikte kullanılan kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri kazıların uç kısımlarında yoğunlaşırken, daha düşük rijitlikteki kazıklarda meydana gelen eğilme momentleri kazığın orta kısımlarında meydana gelmektedir. Bu en iyi, Şekil 9.81'de görülen eğilme momenti eğrilerinin

Şekil 9.79 veya Şekil 9.77'deki eğilme momenti eğrileriyle karşılaştırılmasıyla görülebilir.

Şekil 9.82 ve 9.83'de tek tabakalı düz ve tek tabakalı 7° eğimli zemin modellerindeki kazıkların davranışı karşılaştırılmıştır. Tek tabakalı düz (Model 1.7) ve tek tabakalı 7° eğimli (Model 2.9) zemin-kazık modellerindeki sıvılaştıran kum tabakası %40 relatif sıkılıktaki Nevada kumundan oluşmaktadır. Bu modellerde kullanılan 9.5 metre boyundaki kazıklar aynı özelliklere sahip olup yüzen kazık olarak tasarlanmışlardır. Şekil 9.82'de her iki modeldeki kazıklarda meydana gelen maksimum yanıl deplasmanlar görölmektedir. Tek tabakalı sıvılaştıran zemin profilinde (Model 1.7) yüzen kazığın baş kısmında oluşlan maksimum yanıl deplasman yaklaşık 12 cm iken, tek tabakalı 7° eğimli sıvılaştıran zemin profilinde (Model 2.9) yüzen kazığın baş kısmında oluşlan maksimum yanıl deplasman yaklaşık 210cm'dir.

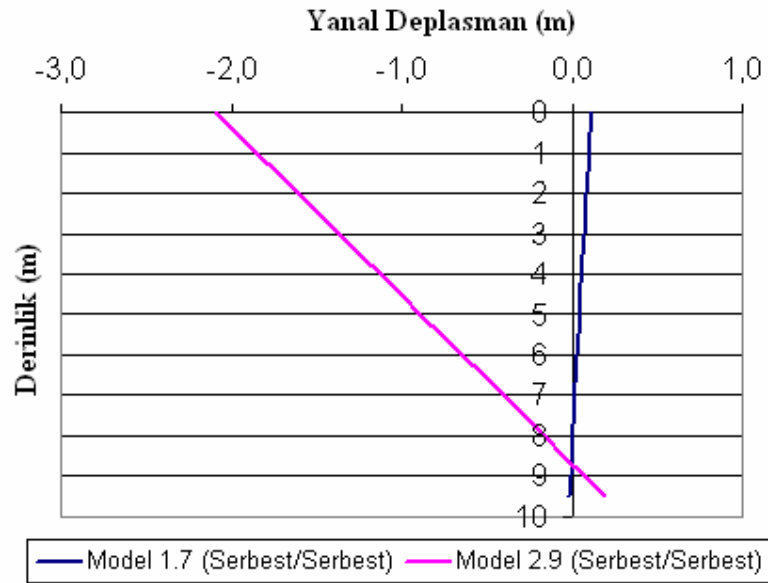


Şekil 9.81: Model 1.5-2.5-3.5-4.6-5.7 için Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

Bu karşılaştırmada görölüyor ki, düz ve eğimli tek tabakalı zemin profillerinde yüzen kazığın yanıl deplasman davranışı zemin profilinin eğimine bağılı olarak önemli şekilde değişmektedir. Bu iki modelde (Model 1.7 ve Model 2.9) meydana gelen maksimum yanıl zemin deplasmanları sırasıyla yaklaşık 21cm ve 278cm olduğu düşünölürse eğimli zeminde kullanılan yüzen kazığın neredeyse zeminle birlikte hareket ettiğı sonucuna varılabilir.

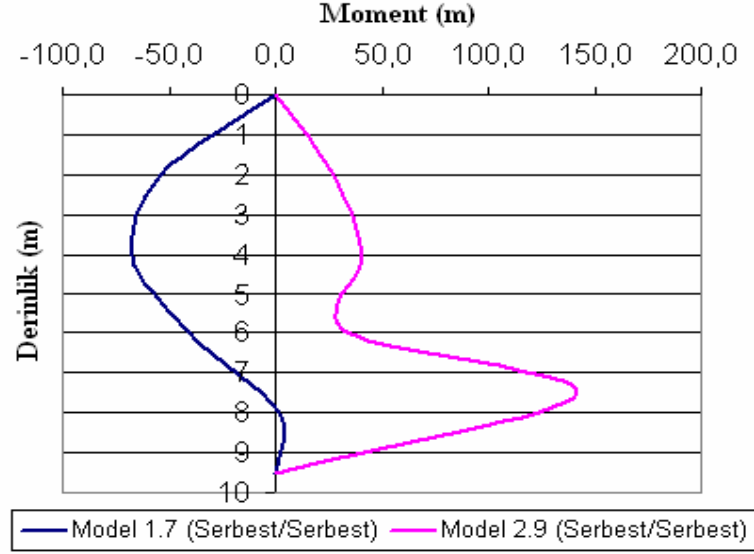
Şekil 9.83'de ise tek tabakalı düz (Model 1.7) ve iki tabakalı 7° eğimli sıvılaştıran (Model 2.9) zemin profillerindeki yüzen kazıklarda meydana gelen eğilme

momentleri karşılaştırılmıştır. Her iki modeldeki yüzen kazıklarda (Model 1.7 ve Model 2.9) meydana gelen maksimum eğilme momentleri şekilden de görüldüğü gibi sırasıyla 67kNm ve 142kNm'dir. Tek tabakalı eğimli zemin profilindeki yüzen kazıkta 2.1 metrelik yanal deplasman meydana gelmesine rağmen her iki zemin profilindeki maksimum eğilme momenti büyüklükleri birbirlerine yakın sayılabilir. Tek tabakalı 7° eğimli sıvılaşan zemin tabakasındaki kazığın neredeyse zeminle birlikte hareket etmesi kazıkta yüksek eğilme momenti tepkilerinin oluşmasını engellemiştir. Diğer deyişle kazığın zeminle birlikte hareket etmesi zeminin kazık üzerinde uyguladığı yükleri azaltmıştır. Diğer önemli bir nokta Model 1.7'deki yüzen kazıkta oluşan maksimum eğilme momenti kazığın orta derinlikteki kesimlerinde yoğunlaşırken, Model 2.9'daki yüzen kazıkta oluşan maksimum eğilme momenti kazık ucuna yakın kısımlarda toplanmıştır.



Şekil 9.82: Model 1.7-2.9 için Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

Şekil 9.84 ve Şekil 9.85'de iki tabakalı düz, iki tabakalı 7° eğimli ve üç tabakalı 7° eğimli zemin profillerindeki kazıkların davranışları karşılaştırılmıştır. Bu zemin profilinde sıvılaşan kum tabakası %40 relatif sıkılıkta hazırlanmış Nevada kumundan oluşmaktadır. Bu üç farklı profilde kullanılan kazıkların uçları zemin profillerindeki alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası içinde olup uçları yatay harekete serbest bırakılmıştır. Şekil 9.84'de görüldüğü gibi üç farklı zemin profilindeki kazıklarda meydana gelen en yüksek yanal deplasman ($\approx 135\text{cm}$) iki tabakalı 7° eğimli zemin profilinde meydana gelmiştir. Üç tabakalı 7° eğimli zemin profilindeki kazıkta meydana gelen maksimum yanal deplasman ise yaklaşık 125cm'dir.

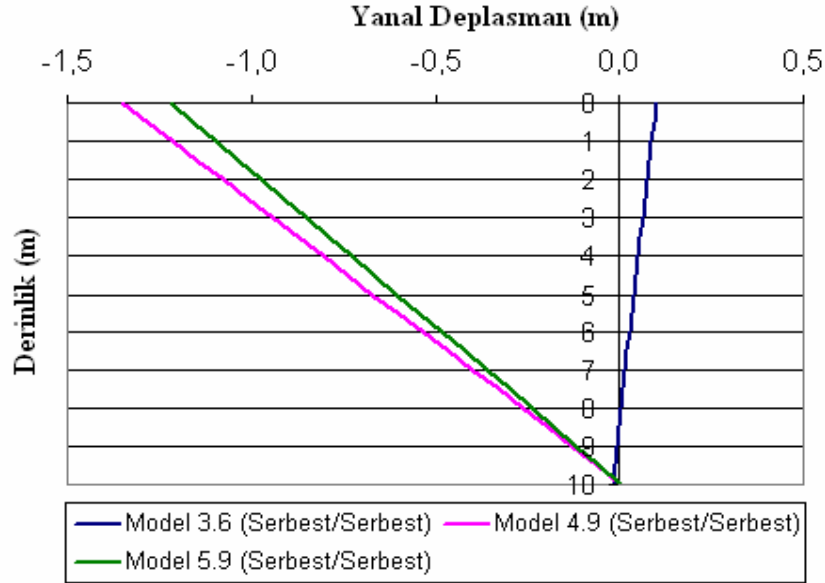


Şekil 9.83: Model 1.7-2.9 için Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

İki tabakalı düz zemin profilinde ise maksimum yanal deplasman yaklaşık 10cm olup bu modellerde gözlenen en düşük yanal kazık deplasmanına sahip olmuştur. Görülüyor ki, iki ve üç tabakalı eğimli zemin profillerinde uç kısımları sıvılaşmayan zemin tabakası içinde ve uç kısımları yatay harekete serbest bırakılmış kazıklarda yanal deplasmanlar oldukça büyük olmaktadır. İki tabakalı düz zemin profilinde aynı türdeki kazık için yanal deplasman diğer iki modelde ölçülenlere göre oldukça düşüktür. Eğimli zemin profillerinde gözlenen büyük yanal zemin deplasmanları uç kısmı serbest kazıklarda önemli yanal kazık deplasmanlarına sebep olmuştur. 7° eğimli iki ve üç tabakalı zemin profillerindeki uç kısmı serbest kazıklarda meydana gelen maksimum yanal deplasmanlar, 7° eğimli tek tabakalı zemin profilindeki (Model 2.9) yüzen kazıkla karşılaştırıldığında ise (Şekil 9.82), Model 2.9'da meydana gelen yanal kazık deplasmanının ($\approx 210cm$) diğerlerine göre daha fazla olduğu görülür. Bu gözlemden, iki ve üç tabakalı modellerde alttaki sıvılaşmayan tabakanın uç-kısmı yatay harekete serbest kazıklara destek sağladığı söylenebilir.

Şekil 9.85'de ise yine yukarıda bahsedilen üç modeldeki kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri grafikleri görülmektedir. İki tabakalı düz, iki tabakalı ve üç tabakalı 7° eğimli zemin profillerindeki (Model 3.6, Model 4.9 ve Model 5.9) kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri sırasıyla 195kNm, 209kNm, ve 209kNm olup birbirlerine yakın değerler almışlardır. İki tabakalı düz zemin profilindeki kazığın diğer eğimli profildekilere göre daha düşük yanal kazık deplasmanına sahip olmasına rağmen, neredeyse üç modelde de aynı kazık eğilme momentlerinin oluşması yine eğimli zemin profillerinde zemin-kazık yanal

hareketinin birlikte gerçekleşmesi kazıkların maruz kaldığı yanal zemin basıncının azalmasına dolayısıyla iki tabakalı düz zemin profilindeki kazıkta meydana gelen tepkiyle benzer tepkiler meydana getirmesine sebep olmuştur.

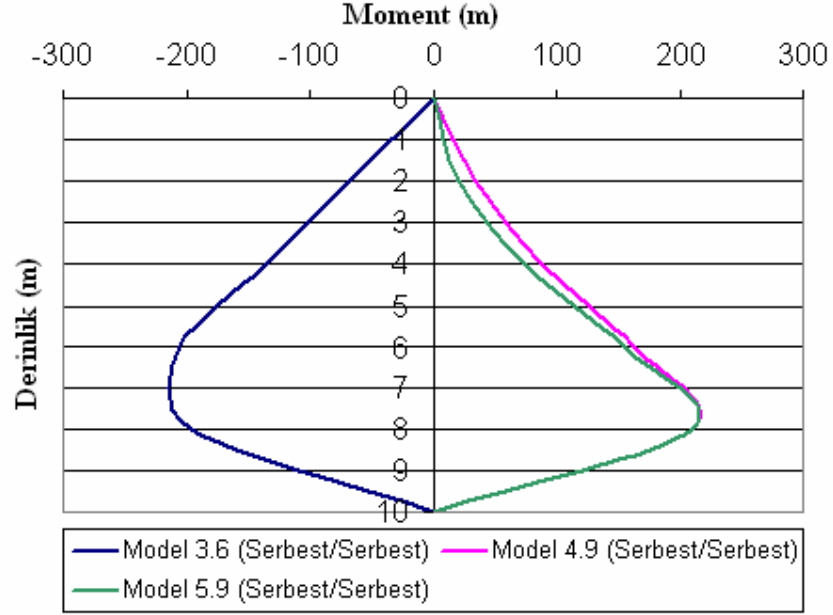


Şekil 9.84: Model 3.6-4.9-5.9 için Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

Diğer bir gözlem ise, her üç zemin profilindeki kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentlerinin sıvılaşan zemin tabakasıyla sıvılaşmayan zemin tabakası arasındaki ara yüzde ve bu ara yüze yakın kısımlarda toplandığı görülebilir. Bu modellerdeki kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri tek tabakalı düz ve tek tabakalı 7° eğimli zemin profillerindeki (Model 1.7 ve Model 2.9) kazıklarla karşılaştırıldığında ise (Şekil 9.83), Model 1.7'deki ve Model 2.9'daki yüzen kazıklarda daha az eğilme momenti tepkilerinin meydana geldiği görülebilir. Bunun nedeni olarak tek tabakalı düz ve eğimli zemin profillerinde alttaki sıvılaşmayan tabakanın bulunmaması bu zemin profillerindeki kazıkların yanal hareketlerini serbest bırakmış dolayısıyla altta sıvılaşmayan tabaka bulunan zemin profillerindeki kazıklara göre daha az eğilme momenti oluşturmuştur.

Şekil 9.86 ve Şekil 9.87'de ise tek tabakalı %40 relatif sıkılıktaki Nevada kumundan oluşan 7° eğimli zemin profilindeki kazıkların farklı deprem hareketleri altındaki davranışları karşılaştırılmıştır. Model 2.2, Model 2.3 ve Model 2.4 sırasıyla 0.5g-2Hz, 0.3g-2Hz ve 0.5g-5Hz büyüklükte ve frekans içeriğinde deprem hareketlerine tabi tutulmuştur. Şekil 9.86'da bu üç modeldeki kazıkların farklı deprem hareketleri altında meydana getirdikleri yanal kazık deplasmanları görülmektedir. Şekilden de açıkça görüldüğü gibi en yüksek yanal kazık deplasmanı

yaklaşık 19cm ile 0.5g-2Hz deprem hareketi altında gerçekleşmiştir. Deprem büyüklüğünün daha küçük uygulanması (0.3g) ve deprem frekans içeriğinin artırılması (5Hz) daha küçük yanal kazık deplasmanlarının oluşmasına neden olmuştur.



