

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**1999 KOCAELİ DEPREMİNDE ADAPAZARI'NDA
YAPI YÜKÜ ALTINDA ZEMİN DAVRANIŞI**

DOKTORA TEZİ

Gülçin ŞENGÜL NOMALER

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Enstitü Bilim Dalı : GEOTEKNİK
Tez Danışmanı : Prof. Dr. Zeki GÜNDÜZ
Ortak Danışman : Prof.Dr. Ayfer ERKEN

Mart 2018

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**1999 KOCAELİ DEPREMİNDE ADAPAZARI'NDA
YAPI YÜKÜ ALTINDA ZEMİN DAVRANIŞI**

DOKTORA TEZİ

Gülçin ŞENGÜL NOMALER

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Bu tez 22 / 03 /2018 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oybirliği ile kabul edilmiştir.

Prof. Dr. Zeki GÜNDÜZ

Prof. Dr. Seyhan FIRAT

Doç. Dr. Nazile URAL

Jüri Başkanı

Üye

Üye

Dr. Öğr. Üyesi Hüseyin Kasap

Dr. Öğr. Üyesi Sedat SERT

Üye

Üye

BEYAN

Tez içindeki tüm verilerin akademik kurallar çerçevesinde tarafımdan elde edildiğini, görsel ve yazılı tüm bilgi ve sonuçların akademik ve etik kurallara uygun şekilde sunulduğunu, kullanılan verilerde herhangi bir tahrifat yapılmadığını, başkalarının eserlerinden yararlanılması durumunda bilimsel normlara uygun olarak atıfta bulunulduğunu, tezde yer alan verilerin bu üniversite veya başka bir üniversitede herhangi bir tez çalışmasında kullanılmadığını beyan ederim.

Gülçin ŞENGÜL NOMALER

22/03/2018

TEŞEKKÜR

Doktora çalışmamda bana kendisiyle çalışma imkanı veren ve çalışmam süresince her konuda hiçbir desteğini ve dostluğunu esirgemeyen tez ortak danışmanım, hocam Prof. Dr. Ayfer ERKEN'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Lisansüstü eğitimim süresince desteğini esirgemeyen danışmanım Prof. Dr. Zeki GÜNDÜZ'e, tez çalışmamda döküman toplama sürecinde yardımları dolayısı ile dönemin Adapazarı Belediyesi ile Sakarya İli Bayındırlık ve İskan Müdürlüğü yetkililerine, İMO Sakarya Şubesi eski başkanı inş. müh. Ahmet ERDEM'e, istatistik problemlerinin çözümündeki yardımlarından dolayı da kardeşim Dr. Mehmet ŞENGÜL'e teşekkür ederim.

Yine bu eğitimim süresince manevi desteğini her zaman arkamda hissettiğim hocam Prof. Dr. Akın ÖNALP'e ayrıca teşekkür ederim.

Bu çalışmanın maddi açıdan desteklenmesine olanak sağlayan Sakarya Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri (BAP) Komisyon Başkanlığına (Lisansüstü Tez Projesi No: 2010-50-02-015 Bilimsel Araştırma Projesi No: 2010-01-04-009) teşekkür ederim.

Ayrıca bu zorlu çalışma boyunca ömürleri yettiğince heyecanımın kaybolmamasını sağlayan annem ve babam Sacide ve Cemil ŞENGÜL'ü rahmetle anar, rahat çalışma ortamı sağlayan eşim inş. müh. Hasan NOMALER'e de teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR	i
İÇİNDEKİLER	ii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ	vi
ŞEKİLLER LİSTESİ	xvi
TABLolar LİSTESİ	xxvi
ÖZET	xxxı
SUMMARY	xxxii

BÖLÜM 1.

GİRİŞ	1
1.1. Araştırmanın Konusu ve Tanımı	2
1.2. Çalışmanın Kapsamı	5

BÖLÜM 2.

DÜNYADA VE ÜLKEMİZDE DEPREMLER VE YEREL ZEMİN

KOŞULLARI İLİŞKİSİ.....	6
2.1. Giriş.....	6
2.2. Dünyadaki Tarihsel Depremler ve Zemin Koşulları	6
2.3. Ülkemizdeki Depremler ve Zemin Koşulları