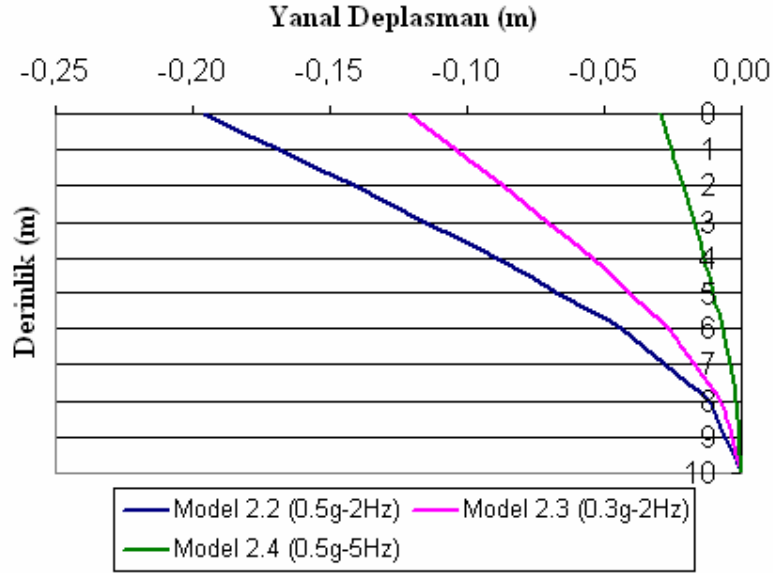
Şekil 9.85: Model 3.6-4.9-5.9 için Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

Şekil 9.87’de ise, az öncede bahsedilen yine üç farklı deprem hareketi altında kazıklarda meydana gelen eğilme momentleri karşılaştırılmıştır. Şekil 9.87’den Deprem hareketi büyüklüğü ve frekans içeriği sıvılaştıran zeminlerde kazık davranışını etkileyen önemli parametrelerden biri olduğu açıkça görülmektedir.

Tablo 9.14’de tek tabakalı eğimli ve iki tabakalı eğimli %40 relatif sıkılıkta sıvılaştıran Nevada kumundan oluşan zemin profillerindeki kazıkların farklı arazi eğimi uygulanması durumunda meydana getirdikleri yanal deplasman ve eğilme momenti tepkileri karşılaştırılmıştır. Tek tabakalı 7° eğimli (Model 2.2), tek tabakalı 3° eğimli (Model 2.6), iki tabakalı 7° eğimli (Model 4.9) ve iki tabakalı 3° eğimli zemin profillerindeki modellerdeki kazıkların uçları yatay deplasmana 2 numaralı modellerde sınırlı iken, 4 numaralı modellerde ise yatay deplasmana serbest bırakılmıştır.

Tablo 9.14’de tek tabakalı ve iki tabakalı zemin profillerinde farklı eğimlerde meydana gelen yanal kazık deplasmanları arasındaki fark açık olarak görülmektedir. Fakat tek tabakalı zemin profilinde kazık ucu yatay deplasmanı sınırlandırılmış modellerde (Model 2.2 ve Model 2.6) uygulanan eğim farkı maksimum kazık yanal

deplasmanında önemli bir değişime neden olmazken, iki tabakalı zemin profilinde kazık ucu yatay deplasmanı serbest bırakılmış modellerde (Model 4.9→135cm ve Model 4.8→50.77cm) uygulanan eğim farkı maksimum kazık yanal deplasmanını neredeyse üç katına çıkarmıştır.



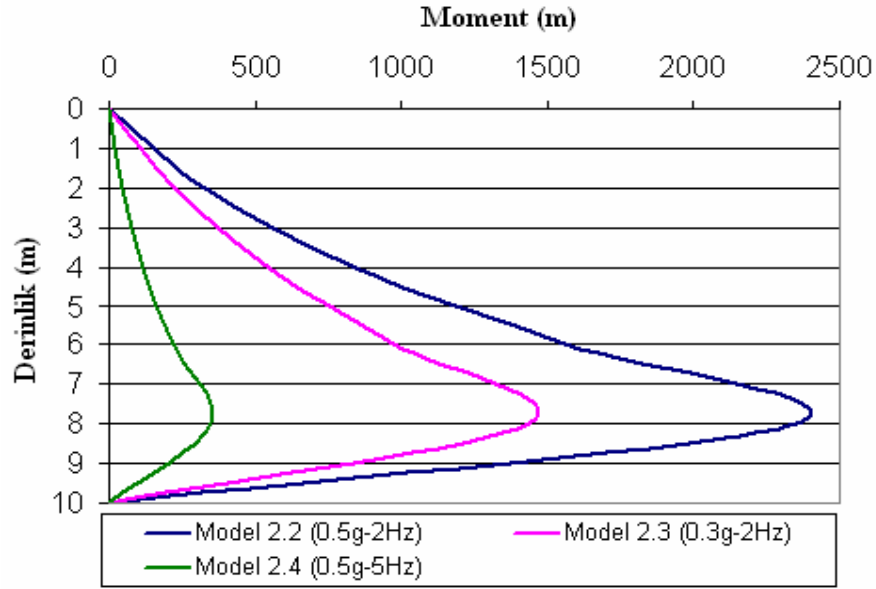
Şekil 9.86: Model 2.2-2.3-2.4 için Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları

Eğim farkının özellikle kazık ucu yatay harekete serbest bırakılmış kazıklarda daha etkili olduğu açıkça söylenebilir. Yine aynı karşılaştırmada, kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentinin eğim farkıyla nasıl değiştiğini incelediğimizde, kazık ucunun yatay harekete sınırlandırıldığı tek tabakalı eğimli (Model 2.2 ve Model 2.6) zemin profillerinde kazık maksimum eğilme momentlerinde eğim farkına bağlı olarak önemli artışlar görülmezken, kazık ucunun yatay harekete serbest bırakıldığı iki tabakalı eğimli (Model 4.8→101.25kNm ve Model 4.9→209.25kNm) zemin profillerinde kazık maksimum eğilme momentlerinde eğim farkına bağlı olarak iki kata yakın bir fark gözlenmiştir.

Tablo 9.15'de üç tabakalı %40 sıvılaştıran Nevada kumundan oluşan zemin profilindeki kazıkların baş ve uç sınır şartlarına göre davranışları karşılaştırılmıştır. Model 5.2'deki kazığın uç kısmı yatay harekete sınırlı ve baş kısmı serbest iken, Model 5.8'deki kazığın her iki uç kısmı yatay harekete karşı sınırlandırılmıştır.

Bu durumda, kazıklarda meydana gelen maksimum deplasmanlar Tablo 9.15'de görüldüğü gibi önemli şekilde değişmiştir. Baş kısmı serbest olan kazıkta kazık tepesinde yaklaşık 18 cm yanal deplasman meydana gelirken, baş kısmı tutulu

kazıkta 0.52 cm olarak gözlenmiştir. Ayrıca maksimum deplasmanın meydana geldiği yer kazığın orta kesimlerine kaymıştır.



Şekil 9.87: Model 2.2-2.3-2.4 için Maksimum Kazık Eğilme Momentleri

Aynı durum için bu iki modeldeki kazıklarda meydana gelen eğilme momentleri karşılaştırıldığında ise Model 5.8’de ölçülen maksimum eğilme momenti (297kNm) diğer modeldekine göre (2180kNm) oldukça düşük çıkmıştır.

Tablo 9.14 : Model 2.2-2.6-4.8-4.9 İçin Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları ve Eğilme Momentleri

Model No	Eğim Derecesi	Derinlik (m)	Maksimum Yanal Deplasmanı (cm)	Derinlik (m)	Maksimum Eğilme Momenti (kNm)
Model 2.2	7	0	19,62	8	2349,0
Model 2.6	3	0	18,44	8	2193,75
Model 4.9	7	0	135,01	8	209,25
Model 4.8	3	0	50,77	8	101,25

Baş kısmı yatay harekete sınırlandırılmış kazıklarda meydana gelen yanal deplasman ve eğilme momenti tepkileri oldukça düşük olmakta, meydana gelen maksimum tepkiler kazığın orta kısımlarına doğru kaymaktadır. Bu sonuçla, baş kısmı tutulu kazıkların sıvılaştan zemin tabakalarına karşı daha dirençli olduğunu söyleyebiliriz.

Karşılaştırmalardan çıkan sonuçlara göre özetle, farklı relatif sıkılıktaki (%40 ve %60) Nevada kumunun sıvılaşma farklılıkları kazık davranışını önemli şekilde

etkilemiştir. %60 relatif sıkılıktaki Nevada kumundan oluşan zemin profillerindeki kazıklarda meydana gelen tepkiler %40 relatif sıkılıktaki Nevada kumundan oluşan zemin profillerindeki kazık tepkilerine göre daha küçük olduğu gözlenmiştir.

Tablo 9.15 : Model 5.2-5.8 İçin Maksimum Yanal Kazık Deplasmanları ve Eğilme Momentleri

Model No	Kazık Baş/Uç Sınır Şartı	Derinlik (m)	Maksimum Yanal Deplasmanı (cm)	Derinlik (m)	Maksimum Eğilme Momenti (kNm)
Model 5.2	Serbest/Tutulu	0	18,30	8	2180,25
Model 5.8	Tutulu/Tutulu	4	0,52	4	297,00

Kazık rijitliği ise farklı zemin profillerinde kazık davranışını etkileyen önemli parametrelerden biri olmuştur. Tek ve iki tabakalı düz zeminlerde daha düşük rijitlikte kazık kullanılması kazık davranışlarında önemli bir değişim gözlenmezken, tek, iki ve üç tabakalı eğimli zemin profillerinde daha düşük rijitlikteki kazıkların kullanımı kazıkların davranışını önemli şekilde değiştirmiş ve düz zemin profillerindeki kazıklara göre önemli kazık tepkilerini meydana getirmiştir.

Tek tabakalı düz ve eğimli zemin profillerindeki kazıkların yüzen kazık olarak tasarlanması durumu için bu kazıkların davranışları karşılaştırılmış ve sonuçta, tek tabakalı eğimli sıvılaşan zemin tabakalarında yüzen kazıkların önemli yanal kazık deplasmanları meydana getirdiği gözlenmiştir. İki tabakalı düz ve iki tabakalı ve üç tabakalı eğimli zemin profillerindeki kazıkların sıvılaşmayan zemin tabakası içinde oldukları ve uç kısımlarının yatay harekete karşı serbest olduğu düşünüldüğünde ise bu durumda da kazık iki tabakalı ve üç tabakalı eğimli zemin profillerindeki kazıklarda önemli kazık deplasmanlarının meydana geldiği görülmüştür. Fakat uç kısmı yatay harekete serbest olan kazıklarda meydana gelen eğilme momentleri uç kısmı yatay harekete sınırlandırılmış kazıklara göre daha düşük oldukları gözlenmiş, bu gözlem de, uç-kısmı yatay harekete serbest olan kazıkların zeminle birlikte hareketi sebebiyle kazıkların maruz kaldıkları zemin yükünün azalmasından kaynaklandığı sonucuna varılmıştır.

Daha büyük ve küçük frekans içerikli (0.5g-2Hz) deprem hareketleri ise zemin profillerinin eğim derecesine ve tabaka sayısına bakmaksızın küçük ivmelerde (0.3g) ve yüksek frekans içeriğindeki (5Hz) deprem hareketlerine göre kazıklarda daha yüksek yanal deplasman ve eğilme momentleri oluşturmuştur.

Aynı deprem girdi hareketi altında farklı eğim derecesine sahip zemin profillerindeki kazıkların davranışlarında ise uç-kısmı yatay harekete sınırlandırılmış kazıklarda

eğim derecesi farkına bağlı olarak önemli değişiklikler gözlenmezken, uç kısmı yatay harekete serbest durumdaki kazıklarda eğim derecesi farklı kazıkların davranışını önemli şekilde değiştirmiş, eğimli zemin profillerinde eğim derecesinin artması daha yüksek yanal deplasman ve eğilme momenti tepkilerini meydana getirmiştir.

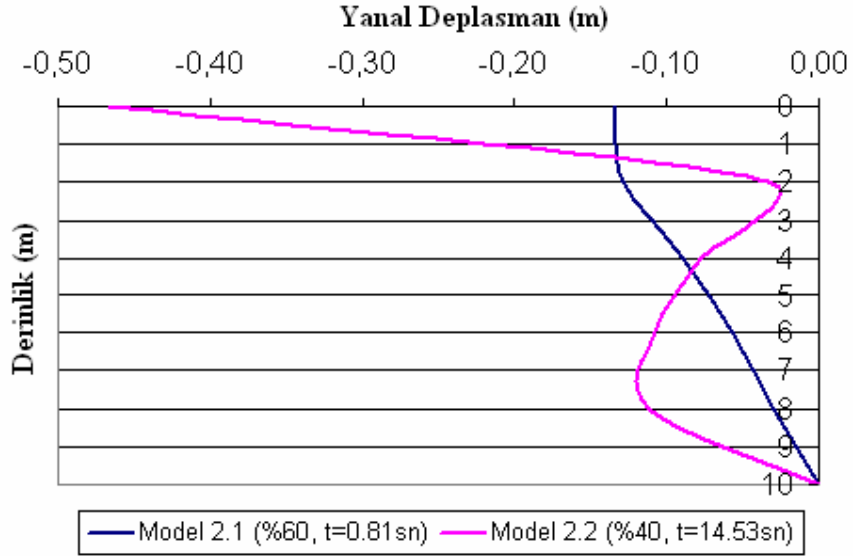
Kazık uç kısmı yatay harekete sınırlandırılmış kazıklarda kazık baş kısımlarının serbest yada tutulu olması durumunda kazık davranışları karşılaştırılmış ve baş kısmı yatay harekete tutulu kazıklarda baş kısmı serbest olan kazıklara göre daha düşük yanal deplasman ve eğilme momenti tepkileri verdikleri gözlenmiş, ve bu sonuçta baş ve uç kısmı tutulu kazıkların sıvılaşmış yanal zemin yüklerine karşı daha dirençli olduğu sonucuna varılmıştır.

9.9 Farklı Relatif Sıkılıklardaki Nevada Kumunun Kazıklı Temellerin Davranışına Etkisi

Dinamik yükler altında sıvılaşan kum zeminlerin relatif sıkılığının sıvılaşmaya etkisi 2. bölümde incelenmiş ve relatif sıkılığı %47'den küçük olan gevşek kumlarda gerçek sıvılaşmanın olduğu gözlenmiştir.

DIANA-SWANDYNE II ile yapılan analizlerde sıvılaşan zeminlerdeki kazıkların büyük yanal deplasmanlara ve eğilme momentlerine maruz kaldıkları açık olarak görülmüştü. Özellikle sıvılaşan Nevada kumunun sıvılaşma derecesinin artması kazıkta meydana gelen tepkileri oldukça artırmıştır. Sıvılaşma derecesine bağlı olan analiz sonuçları incelendiğinde, az önce bahsedilen durumun en iyi kanıtı, %40 ve %60 relatif sıkılıklarda hazırlanmış Nevada kumunun dinamik yüklemeler altında sıvılaşma derecesinin kazık davranışları üzerindeki farklı etkileri karşılaştırılarak gözlenmiş olmasıdır. Şekil 9.88'de, 7° eğimli tek tabakalı %60 relatif sıkılıktaki Nevada kumundan (Model 2.1) ve yine 7° eğimli tek tabakalı %40 relatif sıkılıktaki Nevada kumundan (Model 2.2) oluşan zemin profillerinde dinamik yüklemeler altında meydana gelen maksimum yanal zemin deplasmanları karşılaştırılmıştır. Model 2.1'de ve Model 2.2 zemin profillerindeki kazıkların uç kısımları yatay harekete sınırlandırılmıştır.

Şekil 9.88'de de görüldüğü gibi, en yüksek yanal zemin deplasmanı $\approx 47\text{cm}$ ile Model 2.2'de meydana gelmiştir. %40 relatif sıkılıktaki kum tabakasının kullanılması %60 relatif sıkılıktaki kum tabakasına göre yüzeyde yaklaşık 33cm'lik yanal zemin deplasman artışına sebep olmuştur. Model 2.2'de yanal zemin deplasman eğrisinde 2 ve 7m arasında görülen yanal zemin deplasmanların sıfıra doğru gitmesi düzlem deformasyonda kazık rijitliğinden kaynaklanmaktadır.

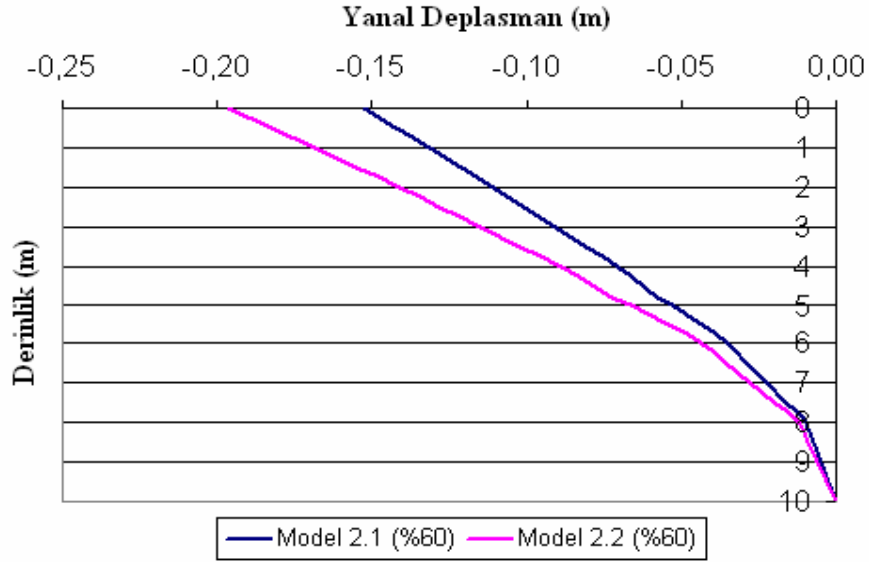


Şekil 9.88: Model 2.1 ve Model 2.2’de Meydana Gelen Maksimum Yanal Zemin Deplasmanlarının Karşılaştırılması

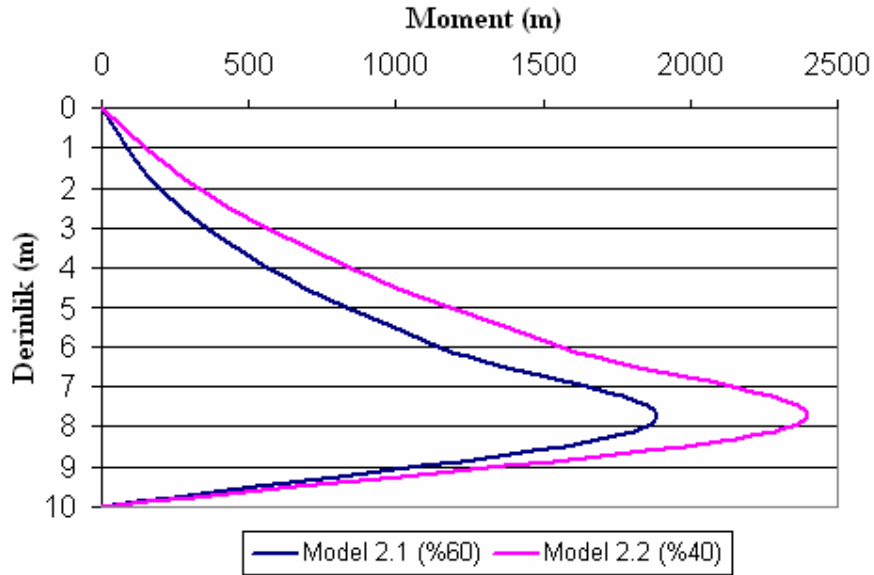
Şekil 9.89 ve Şekil 9.90’da Model 2.1 ve Model 2.2 zemin profillerindeki uç-kazıkların yanal deplasman ve eğilme momenti tepkileri görülmektedir. Şekil 9.89’da en yüksek yanal kazık deplasmanı Model 2.2’de ($\approx 19\text{cm}$) meydana gelmektedir. Daha gevşek kum tabakasının kullanılması kazık tepesinde meydana gelen yanal deplasmanı yaklaşık 5cm artırmıştır.

Şekil 9.90’da ise Model 2.1 ve Model 2.2’deki zemin profillerindeki uç-kazıklarında meydana gelen eğilme momenti tepkileri görülmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi Model 2.2 zemin profilindeki kazıkta meydana gelen eğilme momenti (2349kNm) diğer zemin profilindeki göre yüksek çıkmıştır. Görülüyor ki, sıvılaştıran eğimli zemin profillerindeki uç kısımları yatay harekete sınırlı kazıklarda gevşek kum kullanılması yanal zemin, yanal kazık ve kazık eğilme momentlerini önemli şekilde artırmıştır.

Şekil 9.91’de ise Model 2.7 ve Model 2.9’daki zemin profillerinde görülen maksimum yanal zemin deplasmanları görülmektedir. Model 2.7 ve Model 2.9’daki zemin profilleri Model 2.1 ve Model 2.2’deki zemin profilleri ile aynı olup Model 2.7 ve Model 2.9’da kullanılan kazıklar yüzen kazık olarak tasarlanmıştır. Bu modeller arasında en yüksek yanal zemin ($\approx 280\text{cm}$) deplasmanı Model 2.9’da meydana gelmiştir. Model 2.9’da %40 relatif sıkılıkta Nevada kumunun kullanılması yanal zemin deplasmanını, %60 relatif sıkılıkta hazırlanan diğer modelin yanal zemin deplasmanına göre yaklaşık 212cm artırmıştır.



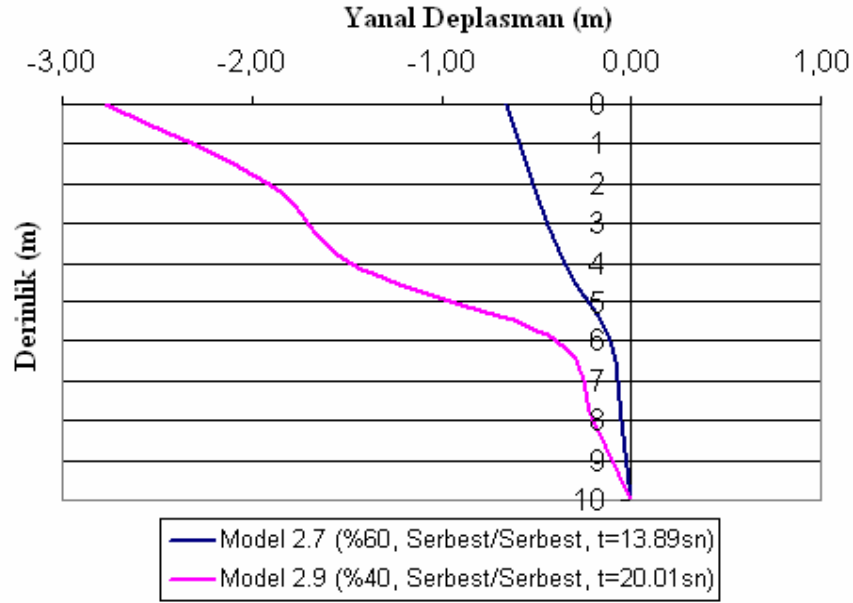
Şekil 9.89: Model 2.1 ve Model 2.2’de Meydana Gelen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanlarının Karşılaştırılması



Şekil 9.90: Model 2.1 ve Model 2.2’de Meydana Gelen Maksimum Eğilme Momentlerinin Karşılaştırılması

Şekil 9.92’de Model 2.7 ve Model 2.9’daki zemin profillerindeki kazıklarda meydana gelen maksimum yanal kazık deplasmanlar görülmektedir. Kazık tepesinde meydana gelen en yüksek yanal kazık deplasmanı şekilden de görüldüğü gibi Model 2.9’da gerçekleşmiştir. Yaklaşık 209cm’lik bu yanal kazık deplasmanı %60 relatif

sıkılıktaki kum tabakasından oluşan zemin profilindeki kazığın meydana getirdiği maksimum yanal kazık deplasmanına göre 154cm'lik bir fark oluşturmuştur.

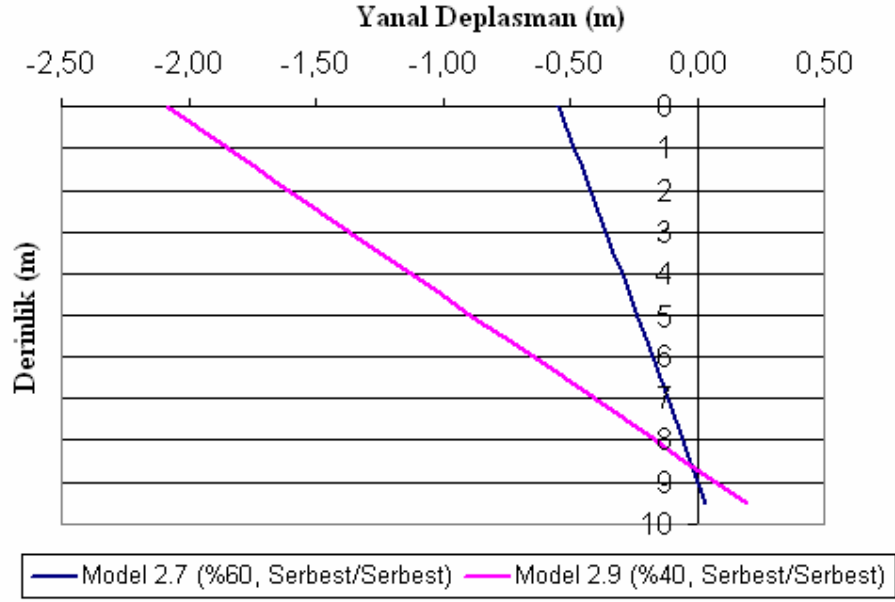


Şekil 9.91: Model 2.7 ve Model 2.9'da Meydana Gelen Maksimum Yanal Zemin Deplasmanlarının Karşılaştırılması

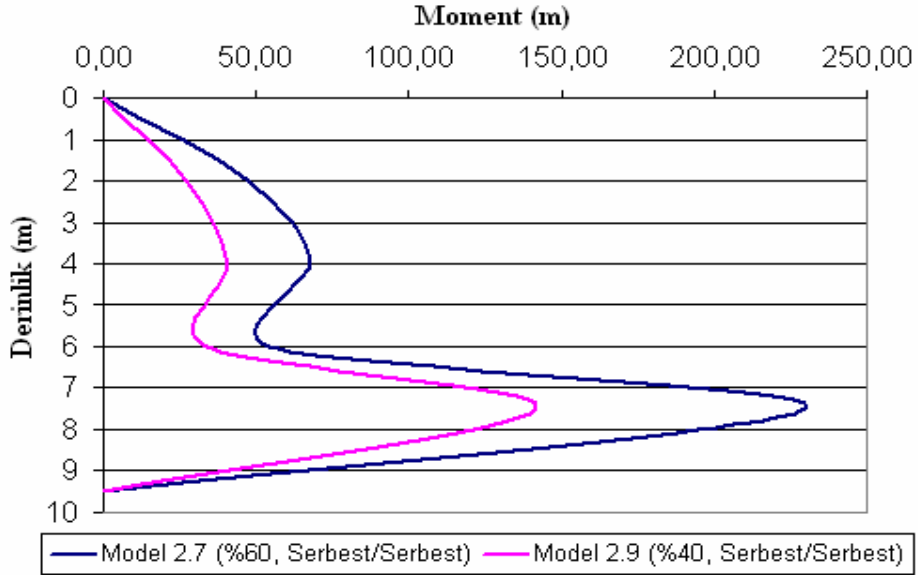
Şekil 9.93'de ise Model 2.7 ve Model 2.9'daki zemin profillerindeki yüzen kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momenti tepkileri görülmektedir. En yüksek kazık eğilme momenti (229kNm) tepkisi Model 2.9'daki yüzen kazıkta meydana gelmiştir.

%60 relatif sıkılıkta kullanılan kum zemin tabakasından oluşan zemin profilindeki yüzen kazıkta meydana gelen eğilme momenti düşük sıkılıkta kullanılan diğer modeldeki kazıkta meydana gelen eğilme momentine göre yaklaşık 88kNm daha yüksek çıkmıştır.

Yukarıda 7° eğimli tek tabakalı zemin tabakalarında farklı relatif sıkılıklarda hazırlanan (%40 ve %60) kumların dinamik yüklemeler altında sıvılaşma farklılıkları bu zemin profillerinde meydana gelen yanal deplasmanlar üzerinde incelenmiş, ve farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış kum zeminlerin bu profillerdeki kazıklar üzerindeki etkileri karşılaştırılmıştır. 7° eğimli tek tabakalı zemin profillerinde gözlenen maksimum yanal zemin deplasmanları gevşek sıkılıkta hazırlanmış kum zeminlerde yüksek olurken, yine aynı zemin profillerindeki kazıklarda meydana gelen maksimum yanal deplasman ve eğilme momenti tepkileri daha düşük relatif sıkılıkta hazırlanmış kum zeminlerde artış göstermiştir.



Şekil 9.92: Model 2.7 ve Model 2.9'da Meydana Gelen Maksimum Yanal Kazık Deplasmanlarının Karşılaştırılması



Şekil 9.93: Model 2.7 ve Model 2.9'da Meydana Gelen Maksimum Eğilme Momentlerinin Karşılaştırılması

Yukarıda farklı modeller üzerinde yapılan karşılaştırmalardan görülmektedir ki, gevşek sıkılıktaki kum tabakalarının dinamik yüklemeler altında meydana getirdikleri yanal deplasmanların daha sıkı kum tabakalarına göre daha yüksek olması bu tabakalar içindeki kazıklı temellerin davranışını oldukça değiştirmiştir.

Özellikle yüzen ve uç-kazığı olarak tasarlanan kazık modellerinde meydana gelen yanal deplasman ve eğilme momenti tepkileri oldukça farklılık göstermiştir.

9.10 Analiz Sonuçlarının Yönetmelikler İle Değerlendirilmesi

9.10.1 Japon Karayolları Birliği, (JRA)

Dinamik yükler altında sıvılaştıran zeminlerde kazıklı temellerin davranışı çeşitli yönetmeliklerde ele alınmış ve bununla ilgili olarak tasarım kuralları önerilmiştir. Analiz sonuçları ilk olarak, sıvılaştıran zeminlerde yanal zemin deplasmanlarının kazıklara uyguladıkları yükler için Japon Karayolları Birliğinde (JRA, 1996) önerilen hesap metoduyla karşılaştırılmıştır. Bu bölümde Japon Karayolları Birliği (JRA, 1996) yönetmeliğindeki sıvılaştıran zeminlerde kazıklara gelen yükler için önerilen hesap metodu incelenmiş ve bu hesap metodu DIANA-SWANDYNE II ile analiz edilen 3 model üzerinde uygulanmış (Model 2, Model 4 ve Model 5) ve elde edilen sonuçlar DIANA-SWANDYNE II ile elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Japon Karayolları Birliği, (1996) sıvılaşmanın bir sonucu olan yanal yayılmayı kazık hasarlarında esas neden olarak kabul etmiştir. Buna göre, yönetmelikte, sıvılaşmayan sığ zemin tabakasının kazığa pasif toprak basıncı uygulayacağını ve sıvılaşmış zeminin de kazığa uygulayacağı yanal basıncın toplam toprak basıncının %30'una eşit olacak şekilde uygulanacağını ifade etmekte ve tasarımcılara da kazık tasarımının bu şekilde yapılmasını önermektedir.

İlk olarak Japon karayolları birliğinde yukarıda bahsedilen hesap metodunu 7° eğimli 10m derinliğinde tek tabakalı %40 sıklıktaki sıvılaştıran Nevada kumundan oluşan zemin profilinde (Model 2) uygulayacak olursak;

0.742 boşluk oranı ile %40 relatif sıklıktaki Nevada kumunun suya doymuş birim hacim ağırlığı 19.34 kN/m^3 'dür (Arulmoli ve diğ., 1992). Tek tabakalı %40 relatif sıklıktaki Nevada kumundan oluşan zemin profilinin yüksekliği 10m'dir. Kazığın birim genişliği 1m olarak alınmıştır. JRA, (1996)'da önerilen hesap metodunun şematik diyagramı Şekil 9.94'de görülmektedir.

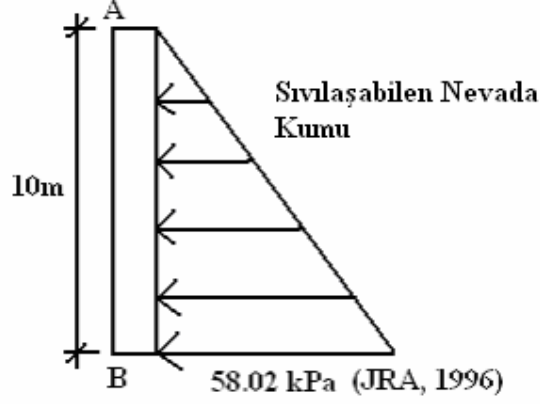
Buna göre sıvılaşmış zeminin kazığa uyguladığı yük;

Kazığın 10 metre derinliğinde B noktasında oluşan sıvılaşmış zeminin maksimum yanal basıncı;

$$F = 0.3 \times 19.34 \text{ kN/m}^3 \times 10\text{m} = 58.02 \text{ kPa},$$

B noktasında sıvılaşmış zeminin maksimum yanal basıncından dolayı meydana gelen maksimum eğilme momenti;

$$M_B = 0.5 \times 58.02 \times 10 \times 1 \times 3.33 = 966.03 \text{ kNm, olarak bulunur.}$$



Şekil 9.94: JRA, (1996)'a göre Önerilen Hesap Metodu Şematik Diyagramı (Model 2)

İkinci olarak, Japon karayolları birliğinde önerilen hesap metodunu 7° eğimli iki tabakalı altta 2m derinliğinde sıvılaşmayan zemin tabakası ile üstte 8m derinliğinde sıvılaşan Nevada kumundan oluşan zemin profilinde (Model 4) uygulayacak olursak;

İki tabakalı %40 relatif sıkılıktaki Nevada kumundan oluşan zemin profilinin yüksekliği 10m'dir. Alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası kazıya gelen yükün hesabında dikkate alınmamaktadır. JRA, (1996)'da önerilen hesap metodunun şematik diyagramı Şekil 9.95'de görülmektedir.

Buna göre sıvılaşmış zeminin kazıya uyguladığı yük;

Kazının 8 metre derinliğinde B noktasında oluşan sıvılaşmış zeminin maksimum yanal basıncı;

$$F = 0.3 \times 19.34 \text{ kN/m}^3 \times 8 \text{ m} = 46.42 \text{ kPa,}$$

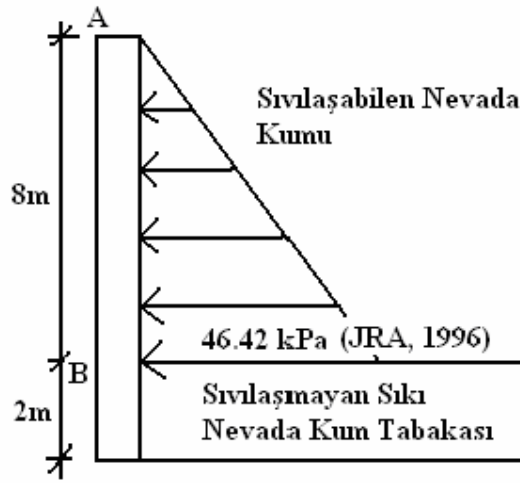
B noktasında sıvılaşmış zeminin maksimum yanal basıncından dolayı meydana gelen maksimum eğilme momenti;

$$M_B = 0.5 \times 46.42 \times 8 \times 1 \times 2.67 = 495.77 \text{ kNm bulunur.}$$

Son olarak, Japon karayolları birliğinde önerilen hesap metodunu 7° eğimli üç tabakalı %40 sıkılıktaki 2m derinliğinde altta sıvılaşmayan zemin tabakası, ortada

8m derinliğinde sıvılaştıran Nevada kumu zemin tabakası ile üstte 2m derinliğinde sıvılaştırmayan zemin tabakasından oluşan zemin profilinde (Model 5) uygulayacak olursak;

Boşluk oranı 0.550, 5.1 kPa kohezyonlu ve içsel sürtünme açısı 36.5° olan sıvılaştırmayan Nevada kumundan oluşan zeminin birim hacim ağırlığı 20.50 kN/m^3 'tür. Model tek tabakalı %40 relatif sıkılıktaki Nevada kumundan oluşan zemin profili yüksekliği 8m'dir. Alttaki sıvılaştırmayan zemin tabakası kazığa gelen yükün hesabında dikkate alınmamaktadır. JRA, (1996)'da önerilen hesap metodunun şematik diyagramı Şekil 9.96'da görülmektedir.



Şekil 9.95: JRA, (1996)'a göre Önerilen Hesap Metodu Şematik Diyagramı (Model 4)

Buna göre, üstteki sıvılaştırmayan tabakanın kazığa uyguladığı pasif toprak basıncı hesaplanırsa,

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2), \text{ ve } \phi = 34.5^\circ$$

$$K_p = \tan^2(45 + 34.5/2) = 3.61$$

$$P_p = 0.5 \times 20.50 \text{ kN/m}^3 \times (2) \times 3.61 = 74 \text{ kPa}$$

Pasif toprak basıncının B noktasında oluşturduğu maksimum eğilme momenti;

$$M_{B1} = 74 \times (2/3 + 6) \times 2 = 986.7 \text{ kNm},$$

A noktasında sıvılaşmayan kum tabakası basıncının %30'u etkidiği düşünülürse,

$$F_1 = 0.3 \times 74 = 22.2 \text{ kPa}$$

Sıvılaşmış zeminin B noktasında kazığa uyguladığı yük ise;

Kazığın 8 metre derinliğinde B noktasında oluşan sıvılaşmış zeminin maksimum yanal basıncı;

$$F_2 = 0.3 \times 19.34 \text{ kN/m}^3 \times 6 \text{ m} = 34.8 \text{ kPa},$$

B noktasında meydana gelen toplam gerilme ise;

$$F_T = F_1 + F_2 = 34.8 + 22.2 = 57 \text{ kPa}$$

B noktasında sıvılaşmış zeminin maksimum yanal basıncından dolayı meydana gelen maksimum eğilme momenti;

$$M_{B2} = 22.2 \times 6 \times 1 \times 3 + 0.5 \times 34.8 \times 6 \times 1 \times 2 = 608.4 \text{ kNm bulunur.}$$

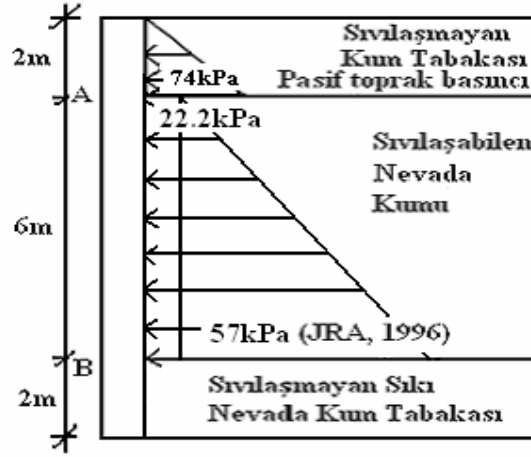
$$M_T = M_{B1} + M_{B2} = 986.7 + 608.4 = 1595.1 \text{ kNm.}$$

DIANA-SWANDYNE II'de analiz edilen bu üç modelin sonuçlar ile JRA, (1996)'daki hesap metoduyla elde edilen sonuçlar, Tablo 9.16'da karşılaştırılmıştır.

Tablo 9.16'da görüldüğü gibi, JRA, (1996)'dan elde edilen sonuçlar DIANA-SWANDYNE II analiz sonuçlarıyla karşılaştırıldığında; JRA, (1996)'da elde edilen maksimum kazık eğilme momentleri analiz sonuçlarına göre düşük çıkmıştır. Özellikle Model 4.2'de alttaki sıvılaşmayan zemin tabakası, sıvılaşan zemin tabakasının kazık üzerinde meydana getirdiği maksimum eğilme momenti tepkisini Model 2.2 ile karşılaştırıldığında sadece 160kNm azaltırken, JRA (1996)'da önerilen metotla yapılan hesaplamada bu azalma yaklaşık iki kat (966.03kNmm/495.77kNm) olmuştur.

Bununla birlikte DIANA-SWANDYNE II ile çeşitli faktörler göz önüne alınarak yapılan diğer modellerdeki kazıkların analiz sonuçları da JRA (1996)'da önerilen hesap metoduna göre farklılık göstermektedir. Yapılan analizlerde, aynı özellikteki kazık-zemin modelleri üzerinde farklı deprem hareketlerinin uygulanması kazık yanal deplasman ve eğilme momentlerini önemli şekilde değiştirmiştir. Örneğin Model 2.2'de 0.5g büyüklüğünde 2 Hz frekans içerikli deprem hareketi altında meydana gelen eğilme momenti 2349kNm olurken, 0.3g büyüklüğünde 2Hz frekans

içerikli deprem hareketi altında meydana gelen eğilme momenti tepkisi 1437.5kNm olarak ölçülmüştür. Fakat, (JRA, 1996) sıvılaştıran zeminde kazıkların eğilme momenti tepkilerinin hesabını deprem büyüklüklerini dikkate almadan değerlendirmiştir.



Şekil 9.96: JRA, (1996)'a göre Önerilen Hesap Metodu Şematik Diyagramı (Model 5)

Tablo 9.16 : DIANA-SWANDYNE II ve JRA (1996)'dan Bulunan Sonuçların Karşılaştırılması

Model No	Maksimum Eğilme Momenti, (kNm) (DS-II)	Maksimum Eğilme Momenti, (kNm) (JRA, 1996)
Model 2.2	2349.0	966.03
Model 4.2	2187.0	495.77
Model 5.2	2180.25	1595.1

Ayrıca DIANA-SWANDYNE II ile yapılan analizlerde, eğimli zemin profillerindeki kazıkların tabaka sayısına bakmaksızın, eğim derecesinin artırılmasıyla (örneğin, 3° → 7°) kazık eğilme momentlerinde artışlar gözlenmiştir. Fakat, (JRA, 1996)'da sıvılaştıran zeminlerin kazıklar üzerinde meydana yanal basınçtan söz ederken zeminin eğim derecesinden bahsetmemektedir.

9.10.2 Eurocode 8 (Kısım 5)

Eurocode 8 (Kısım 5, 1998)'de ise deprem sırasında kazıkların davranışıyla ilgili olarak;

“Kazıklar elastik kalacak şekilde tasarlanacaktır. Bu mümkün olmadığında, potansiyel plastik mafsallaşan kısımları Eurocode 8'in Kısım 1-3'de verilen kurallara göre tasarlanmalıdır.

Bu tür durumlarda, potansiyel plastik mafsallaşma aşağıda sayılanlar için kabul edilecektir:

- a. Kazık başlığından 2d derinlikte bir bölge.
- b. Kayma rijitlikleri birbirinden tamamen farklı iki tabaka arasındaki herhangi bir ara yüzden $\pm 2d$ 'lik bir bölge.

burada d kazık çapını gösterir.”

Kazıkların potansiyel olarak mafsallaşması durumunda potansiyel mafsallaşma yerleriyle ilgili olarak kazığın iki farklı noktasından bahsetmiştir. Halbuki, DIANA-SWANDYNE ile yapılan analizlerde, düşük rijitlikteki kazıklarda ve her iki ucu yanal harekete sınırlandırılmış kazıklarda maksimum eğilme momentlerinin kazıkların orta kısımlarında meydana geldiği açık şekilde görülmüştü. Kazık rijitliği ve sınır şartları kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momentlerinin yerlerini değiştirmiştir. Ayrıca yüzen kazık modellerinde kazık başının yatay harekete sınırlandırılması durumunda maksimum eğilme momentleri kazık başına yakın noktalarda toplanmıştır. Bununla birlikte sıvılaştıran ve sıvılaşmayan zemin tabakaları arasındaki arayüzlerde maksimum eğilme momentlerinin meydana geldiği noktalar olmuştur. Bu yüzden kazıklarda meydana gelebilecek plastik mafsallaşma noktaları az önce bahsedilen faktörler göz önüne alınarak değerlendirilmelidir.

9.10.3 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1998-2006)

Bayındırlık ve İskan Bakanlığınca, 2006 da son değişiklikleri ile yayınlanan "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik"te kazıklı temellere ilişkin koşullar ile ilgili olarak;

“Kazıklı temeller, eksenel yüklere ek olarak depremde oluşan yatay yüklere göre de hesaplanacaktır.

Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, (C) ve (D) gruplarına giren zeminlerde, deprem yükleri altında kazıkların yatay yataklanma parametreleri ile yatay ve eksenel yük taşıma güçlerinin belirlenmesi, saha ve laboratuvar deneylerini içeren zemin araştırmalarına göre yapılacaktır.”

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1998-2006)'da, sıvılaştıran zeminlerde kazıklı temellerin davranışıyla ilgili ifade yer almamaktadır. Kazıkların eksenel yüklere ek olarak depremde oluşan yatay yüklere göre de hesaplanacağı ifade edilmektedir, fakat bu yatay yükler hakkında belirli bir ifade yer

almamaktadır. Özellikle kazıklara uygulanan yanal yüklerle ilgili olarak sıvılaşılan zeminlerin davranışının oldukça değişmesi sıvılaşılan zeminlerde kazıklara uygulanan yanal yüklerin hangi kriterlere göre hesaplanacağıyla ilgili bir çözüm metodu önerilmemektedir.

9.10.4 Önerilen Çözüm Metotları

Bu bölümde, düz tek tabakalı sıvılaşılan zemin tabakasından, düz iki tabakalı üstte sıvılaşılan zemin tabakasıyla altta sıvılaşmayan zemin tabakasından, eğimli tek tabakalı sıvılaşılan zemin tabakasından, eğimli iki tabakalı üstte sıvılaşılan zemin tabakasıyla altta sıvılaşmayan zemin tabakasından ve eğimli üç tabakalı üstte sıvılaşmayan zemin tabakasıyla, ortada sıvılaşılan zemin tabakası ve altta sıvılaşmayan zemin tabakasından oluşan zemin profillerinde tasarlanacak kazıklar için tasarım koşulları sunulacaktır.

İlk olarak eğimli sıvılaşılan zemin profillerinde uç kısmı yatay harekete karşı sınırlı kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri analizden elde edilen sonuçlar göz önünde bulundurularak aşağıdaki şekilde tasarlanabilirler;

Model 2.2, Model 4.2 ve Model 5.2 zemin profillerindeki kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentlerine bakıldığında her üç modeldeki kazıklarda birbirine yakın değerler aldığı söylenebilir. İki ve üç tabakalı modellerde sıvılaşmayan tabakalar ihmal edilerek tek tabakalı modelde olduğu gibi (Model 2) kazık derinliği boyunca sıvılaşabilen kum tabakasının basıncı uygulanıp bir idealleştirme yapılırsa aşağıdaki bağıntı kurulabilir;

Her üç zemin profilindeki kazıklara ortalama olarak sıvılaşabilen kum tabakasının basıncı uygulanabilir. Zemin basıncı kazığa zemin derinliği boyunca üçgensel olarak aşağıya doğru artan bir basınç dağılımıyla uygulanır. Zemin basıncında esas alınacak birim hacim ağırlığı suya doymun kumun birim hacim ağırlığıdır. Kazığa uygulanan zemin basıncının %75'i hesaba katılırsa, kazığın uç kısmında meydana gelen toplam zemin basıncı;

$$F = \%75. \gamma_d .h \quad (9.1)$$

Burada, γ_d ; zeminin suya doymun birim hacim ağırlığı,

h ise; kazığın toplam boyudur.

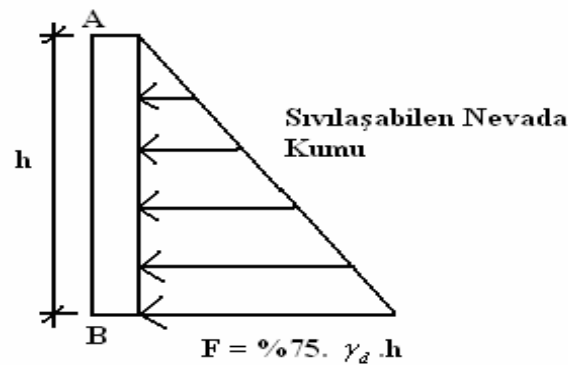
Kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momenti ise,

$$M_{maks} = 0.75 \cdot \gamma_d \cdot h^2 \cdot (0.5) \cdot w \cdot (L/3) \quad (9.2)$$

Burada; w, kazığın yanal zemin basıncına maruz kaldığı genişliktir.

Burada dikkat edilmesi gereken bir nokta, kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentinin yeridir. Tek tabakalı eğimli zemin profilindeki kazıkta kazığın yaklaşık uç kısmına yakın kısımlarında (yaklaşık kazık boyunun 1/5) toplanırken, iki tabakalı ve üç tabakalı eğimli zemin profillerindeki kazıklarda iki tabaka arasındaki arayüzde meydana gelmektedir. Şekil 9.97’de kazığa uygulanan idealleştirilmiş zemin basıncının şematik diyagramı görülmektedir.

Burada dikkat edilecek önemli bir husus, (9.2)’deki bağıntı tek, iki ve üç tabakalı zemin profillerindeki kazıkların uç-kısımının yatay harekete sınırlandırıldığı koşullarda geçerli olmasıdır. Eğimli tek, iki ve üç tabakalı zemin profillerinde kazık ucunun yatay harekete serbest bırakılması durumunda kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri 10 ile 15 kat arasında azalmaktadır (örneğin; Model 2.2 (Serbest/Tutulu)→2349kNm, Model 2.7 (Serbest/Serbest)→229.5kNm). Kazığın baş ve uç kısmı yatay harekete sınırlandırılması halinde de aynı durum geçerli olmaktadır. Eğimli zemin profillerinde baş ve uç kısmı yatay harekete sınırlandırılmış kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momenti yine baş kısmı yatay harekete serbest bırakılmış kazıklarınkine göre 7-8 kat daha düşük olmaktadır (örneğin; Model 4.2 (Serbest/Tutulu)→2187kNm, Model 4.7 (Tutulu/Tutulu)→276.75kNm). Fakat burada dikkat edilmesi gereken nokta, baş kısmı serbest ve uç kısmı yatay harekete sınırlandırılmış kazıklarda maksimum momentler alttaki sıvılaşan ve sıvılaşmayan iki tabaka arasındaki arayüzde yada kazık ucunun alt kısımlarında toplanırken, baş ve uç kısmı yatay harekete sınırlandırılmış kazıklarda maksimum eğilme momenti kazığın orta noktalarında gelişmektedir.



Şekil 9.97: Kazığa Uygulanan İdealleştirilmiş Yanal Zemin Basıncı

Kazık rijitliği ise kazık davranışını etkileyen önemli parametrelerden biri olmuştur. Analiz sonuçlarına göre, rijitliği 56000kNm^2 'den daha düşük kazıklarda meydana gelen eğilme momentleri yüksek rijitlikteki kazıklarda oluşan momentlere göre daha düşük değerler almıştır. Bu ise, düşük rijitlikteki kazıkların arkasındaki zemin basıncının tam olarak gelişmemesinden kaynaklanmaktadır. Dolayısıyla 56000kNm^2 den daha düşük kazıkların eğilme momenti tepkileri (9.2) bağıntısının yaklaşık %15'i alınarak değerlendirilebilir (örneğin; Model 5.2 (67500kNm^2)→ 2180kNm , Model 5.7 (2250kNm^2)→ 334.13kNm).

Sıvılaştan zeminlerde kazıklarda meydana gelen maksimum momentler deprem büyüklüğü göz önüne alınarak değerlendirilebilir. (9.2) bağıntısında hesaplanacak maksimum eğilme momenti ($0.5g$ 'e göre) deprem büyüklüğünün daha düşük ($0.3g$) olması durumunda yaklaşık %35 oranında azaltılabilir (örneğin; Model 2.2 ($0.5g-2\text{Hz}$)→ 2349kNm , Model 2.3 ($0.3g-2\text{Hz}$)→ 1437.75kNm). Bayındırlık ve İskan Bakanlığınca, 2006 da son değişiklikleri ile yayınlanan "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik"te tanımlanan etkin yer ivmesi katsayısı kazık inşası yapılacak deprem bölgesine göre seçilip kazıkta meydana gelen maksimum momentler 9.2'deki bağıntıya göre belirlenebilir.

Yukarıda bahsedilen tanımlamalar düz tek tabakalı ve iki tabakalı zemin profilleri için de uygulanabilir. Fakat bu zemin profillerindeki uç kısmı yatay harekete serbest bırakılmış kazıkların çok az yanal deplasman ve eğilme momenti tepkileri verdikleri hesaba katılmalıdır.

10. SONUÇLAR

Bu çalışmada dinamik yüklemeler altında sıvılaşan zeminlerde kazıklı temellerin davranışı incelenmiştir. Çeşitli araştırmacıların geçmiş depremlerde sıvılaşan zeminlerde ağır hasara uğrayan kazıklı temeller üzerine sunduğu vaka analizleri ve bununla birlikte yönetmeliklerde sıvılaşan zeminlerde kazıklı temellerin tasarım prosedürleri incelenmiştir. Sıvılaşan zeminlerde kazıklı temellerin davranışı üzerine çeşitli araştırmacıların gerçekleştirdikleri santrifüj deney sonuçları, sarsma tablası deney sonuçları, arazi deney sonuçları ve yine çeşitli araştırmacıların geliştirdikleri analitik modelleme çalışmalarının sonuçları incelendikten sonra konunun temel yönleri açığa çıkarılmıştır.

Kohezyonsuz zeminlerde yanal yükler altında kazıklı temellerin davranışı SAP2000 analiz programında incelenmiş ve analiz sonuçları zemin reaksiyon metodu ile bulunan sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonuçlarının oldukça başarılı olduğu kaydedilmiş ve kohezyonsuz zeminlerde yanal yükler altında kazıklı temellerin yanal deplasman ve eğilme momenti hesabında SAP2000 programının kullanılabilir olduğu kabul edilmiştir. Fakat, sıvılaşan zemin davranışının belirli kurallar çerçevesinde modellenememesi dolayısıyla sıvılaşan zeminlerde kazıklı temellerin davranışlarının sıvılaşan zeminlerin davranışıyla önemli ölçüde değişmesi SAP2000 analiz programında kazıklı temellerin davranışının gereği gibi anlaşılamamasına neden olmuştur. Bu yüzden SAP2000 analiz programının sıvılaşan zeminlerde kazıklı temellerin davranışında kullanılabilir olmadığına karar verilmiş ve kazıklı temelin davranışında sıvılaşan zeminin de davranışını birlikte değerlendiren DIANA-SWANDYNE II sonlu eleman analiz programıyla konu üzerinde çalışmalara devam edilmiştir.

Sıvılaşabilen zeminlerde kazıklı temellerin davranışı DIANA-SWANDYNE II sonlu eleman analiz programıyla incelenmiştir. Farklı zemin profillerinde modellenen zemin ve kazık elemanları sonlu elemanlara bölünerek zemin-kazık sistemi ağı oluşturulmuş ve oluşturulan zemin-kazık sistemi ağları farklı büyüklük ve frekanstaki deprem hareketleri altında analiz edilmiştir. Zemin profilleri, düz tek ve iki tabakalı sıvılaşan Nevada kumundan, 3° ve 7° eğimli tek tabakalı sıvılaşan Nevada kumundan, 3° ve 7° eğimli iki tabakalı üstte sıvılaşan Nevada kumu ile altta sıvılaşmayan kohezyonlu sıkı kumdan ve 3° ve 7° eğimli üç tabakalı üstte

sıvılaşmayan kohezyonlu sıkı kum, ortada sıvılaşan Nevada kumu ile altta sıvılaşmayan kohezyonlu sıkı kumdan oluşan zemin tabakalarından oluşmaktadır. Zemin profillerindeki kazıklar ise baş ve uç kısımları yatay harekete serbest yada sınırlı olmak üzere farklı iki sınır koşuluna göre modellenmiştir.

Zemin-kazık modelleri üzerinde yapılan analizlerden çıkan sonuçlardan ilki, farklı relatif sıkılıklarda hazırlanmış sıvılaşan Nevada kumunun kazık davranışları üzerinde farklı etkileri gözlenmiştir. Gevşek (%40) Nevada kumundan hazırlanan zemin profillerinde uç-kısmı yatay harekete sınırlı kazıklı temellerin yanal deplasman ve eğilme momenti tepkileri, daha sıkı (%60) Nevada kumundan hazırlanan zemin profillerindeki uç-kısmı yatay harekete sınırlı kazıkların yanal deplasman ve eğilme momenti tepkilerinden zemin profillerindeki tabaka sayısını dikkate almaksızın yaklaşık 1.2 kat daha büyük olduğu gözlenmiştir (örneğin; Model 5.1 (%60)→1788.75kNm ve Model 5.2 (%40)→2180.25kNm). Bu sonuca göre, uç kısmı yatay harekete sınırlı kazıklarda meydana gelen yanal deplasman ve eğilme momenti tepkilerinin sıvılaşan Nevada kumunun relatif sıkılığına bağlı olarak oldukça değişiklik gösterdiği kaydedilmiştir.

Analizlerden elde edilen diğer bir sonuç ise, aynı relatif sıkılıkta hazırlanmış sıvılaşan Nevada kumundan oluşan farklı tabaka sayısında ve eğimdeki zemin profillerindeki kazıkların yanal deplasman ve eğilme momenti tepkilerinin karşılaştırılmasında 7° eğimli tek tabakalı zemin profilindeki kazığın en yüksek tepkilere maruz kaldığı görülmüştür. Buradan çıkan sonucun, aynı uzunluktaki kazıkların maruz kaldıkları sıvılaşan zemin basıncının kazık derinliği boyunca artması aynı oranla kazık yanal deplasman ve eğilme momentlerini artırdığını açık olarak söyleyebiliriz.

Aynı zemin profillerinde farklı rijitlikte kazıkların kullanılması kazık tepkilerini etkileyen diğer önemli faktörlerden biri olmuştur. Düşük rijitlikte kazıkların kullanılması özellikle eğimli zeminlerde kazık yanal deplasmanlarını yüksek rijitlikte kazıklara göre oldukça artırmıştır. Bu kazıklarda meydana gelen eğilme momentlerinin diğer yüksek rijitlikteki kazıklara göre daha düşük çıkması yanal kazık deplasmanlarının neredeyse yanal zemin deplasmanlarıyla birlikte gelişmesi kazıkların maruz kaldıkları yanal zemin basıncının azalmasına bağlanmıştır.

Analiz sonuçlarından çıkan bir başka gözlem ise zemin profillerindeki kazıkların davranışının zemin profilinin eğim derecesiyle farklılık göstermesidir. Özellikle uç kısmı yatay harekete serbest kazıklar üzerinde yapılan analizlerde, zemin profilinin eğim derecesinin artması bu profildeki kazığın yanal deplasman ve eğilme momenti

tepkisini oldukça artırmıştır. Düz zemin profilindeki kazıkta meydana gelen tepkiler eğimli modele göre oldukça düşük kalmıştır.

Dinamik yükler altında sıvılaştıran zeminlerde beş farklı zemin profillerindeki kazıkların davranışında gözlenen önemli bir sonuç ise, kazık uç kısımlarının yatay harekete sınırlandırılması durumunda kazıkta meydana gelen eğilme momentlerinin büyüklüğü olmuştur. Analiz sonuçlarına bakılırsa, en yüksek eğilme momentleri az önce bahsedilen sınır şartına sahip olan kazıklarda görülmüştür. Bu sonuçla, bu beş farklı zemin profillerinde kazık uçlarının rijit bir kaya tabakası içinde olduğu kabul edilerek, bu tür kazıklarda önemli eğilme momentlerinin meydana geleceği açık şekilde ifade edilebilir.

Farklı büyüklükteki ve farklı frekans içeriğindeki deprem hareketleri zemin-kazık modellerinde kazık davranışını belirleyen önemli faktörlerden biri olmuştur. Deprem büyüklüğünün artırılması kazıklarda meydana gelen yanal deplasman ve eğilme momenti tepkilerini de aynı oranda artırmıştır. Örneğin tüm modellerde 0.3g deprem büyüklüğünün 0.5g'ye çıkarılması, 0.3g'de kazıklarda ölçülen maksimum eğilme momenti tepkilerini yaklaşık %65 artırmıştır (örneğin; Model 2.2 (0.5g-2Hz)→2349kNm, Model 2.3 (0.3g-2Hz)→1437.75kNm). Ayrıca, deprem hareketinin frekans içeriğinin artırılması tüm modellerdeki kazıklarda meydana gelen yanal deplasman ve eğilme momenti tepkilerini oldukça düşürmüştür.

Analiz sonuçlarından çıkan bir başka gözlem, farklı zemin profillerinde kazıkların baş ve uç kısımlarının yatay harekete serbest yada sınırlandırılması durumunda sergiledikleri davranışlar olmuştur. Kazık uç kısmı yatay harekete sınırlandırılmış kazıklarda kazık baş kısımlarının serbest yada tutulu olması durumunda kazık davranışları karşılaştırılmış ve baş kısmı yatay harekete tutulu kazıklarda baş kısmı serbest olan kazıklara göre daha düşük yanal deplasman ve eğilme momenti tepkileri verdikleri gözlenmiş, baş ve uç kısmı tutulu kazıkların sıvılaştıran yanal zemin yüklerine karşı daha dirençli olduğu sonucu ortaya çıkmıştır.

Kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentlerinin yerleri ise zemin profiline, kazık baş ve uç sınır şartlarına ve kazık rijitliğine bağlı olarak değişiklik göstermiştir. Düz iki tabakalı, eğimli iki ve üç tabakalı zemin profillerinde uç kısmı yatay harekete sınırlı yada serbest bırakılmış kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri sıvılaştıran zemin tabakasıyla sıvılaşmayan zemin tabakası arasındaki arayüzde meydana gelmiş, düşük rijitlikte ve her iki ucu yatay harekete sınırlandırılmış kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri kazığın orta kısımlarında toplanmış ve son olarak da kazık ucunun serbest ve baş kısmının yatay harekete sınırlandırılması durumunda ise kazıkta meydana gelen maksimum

eğilme momentleri kazık tepesine yakın kısımlarda toplanmıştır. Bu gözlemle, kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momentlerinin yerlerinin zemin profiline, kazık rijitliğine ve kazık baş ve uç sınır şartlarına önemli şekilde bağlı olduğu sonucuna varılmıştır.

Beş farklı model üzerinde yapılan analiz sonuçları, sıvılaştan zeminlerde kazıklı temellerin davranışının bir çok faktöre bağlı olarak değişiklik gösterdiğini ortaya koymuştur. Bu sonuçla, sıvılaştan zemin bölgelerinde kazıklı temellerin davranışının doğru şekilde tespit edilmesi yukarıdaki faktörlerin göz önüne alınmasıyla bu bölgede yapılacak detaylı ve güvenilir bir araştırmaya bağlı olduğu kanısına varılmaktadır.

Beş model üzerinde yapılan analiz sonuçları dikkate alınarak, kazıkların sıvılaştan zemin bölgelerinde inşa edilmesi durumunda göz önüne alınacak faktörler aşağıda maddeler halinde sıralanabilir;

- a. Dinamik yüklemeler altında sıvılaştan zemin bölgelerinde inşa edilecek kazıkların doğru olarak projelendirilmesinin ilk şartı, bu tür zemin bölgelerindeki kum tabakaların relatif sıkılıklarının arazi ve laboratuvar deneyleriyle doğru olarak belirlenmesine bağlı olmaktadır. Analiz sonuçlarında, sıvılaştan zeminlerde kazık davranışlarının kum tabakalarının relatif sıkılığıyla nasıl değiştiği açık olarak görülmüştü.
- b. Sıvılaştan zemin bölgelerinde arazi profilinin ne kadar önemli olduğu farklı zemin profillerindeki kazıkların davranışı analiz sonuçlarında gözlenmiştir. Özellikle eğimli zemin profillerinde inşa edilecek kazıkların uç-taşıma kazığı olarak projelendirilmesi önerilir. Eğimli sıvılaştan zemin profillerinde yanal zemin hareketinin büyük miktarlarda olması yüzen kazıklarda yüksek yanal deplasmanları meydana getirmekte ve bu tür kazıklar eğimli zemin yanal deplasmanları ile birlikte aşağı doğru sürüklenmektedir.
- c. Kazık sınır şartları ise sıvılaştan zeminlerde kazık davranışını etkileyen önemli parametrelerden biri olmuştur. Sıvılaştan zemin bölgelerinde uygulanacak kazık projelerinde kazık ucunun rijit bir kaya tabakasında yatay harekete sınırlı olması durumunda kazığın yüksek eğilme momentlerine maruz kaldığı göz önüne alınmalıdır. Bu gibi durumlarda kazık projeleri az önce bahsedilen durum göz önüne alınarak projelendirilmelidir.
- d. Yukarıda az önce bahsedilen durumda, kazık yapım maliyeti göz önünde bulundurularak kazıklarda yüksek eğilme momentleri istenmiyorsa ve sıvılaştan

zeminin altında sıvılaşmayan sıkı kum zemin tabakası yada kil tabakası mevcutsa, en iyi çözüm kazıkları sıvılaşmayan zemin tabakası içine yerleştirmektir. Fakat bu durumda, özellikle dinamik yükler altında sıvılaşan eğimli zemin profillerinde kazık tepesinde oluşacak yanal deplasman miktarları göz önüne alınarak projelendirme yapılmalıdır.

- e. Sıvılaşan zemin bölgelerinde uygulanacak kazık projelerinde kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momentlerinin kazıkta gelişeceği kısımların doğru olarak belirlenmesidir. İki tabakalı ve üç tabakalı zemin profillerinde yüksek rijitlikte kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentlerinin sıvılaşan ve sıvılaşmayan iki tabaka arasındaki arayüzde yoğunlaştığı, zemin profiline bakmaksızın düşük rijitlikte kazıklarda ve kazık baş ve uç kısımlarının yatay harekete sınırlandırıldığı durumlarda meydana gelen maksimum eğilme momentlerinin kazığın orta kısımlarına kaydığı, düz tek tabakalı ve eğimli tek tabakalı sıvılaşan zeminlerde kazıklarda meydana gelen eğilme momentlerinin uç kısımlarda meydana geldiği ve son olarak uç kısmı yatay harekete sınırlı baş kısmı serbest kazıklarda meydana gelen eğilme momentlerinin kazık tepesine yakın kısımlarda toplandığı göz önünde bulundurularak kazık projelerinin uygulanması önem arz etmektedir.
- f. Son bir öneri olarak, sıvılaşan zemin bölgelerinde yapılacak kazıklar için yukarıda bahsedilen tüm faktörlerin yanında, sıvılaşan zemin bölgesinin depremselliği de kazık projelendirilmesinde dikkat edilmesi gereken faktörlerden biri olmaktadır. Bunun için kazıklı temel inşa edilecek zemin bölgesinin Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1998-2006)'te tanımlanan deprem bölge derecesi ile bu deprem bölge derecesine karşılık gelen etkin yer ivme katsayısının belirlenmesi ve bu etkin yer ivme katsayısına göre kazık projelendirilmesi gerekmektedir. Zira yapılan analizlerde deprem büyüklüğünün sıvılaşan zeminlerde kazık tepkilerini ne ölçüde etkilediği belirlenmişti.

Bu çalışmada göz önüne alınmayan bir husus kazık gruplarıyla ilgilidir. Kazık grupları üzerinde yapılan literatür çalışmalarında, sıvılaşan zeminlerde kazık gruplarının davranışlarında kazık etkileşimlerinin de içine dahil edildiği düşünülürse, tek bir kazığın kazık grubundan farklı bir davranış sergilediği açık olarak görülmektedir. Bu yüzden ileriki çalışmalarda sıvılaşan zeminlerde tek kazıkların davranışı yanında kazık gruplarının da modellenip davranışlarının incelenmesi ile ileride bu alanda yapılacak çalışmanın en doğru şekilde tamamlanacağına inanıyorum.

KAYNAKLAR

- Abdoun, T.**, 1997. Modelling of seismically induced lateral spreading of multi-layered soil and its effect on pile foundations, *PhD Thesis*, UMI, Rensselaer Polytechnic Institute, New York.
- Abdoun, T. and Dobry, R.**, 2002. Evaluation of pile foundation response to lateral spreading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22**, 1051-1058.
- Abghari, A. and Chai, J.**, 1995. Modeling of soil-pile-superstructure interaction for bridge foundations, *Proc. Performance of Deep Foundations under Seismic Loading*, J. P. Turner, ed., ASCE, New York, 45-49.
- ABYYHY**, 1998. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *İnşaat mühendisleri Odası İzmir Şubesi Yayını No. 25*, Resmi Gazete, 23.390.
- Arduino, P. et al.**, 2002. Dynamic stiffness of piles in liquefiable soils, *Research Report*, Washington State Transportation Center, WA-RD 514.1.
- Arulanandan, K. and Scott, R.F.**, 1993. VELACS, *Proceedings of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis Of Soil Liquefaction Problems*, Davis, California, USA, October 1993, 87-108.
- Arulmoli, K. et al.**, 1992. VELACS Laboratory testing program-soil data report, *The Earth Technology Corporation*, Project No. 90-0562.
- Bartlett, S.F. and Youd, T.L.**, 1995. Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction induced lateral spreading, *ASCE Journal of Geotech. Eng.*, **121**, 316-329.
- Berrill, J.B.**, 1997. Lateral spreading loads on a piled bridge foundation, *Seismic Behaviour of ground and geotechnical structures*, Seco E Pinto, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 173-183.

- Berrill, J.B. et al.**, 2001. Case study of lateral spreading forces on a piled foundation, *Géotechnique*, **51**, 501-517.
- Bhattacharya, H.**, 2003. Pile instability during earthquake liquefaction, *PhD Thesis*, University of Cambridge, UK.
- Bhattacharya, H. et al.**, 2002. An alternative mechanism of pile failure in liquefiable deposits during earthquakes, *Technical Report of University of Cambridge*, CUED/D-SOILS/TR324 (Oct 2002), UK.
- Bhattacharya, H. et al.**, 2003. Pile instability during earthquake liquefaction, *Proc. of the 16th ASCE Engineering Mechanics Conference (EM-03)*, University of Washington, Seattle, July 16-18, 404.
- Chan, A.H.C.**, 1993. DIANA-SWANDYNE II Manual, (Part 1-14), *Department of Civil Engineering, Birmingham University*, England.
- Chan, A.H.C.**, 1988. A unified finite element solution to static and dynamic problems in geomechanics, *PhD thesis*, University of Wales, Swansea, UK.
- Chaudhuri, D.**, 1998. Liquefaction and lateral soil movement effects on piles, *PhD Thesis*, UMI, Cornell University, US.
- Cubrinovski, M. et al.**, 2005. Interpretation from large-scale table tests on piles undergoing lateral spreading in liquefied soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **02**, 1-12.
- CYCLIC 1D**, 2005. Version 1.0, Yang, Z. and Elgamal, A., *Copyright © 2001-2005 University of San Diego*, <http://cyclic.ucsd.edu>.
- Çinicioglu, S.F.**, 2005. Zeminlerde statik ve dinamik yüklemeler altında taşıma gücü ve anlayışı, *İnşaat Mühendisleri Odası Semineri*, İstanbul, 19 Şubat, s. 1-25.
- Davisson, M.T.**, 1970. Lateral load capacity of piles, *Highway Research Record*, Washington, D.C., 104-112.
- Day, R.W.**, 2004. Geotechnical Earthquake Engineering Handbook, McGraw-Hill, New York.

- Dobry, R. et al.**, 2003. Pile Response to Lateral Spreads: Centrifuge Modeling, *ASCE Journal of Geotech. Eng.*, **129**, 869-878.
- Dobry, R. et al.**, 2003. Single Piles in Lateral Spreads: Field Bending Moment Evaluation, *ASCE Journal of Geotech. Eng.*, **129**, 879-889.
- Elgamal, A.W. et al.**, 1991. Design, construction and operation of a 100g-ton centrifuge at RPI, *Centrifuge 91*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 27-34.
- Erken, A. and Ansal, A.M.**, 1994. Liquefaction characteristics of undisturbed sands, performance of ground and soil structure during earthquakes, *13th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng.*, New Delhi, January 5-10, 165-170. (in India).
- Eurocode 8**, 1998. Design provisions for earthquake resistance of structures, Part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects, *European Committee for Standardization*, Brussels.
- Finn, W.D.L. and Fujita, N.** 2002. Piles in liquefiable soils: Seismic analysis and design issue, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22**, 731-742.
- Haigh, S.K. et al.**, 2000. Lateral spreading during centrifuge model earthquakes, *Proceeding GeoEng2000*, November 2000, Melbourne.
- Haigh, S.K. and Madabhushi, S.P.G.**, 2002. Centrifuge modelling of lateral spreading past pile foundations, *Proc. International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, St. John's, Newfoundland, Canada, July 2002.
- Hamada, M. et al.**, 1986. Study on liquefaction-induced permanent ground displacements, *Association for the Development of Earthquake Prediction*, Tokyo, Japan.
- Hamada, M.**, 1992. Case studies of liquefaction and lifelines performance during past earthquake, Technical Report NCEER-92-0001, Volume 1, Japanese Case Studies, *National Centre for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, NY.

- Hamada, M.**, 1992a. Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake, Case studies of liquefaction and lifelines performance during past earthquake, *Technical Report NCEER-92-0001, Volume 1, Japanese Case Studies, National Centre for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, NY.
- Hamada, M. and O'Rourke, T.D.**, 1992. Case Histories of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes, *Technical Report, NCEER-92-0001, National Center for Earthquake Engineering Research*, State University of New York, Buffalo, NY.
- Hamada, M. and Wakamatsu, K.**, 1998. A study on ground displacement caused by soil liquefaction, *J. Geotech. Eng.*, ISCE III-43, **596**, 189-208. (in Japanese).
- Hwang, J. et al.**, 2005. Viscous fluid characteristics of liquefied soils and behaviour of piles subjected to flow of liquefied soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **02**, 1-11.
- Ishihara, K.**, 1985. Stability of natural deposits during earthquakes, *Proceedings of the 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, San Francisco, 321-376.
- Ishihara, K.**, 1997. Terzaghi oration: Geotechnical aspects of the 1995 Kobe earthquake, *Proceedings of ICSMFE*, Hamburg, s. 2047-2073.
- Ishihara, K.**, 2003, Liquefaction-Induced lateral flow and its effect on foundations piles, *5th National Conference on Earthquake Engineering*, İstanbul, May 26-30, 1-28.
- Japan Road Association (JRA)**, 1996. Specifications for highway bridges, Part 5: *Seismic Design*, Japan.
- Jinchi, L. et al.**, 2004. Computational modeling of nonlinear soil-structure interaction on parallel computers, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 530-543.
- Kutter, B.L. et al.**, 1994. Design of a large earthquake simulator at UC Davis, *Proceeding Centrifuge 94*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 169-175.

- Law, K.H. and Mackay, D.R.,** 1993. A parallel row-oriented sparse solution method for finite element structural analysis, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, volume 36, 2895-2919.
- Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H.G.,** 2005. Pseudostatic approach for seismic analysis of piles in liquefying soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **131**, 1480-1487.
- Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H.G.,** 2002a. Numerical model for seismic analysis of piles in liquefying soil, *Deep Foundation Congress*, Orlando, FL., 274-289.
- Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H.G.,** 2002b. Numerical simulation of soil liquefaction due to earthquake loading, *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, **22**, 511-523.
- Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H.G.,** 2002c. A numerical model for dynamic soil liquefaction analysis, *Soil Dyn. Earthquake Eng.*, **22**., 1007-1015.
- Matsui, T. and Oda, K.,** 1996. Foundation damage of structures, *Soil and Foundations*, Special Issue of Geotechnical Aspects of the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake, 189-200.
- Miwa, S. et al.,** 2005. Damage process of pile foundation in liquefied ground during strong ground motion, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **05**, 1-12.
- National Research Council (NRC),** 1985. Liquefaction of soils during earthquakes, Report No:CETS-EE-001, *Committee on Earthquake Engineering*. National Academy Press, Washington, D.C.
- National Geophysical Data Center (NGDC),** <http://www.ngdc.noaa.gov>.
- Prakash, S. and Sharma, H.D.,** 1990. Pile Foundations in Engineering, John Wiley and Sons, New York.
- Reese, L.C. and Matlock, H.,** 1956. Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth, *Proc. 8th Texas Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Austin, TX., 1-41.

- Reese, L.C.**, 1977. Laterally loaded piles: Program documentation, *J. Geotechnical Eng. Div.*, ASCE, vol. 103, No. GT, April, 287-305.
- Reese, L.C. and Welch, R.C.**, 1975. Lateral loading of deep foundations in stiff clay, *J. Geotechnical Eng. Div.*, ASCE, vol. 101, No. GT, July, 633-649.
- Rollins, K.M. et al.**, 2005. Lateral Resistance of a full-Scale Pile Group in Liquefied Sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **131**, 115-125.
- Seed, H.B.**, 1976. Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes, *ASCE National-Convention on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering*, P.A. September 27-October ASCE Preprint, 2752.
- Seed, H.B.**, 1991. Liquefaction Manual. Course Notes for CE 275: *Geotechnical Earthquake Engineering*, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M.**, 1982. Ground motions and soil liquefaction during earthquakes, *Earthquake Engineering Research Institute*, University of California, Berkeley.
- Suda, Y. et al.**, 2002. Investigation of lateral loads applied to piles during lateral spreading:description of the experiment. *Proceeding 57th Conf. Japan Social Civ. Eng.* 1057-1058, Japanese.
- Tabesh, A. and Poulos, H.G.**, 2001b. Pseudostatic approach for seismic analysis of single piles, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **127**, 757-765.
- Takata, T. et al.**, 1965. Damage to bridges in Niigata earthquake. Report No:125-5, *Public Works Research Institute*, Japanese.
- Toğrol, E. ve Tan, O.**, 2003. Kazıklı Temeller, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- Tokimatsu, K. et al**, 2005. Effects of inertial and kinematic interaction on seismic behaviour of pile with embedded foundation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **11**, 753-762.

- Tokimatsu, K. et al.**, 1998. Effects of lateral ground movements on failure patterns of piles in the 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake, *Proceedings of a speciality conference, Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dyn. III, ASCE Geotechnical special publication*, **75**, 1175-1186.
- Tokimatsu, K. and Suzuki, H.**, 2004. Pore water pressure response around pile and its effects on p-y behaviour during soil liquefaction, *Soil and Foundations*, **44**, 101-110.
- Towhata, I. et al.**, 1992. Prediction of permanent displacement of liquified ground by means of minimum energy principle. *Soil and Foundation*, **32**, 97-116.
- Uzuoka, R. et al.**, 1998. Fluid dynamics based prediction of liquefaction induced lateral spreading, *Computational Geotech.*, **22**, 243-282.
- Wang, Y.**, 2001. Evaluation of pile foundation retrofitting against lateral spreading and inertial effects during liquefaction using centrifuge models, *MS Thesis*, Dept. of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York.
- Wilson, D.W. et al.**, 2000. Observed Seismic Lateral Resistance of Liquefying Sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, **126**, 898-996.
- Yao, S. et al.**, 2004. Interactive behaviour of soil-pile-superstructure system in transient state to liquefaction by means of large shake table tests, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**, 397-409.
- Yokoyama, K. et al.**, 1997. "Design methods of bridge foundations against soil liquefaction and liquefaction-induced ground flow." *2nd Italy-Japan Workshop on Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Rome, February 27-28, 109-131.
- Yoshida, N. and Hamada, M.**, 1991. Damage to foundation piles and deformation pattern of ground due to liquefaction-induced permanent ground deformations, *3rd Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Technical Report, NCEER 91-0001*, NCEER, Buffalo, New York, 147-161.

EKLER

EK A1. DIANA-SWANDYNE-II MODEL AĞI OLUŞTURMA GİRDİ DOSYASI (MODEL 5.2)	199
EK A2. DIANA-SWANDYNE-II PLOT GİRDİ DOSYASI (MODEL 5.2)	202
EK A3. DIANA-SWANDYNE-II STATİK ANALİZ BAŞLANGIÇ GİRDİ DOSYASI (MODEL 5.2)	204
EK A4. DIANA-SWANDYNE-II STATİK ANALİZ GİRDİ VERİ DOSYASI (MODEL 5.2)	205
EK A5. DIANA-SWANDYNE-II DİNAMİK ANALİZ GİRDİ VERİ DOSYASI (MODEL 5.2)	208

A1. DIANA-SWANDYNE-II MODEL AĞI OLUŞTURMA GİRDİ DOSYASI
(MODEL 5.2)

MPOIN: 100000 (MODEL 5.2)
MTIEN: 1000
1d-4 ! tolcd
1 ! type of block (number of elem=3*2)
1 4 3 2 ! nshap nnode nrint nsint
0.0 8.0 ! xbock ybock
0.0 2.0
15.0 3.84176841
15.0 9.84176841
1 4 4 1 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
3*1 ! rfact
2*1 ! sfact
1 ! type of block (number of elem=3*2)
1 4 3 2 ! nshap nnode nrint nsint
15.60 9.91543915 ! xbock ybock2
15.60 3.91543915
30.60 5.757207564
30.60 11.757207564
1 4 4 1 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
3*1 ! rfact
2*1 ! sfact
1 ! type of block (number of elem=3*1)
1 4 3 1 ! nshap nnode nrint nsint
15.0 9.84176841 ! xbock ybock
15.0 3.84176841
15.60 3.91543915
15.60 9.91543915
1 4 4 1 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
3*1 ! rfact
1*1 ! sfact
1 ! type of block (number of elem=3*1) (pile material)
1 4 3 1 ! nshap nnode nrint nsint
15.0 9.84176841 ! xbock ybock
15.0 3.84176841
15.60 3.91543915
15.60 9.91543915
1 4 0 2 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
3*1 ! rfact
1*1 ! sfact

```

1 ! type of block (number of elem=1*1) (pile material)
1 4 1 1 ! nshap nnode nrint nsint
15.0 3.84176841 ! xbock ybock
15.0 1.84176841
15.60 1.91543915
15.60 3.91543915
1 4 0 2 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
1*1 ! rfact
1*1 ! sfact
1 ! type of block (number of elem=1*1) (pile material)
1 4 1 1 ! nshap nnode nrint nsint
15.0 11.84176841
15.0 9.84176841
15.60 9.91543915
15.60 11.91543915
1 4 0 2 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
1*1 ! rfact
1*1 ! sfact
1 ! type of block (number of elem=1*2)
1 4 1 2 ! nshap nnode nrint nsint
0.0 2.0 ! xbock ybock
0.0 0.0
15.0 1.84176841
15.0 3.84176841
1 4 4 3 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
1*1 ! rfact
2*1 ! sfact
1 ! type of block (number of elem=1*2)
1 4 1 2 ! nshap nnode nrint nsint
15.60 3.91543915 ! xbock ybock
15.60 1.91543915
30.60 3.757207564
30.60 5.757207564
1 4 4 3 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
1*1 ! rfact
2*1 ! sfact
1 ! type of block (number of elem=1*1)
1 4 1 1 ! nshap nnode nrint nsint
15.0 3.84176841 ! xbock ybock
15.0 1.84176841
15.60 1.91543915
15.60 3.91543915
1 4 4 3 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
1*1 ! rfact
1*1 ! sfact
1 ! type of block (number of elem=1*2)
1 4 1 2 ! nshap nnode nrint nsint
0.0 10.0 ! xbock ybock
0.0 8.0
15.0 9.84176841
15.0 11.84176841
1 4 4 3 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
1*1 ! rfact
2*1 ! sfact

```

```

1 ! type of block (number of elem=1*2)
1 4 1 2 ! nshap nnode nrint nsint
15.60 11.91543915 ! xbock ybock
15.60 9.91543915
30.60 11.757207564
30.60 13.757207564
1 4 4 3 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
1*1 ! rfact
2*1 ! sfact
1 ! type of block (number of elem=1*1)
1 4 1 1 ! nshap nnode nrint nsint
15.0 11.84176841
15.0 9.84176841
15.60 9.91543915
15.60 11.91543915
1 4 4 3 ! lshap,lsnod,lfond,lmatl
1*1 ! rfact
1*1 ! sfact
0 ! end of block
GETTIE:1
0.0 10.0 0.0 0.0
30.60 13.757207564 30.60 3.757207564
GETTIE:0
1 ! boundary condition generation
0.0 0.0 ! x1 y1
30.60 3.757207564 ! x2 y2
1 1 ! boundary condition for the bottom
1 ! phase 1
1 ! boundary condition generation
0.0 10.0 ! x1 y1
30.60 13.757207564 ! x2 y2
1 0 ! boundary condition for the bottom
2 ! phase 2
0 ! end of boundary condition generation
0 ! time independent prescribed values (element side is not implemented)
0 ! time dependent prescribed values

```

A2. DIANA-SWANDYNE-II PLOT GİRDİ DOSYASI (MODEL 5.2)

```
DYNPLT      ! INPUT MESH FILE (MODEL 5.2)
DYNDIS      ! DEFORMED MESH FILE
DYNSEQ      ! TIME SEQUENCE FILE

-2          ! DEFINE WINDOW, USE PART OF THE PAPER ONLY
0.0 300.0   ! X - RANGE
0.0 150.0   ! Y - RANGE
-57        ! DEFAULT WINDOW with equal x-y scale

-25         ! DRAW A FRAME
10.0 5.0    ! INTERVAL AND MARKING
-3          ! PLOT THE MESH
1           ! OF PHASE 1
-7          ! PLOT NODE NUMBER
1           ! OF PHASE 1

-35         ! MOVE TO NEXT SPACE
-3          ! PLOT THE MESH
2           ! OF PHASE 2
-7          ! PLOT NODE NUMBER
2           ! OF PHASE 2

-35         ! MOVE TO NEXT SPACE
-3          ! PLOT THE MESH
1           ! OF PHASE 1
-5          ! PLOT ELEMENT NUMBER
1           ! OF PHASE 1
-8          ! PLOT FIXED NODES
1 1         ! OF PHASE 1 DOF 1

-35         ! MOVE TO NEXT SPACE
-10         ! PLOT OUTLINE OF THE MESH
1           ! OF PHASE 1
-8          ! PLOT FIXED NODES
1 2         ! OF PHASE 1 DOF 2

-35         ! MOVE TO NEXT SPACE
-3          ! PLOT THE MESH
2           ! OF PHASE 2
-5          ! PLOT ELEMENT NUMBER
2           ! OF PHASE 2
-8          ! PLOT FIXED NODES
2 1         ! OF PHASE 2 DOF 1

-35         ! MOVE TO NEXT SPACE
```

```

-10      ! PLOT THE OUTLINE
1        ! OF PHASE 1
-11      ! PLOT THE LOCATION OF THE NODES THAT ARE PLOTTING

-35
-3        ! PLOT THE MESH
1        ! OF PHASE 1
-42      ! PLOT MATERIAL NUMBER
1        ! OF PHASE 1

-35
-3        ! PLOT THE MESH
1        ! OF PHASE 1
-9       ! PLOT THE TIED NODES
1        ! OF PHASE 1

-35
-38 ! plot all the deformed mesh stored
1 10 ! iphas, amplf
ICORD: 17 ! reference node
-35      ! move to next space
-55 ! PLOT ALL TIME SEQUENCE WITH DEFAULT SCALE with minimization
-16 ! default window
-35      !next space
-44      ! histogram of frequency plot
6        ! plot no
-35      !next space
-44      ! histogram of frequency plot
8        ! plot no

-99      ! END OF PLOTTING
FINISH    ! END OF THE RUN

```

A3. DIANA-SWANDYNE-II STATİK ANALİZ BAŞLANGIÇ GİRİDİ DOSYASI (MODEL 5.2)

```
GETINT: 21-JULY-06 AT 21:06:21 SOLID DISPL TO ZERO AND CLEAR THE  
STARTING TIME  
0 0 0  
0 0 0 (EQK IDIME); 1  
0 0 0 (EQK IDIME); 2  
1000*0  
1 -1.0 1 !LCOPY,RCOPY,LINIT  
BY MATERIAL:  
1000 2670 0.742 1 -10 -20 -10 1100*0.0  
0.0 2670 0.0 1 -10 -20 -10 1100*0.0  
1000 2670 0.550 1 -10 -20 -10 1100*0.0
```

A4. DIANA-SWANDYNE-II STATİK ANALİZ GİRDİ VERİ DOSYASI (MODEL 5.2)

Model5.2 (end pile)

DATAFILE FOR RUN : DATAMODEL5.2.1

MESH FILE : MESHMODEL5.2.1

EARTHQUAKE FILE : ERQMODEL5.2.1

INITIAL FILE : INITMODEL5.2.1

Mat1: loose sand (Dr: % 40)

Mat2: elastic (pile material) E=3000+E7 (Pa)

```
1001  format(' young:',e12.4,' poiss:',e12.4,' uniax:',e12.4
      1  ,/, ' hards:',e12.4,' frict (in degree):',e12.4
      3  ,/      , ' ncrit      ':' ,i4
      2  ,/      , ' dilat (in degree):',e12.4
      3  ,/      , ' nyung (nonl. e) ':' ,i4
      4  ,/      , ' pinit      ':' ,e12.4
      5  ,/      , ' alfa      ':' ,e12.4
      6  ,/      , ' iyret for yret02 ':' ,i4
      7  ,/      , ' slope for iyret=3:',e12.4)
```

```
2000.0E+3,0,867.0E+3, 0, 0, 0 ! BULK,IBULK,SHEAR,ISHEA,JELEM,JGAUS
4.0E+3, 5.1E+3, 1.30, 0.0 ! PINIT,COHES,XMFCA,XMGCA
```

EXEC

MGREA: 10000000

MGINT: 10000000

```
0 0 0 1 0.005 4.0 3 !NEQKT,NALGO,NPRIN,NONSY,TOLER,STOPT,ISPEC
1 0 0.05 1.0E-4 1 0 0.0 !NCRIT,NAVAR,TOLTM,TOLCD,NBFGS,NTPRE,TPRE
0.0 6000 0.05 2 0 5000
```

```
1 !PTPRE,NSAVE,TOLST,NTYPE,LUMPM,DAMPT,EASIZ
```

```
0.01 0.95 0 10 0 0 !ALMIN,TBETA,NSUBV,MDIVT,ROTAT,LUPPR
```

STATIC

DRAINING

GETMAT: TITLE FOR GET MATERIAL SUBROUTINE

1 !MATL

```
4 4 1 4 0 !KNODS,KNODE,NSHAP,IGAUS,NPERM
```

GENERAL ELASTIC

```
770.0E+3, 0, 385.0E+3, 0, 0, 0 1 ! BULK,IBULK,SHEAR,ISHEA,JELEM,JGAUS,ICOUL
4.0E+3, 0.0, 1.035 ! PINIT,COHES,XMFCA
```

DAMPMOD:ELASTIC

```
7.425E6 0.2857142 0.0
```

```
2.15e+09,1.0E+20,0.0,0.0,0, -9.81 !BULKF,BULKS,EXPSL,EXPFL,BODYX,BODY-Y
```

```
6.6E-5,0.0,6.6E-5,0.0,-10.0,6.6E-5,0.0,6.6E-5,
```

```

0.0 !PERMX,PERMC,PERMY,PCUTF,PFINA,PERRX,PERRC,PERRY,DAMPA
9.81,1000.0,0.742 !GRATV,DENKF,VOIDR

2 !MATL
4 0 1 4 0 !KNODS,KNODF,NSHAP,IGAUS,NPERM
ELASTIC
3000.0E+7,0.2
DAMPMOD:ELASTIC
7.425E6 0.2857142 0.0
2.15e+09,1.0E+20,0.0,0.0,0,-9.81 !BULKF,BULKS,EXPSL,EXPFL,BODYX,BODY-Y
0.0,0.0,0.0,0.0,-10.0,0.0,0.0,0,
0 !PERMX,PERMC,PERMY,PCUTF,PFINA,PERRX,PERRC,PERRY,DAMPA
9.81,1000.0,0.0 !GRATV,DENKF,VOIDR

3 !MATL
4 4 1 4 0 !KNODS,KNODF,NSHAP,IGAUS,NPERM
GENERAL ELASTIC
2000.0E+3,0.867.0E+3, 0, 0, 0 1 ! BULK,IBULK,SHEAR,ISHEA,JELEM,JGAUS,ICOUL
4.0E+3, 5.1E+3, 1.30 ! PINIT,COHES,XMFC
DAMPMOD:ELASTIC
7.425E6 0.2857142 0.0
2.15e+09,1.0E+20,0.0,0.0,0,-9.81 !BULKF,BULKS,EXPSL,EXPFL,BODYX,BODY-Y
2.3E-5,0.0,2.3E-5,0.0,-10.0,2.3E-5,0.0,2.3E-5,
0.0 !PERMX,PERMC,PERMY,PCUTF,PFINA,PERRX,PERRC,PERRY,DAMPA
9.81,1000.0,0.550 !GRATV,DENKF,VOIDR
0 !END OF MATERIAL INPUT
6*0.0 !RIGDX,RIGDY,RIGDM,RIGDI,RIGBX,RIGBY
GETBOU: TITLE FOR BOUNDARY CONDITION CODE INPUT
49 1 1 0 0
50 1 1 0 0
53 1 1 0 0
54 1 1 0 0
58 1 1 0 0
61 1 1 0 0
65 1 0 0 0
66 1 0 0 0
67 1 0 0 0
69 1 0 0 0
70 1 0 0 0
72 1 0 0 0
0 0 0 0 0 !END OF INPUT
GETPRE: PRESCRIBED VALUES
0 !END OF INPUT
GETTPR: TIME PRESCRIBED VALUES
0 !END OF INPUT
GETPLT: TITLE FOR PLOTTING INFORMATION INPUT
14 -13 1 15.0 11.84176841 0 !1:PILE DISPLACEMENT:CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,...
14 -13 1 15.0 11.34176841 0 !2: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -13 1 15.0 10.84176841 0 !3: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -13 1 15.0 10.34176841 0 !4: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 9.84176841 0 !5: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 9.34176841 0 !6: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 8.84176841 0 !7: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 8.34176841 0 !8: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 7.84176841 0 !9: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX

```

```

14 -12 1 15.0 7.34176841 0 !10: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 6.84176841 0 !11: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 6.34176841 0 !12: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 5.84176841 0 !13: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 5.34176841 0 !14: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 4.84176841 0 !15: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 4.34176841 0 !16: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -14 1 15.0 3.84176841 0 !17: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -14 1 15.0 3.34176841 0 !18: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -14 1 15.0 2.84176841 0 !19: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -14 1 15.0 2.34176841 0 !20: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -14 1 15.0 1.84176841 0 !21: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -16 1 23.1 12.83632336 0 !22:FREE FIELD DISPLACEMENT:CODE,-ELEM,DOF...
14 -16 1 23.1 10.83632336 0 !23: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -8 1 23.1 7.836323357 0 !24: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -7 1 23.1 4.836323357 0 !25: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -21 1 23.1 2.836323357 0 !26: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -18 1 7.5 10.9208842 0 !27: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -18 1 7.5 8.920884205 0 !28: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -2 1 7.5 5.920884205 0 !29: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -1 1 7.5 2.920884205 0 !30: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -23 1 7.5 0.920884205 0 !31: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
4 17 2 0.0 0.0 0.0 !32:EFFECTIVE STRESS:CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 17 4 0.0 0.0 0.0 !33: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 16 2 0.0 0.0 0.0 !34: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 16 4 0.0 0.0 0.0 !35: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 10 2 0.0 0.0 0.0 !36: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 10 4 0.0 0.0 0.0 !37: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 8 2 0.0 0.0 0.0 !38: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 8 4 0.0 0.0 0.0 !39: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 9 2 0.0 0.0 0.0 !40: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 9 4 0.0 0.0 0.0 !41: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 7 2 0.0 0.0 0.0 !42: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 7 4 0.0 0.0 0.0 !43: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 22 2 0.0 0.0 0.0 !44: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 22 4 0.0 0.0 0.0 !45: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 21 2 0.0 0.0 0.0 !46: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 21 4 0.0 0.0 0.0 !47: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
3 58 1 0 0 0 !48:ACCELERATION FOR SOLID NOTES:NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 22 1 0 0 0 !49: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 21 1 0 0 0 !50: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 28 1 0 0 0 !51: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 46 1 0 0 0 !52: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 54 1 0 0 0 !53: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 4 1 0 0 0 !54: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 3 1 0 0 0 !55: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 10 1 0 0 0 !56: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 42 1 0 0 0 !57: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
0 0 0 0 0 !END OF INPUT
10,0.01,2002,1000,100,1000
1000 !NTIME,DTMIN,NTIMC,NTIMT,MITER,MTIMM,NTIMR
0.6 0.65 ! beta for solid phase
0.6 ! beta for fluid phase
0,0.00,0,0,0,0 !END OF INPUT

```

A5. DIANA-SWANDYNE-II DİNAMİK ANALİZ GİRDİ VERİ DOSYASI (MODEL 5.2)

Model5.2 (end pile)

DATAFILE FOR RUN : DATAMODEL5.2.2

MESH FILE : MESHMODEL5.2.1

EARTHQUAKE FILE : ERQMODEL5.2.1

INITIAL FILE : INITMODEL5.2.2

Matl1: loose sand (Dr: % 40)

Matl2: elastic (pile material) E=3000.0E+7 (Pa)

** loose sand ***

DEP08F (% 40)

1.15 1.035 0.45 0.45

770.0E+3 1155.0E+3 0 0 0

4.2 0.2 0 4.0E+3

600.0 4000.0E+3 2.0 0.0

*** dense sand *****

c

DEP08F (% 60)

1.32 1.30 0.45 0.45 !XMGCA,XMFCA,ALFAF,ALFAG

2000.0e3 2600.0e3 0 0 0 !HEV0C,HES0C,ICELS

4.2 0.2 0 4e3 !BETA0,BETA1,IFLAG,PINIT

750.0 40000.0e3 2.0 4.0 !H0LOD,H0UNL,GAMHU,GAMDM

COARSE MESH (loose sand: phi=38,M=1.035 dense:phi=57,M=1.32)

1001 format(' young:',e12.4,' poiss:',e12.4,' uniax:',e12.4

1 ,/, ' hards:',e12.4,' frict (in degree):',e12.4

3 ,/ , ' ncrit :',i4

2 ,/ , ' dilat (in degree):',e12.4

3 ,/ , ' nyung (nonl. e?) :',i4

4 ,/ , ' pinit :',e12.4

5 ,/ , ' alfa :',e12.4

6 ,/ , ' iyret for yret02 :',i4

7 ,/ , ' slope for iyret=3:',e12.4)

EXEC

MGREA: 10000000

MGINT: 10000000

10 0 0 0 0.05 4.0 2 !NEQKT,NALGO,NPRIN,NONSY,TOLER,STOPT,ISPEC

1 0 0.05 1.0E-4 1 0 0.0 !NCRIT,NAVAR,TOLTM,TOLCD,NBFGS,NTPRE,TPRE

0.0 1000 0.05 2 0 500

```

1 !PTPRE,NSAVE,TOLST,NTYPE,LUMPM,DAMPT,EASIZ
0.01 0.95 0 10 0 0 !ALMIN,TBETA,NSUBV,MDIVT,ROTAT,LUPPR
DYNAMIC
DRAINING
GETMAT: TITLE FOR GET MATERIAL SUBROUTINE

1 !MATL
4 4 1 4 0 !KNODS,KNODF,NSHAP,IGAUS,NPERM
DEP08F
1.15 1.035 0.45 0.45
770.0E+3 1155.0E+3 0 0 0
4.2 0.2 0 4.0E+3
600.0 4000.0E+3 2.0 0.0
DAMPMOD:ELASTIC
7.425E6 0.2857142 0.0
2.15e+09,1.0E+20,0.0,0.0,0, -9.81 !BULKF,BULKS,EXPSL,EXPFL,BODYX,BODY-Y
6.6E-5,0.0,6.6E-5,0.0,-10.0,6.6E-5,0.0,6.6E-5,
0.0 !PERMX,PERMC,PERMY,PCUTF,PFINA,PERRX,PERRC,PERRY,DAMPA
9.81,1000.0,0.742 !GRATV,DENKF,VOIDR

2 !MATL
4 0 1 4 0 !KNODS,KNODF,NSHAP,IGAUS,NPERM
ELASTIC
3000.0E+7,0.2
DAMPMOD:ELASTIC
7.425E6 0.2857142 0.0
2.15e+09,1.0E+20,0.0,0.0,0, -9.81 !BULKF,BULKS,EXPSL,EXPFL,BODYX,BODY-Y
0.0,0.0,0.0,0.0,-10.0,0.0,0.0,0,
0 !PERMX,PERMC,PERMY,PCUTF,PFINA,PERRX,PERRC,PERRY,DAMPA
9.81,1000.0,0.0 !GRATV,DENKF,VOIDR

3 !MATL
4 4 1 4 0 !KNODS,KNODF,NSHAP,IGAUS,NPERM
GENERAL ELASTIC
2000.0E+3,0,867.0E+3, 0, 0, 0 1 ! BULK,IBULK,SHEAR,ISHEA,JELEM,JGAUS,ICOUL
4.0E+3, 5.1e+3, 1.30 ! PINT,COHES,XMFCA
DAMPMOD:ELASTIC
7.425E6 0.2857142 0.0
2.15e+09,1.0E+20,0.0,0.0,0, -9.81 !BULKF,BULKS,EXPSL,EXPFL,BODYX,BODY-Y
2.3E-5,0.0,2.3E-5,0.0,-10.0,2.3E-5,0.0,2.3E-5,
0.0 !PERMX,PERMC,PERMY,PCUTF,PFINA,PERRX,PERRC,PERRY,DAMPA
9.81,1000.0,0.550 !GRATV,DENKF,VOIDR
0 !END OF MATERIAL INPUT
6*0.0 !RIGDX,RIGDY,RIGDM,RIGDI,RIGBX,RIGBY
GETBOU: TITLE FOR BOUNDARY CONDITION CODE INPUT
49 1 1 0 0
50 1 1 0 0
53 1 1 0 0
54 1 1 0 0
58 1 1 0 0
61 1 1 0 0
65 1 0 0 0
66 1 0 0 0
67 1 0 0 0
69 1 0 0 0

```

```

70 1 0 0 0
72 1 0 0 0
0 0 0 0 0 ! END OF INPUT
GETPRE: PRESCRIBED VALUES
0 ! END OF INPUT
GETTPR: TIME PRESCRIBED VALUES
0 ! END OF INPUT
GETPLT: TITLE FOR PLOTTING INFORMATION INPUT
14 -13 1 15.0 11.84176841 0 !1:PILE DISPLACEMENT:CODE,-
ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -13 1 15.0 11.34176841 0 !2: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -13 1 15.0 10.84176841 0 !3: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -13 1 15.0 10.34176841 0 !4: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 9.84176841 0 !5: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 9.34176841 0 !6: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 8.84176841 0 !7: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 8.34176841 0 !8: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 7.84176841 0 !9: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -12 1 15.0 7.34176841 0 !10: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 6.84176841 0 !11: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 6.34176841 0 !12: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 5.84176841 0 !13: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 5.34176841 0 !14: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 4.84176841 0 !15: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -11 1 15.0 4.34176841 0 !16: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -14 1 15.0 3.84176841 0 !17: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -14 1 15.0 3.34176841 0 !18: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -14 1 15.0 2.84176841 0 !19: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -14 1 15.0 2.34176841 0 !20: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -14 1 15.0 1.84176841 0 !21: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -16 1 23.1 12.83632336 0 !22:FREE FIELD DISPLACEMENT:CODE,-ELEM,DOF,.
14 -16 1 23.1 10.83632336 0 !23: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -8 1 23.1 7.836323357 0 !24: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -7 1 23.1 4.836323357 0 !25: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -21 1 23.1 2.836323357 0 !26: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -18 1 7.5 10.9208842 0 !27: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -18 1 7.5 8.920884205 0 !28: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -2 1 7.5 5.920884205 0 !29: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -1 1 7.5 2.920884205 0 !30: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
14 -23 1 7.5 0.920884205 0 !31: " :CODE,-ELEM,DOF,XCO,YCO,XXX
4 17 2 0.0 0.0 0.0 !32:EFFECTIVE STRESS:CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 17 4 0.0 0.0 0.0 !33: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 16 2 0.0 0.0 0.0 !34: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 16 4 0.0 0.0 0.0 !35: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 10 2 0.0 0.0 0.0 !36: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 10 4 0.0 0.0 0.0 !37: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 8 2 0.0 0.0 0.0 !38: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 8 4 0.0 0.0 0.0 !39: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 9 2 0.0 0.0 0.0 !40: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 9 4 0.0 0.0 0.0 !41: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 7 2 0.0 0.0 0.0 !42: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 7 4 0.0 0.0 0.0 !43: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 22 2 0.0 0.0 0.0 !44: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 22 4 0.0 0.0 0.0 !45: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
4 21 2 0.0 0.0 0.0 !46: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX

```

```

4 21 4 0.0 0.0 0.0 !47: " :CODE,ELEM,GAUSS,XXXX,XXXX,XXXX
3 58 1 0 0 0 !48:ACCELERATION FOR SOLID NOTES:NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 22 1 0 0 0 !49: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 21 1 0 0 0 !50: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 28 1 0 0 0 !51: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 46 1 0 0 0 !52: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 54 1 0 0 0 !53: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 41 0 0 0 !54: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 31 0 0 0 !55: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 10 1 0 0 0 !56: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
3 42 1 0 0 0 !57: " :CODE,NODE,DOFN,XX,XX,XX
0 0 0 0 0 0 ! END OF INPUT
8*0.0 !eqkco
2001,0.01,2002,1000,10,1000
1000 !NTIME,DTMIN,NTIMC,NTIMT,MITER,MTIMM,NTIMR
0.6 0.65 ! beta for solid phase
0.6 !beta for fluid phase
0,0.00,0,0,0,0 !END OF INPUT

```

ÖZGEÇMİŞ

Sadi Cem YILDIZ, 1979 yılında Konya'nın Akşehir İlçesinde doğdu. İlköğrenimini Yıldırım İlkokulu'nda, ortaöğrenimini ise Akşehir Anadolu Lisesi'nde tamamladı. 1998 yılında Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Lisans öğrenimine başladı ve Şubat 2003'de mezun oldu. 2004 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Fakültesi Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Bölümünde yüksek lisansa başladı.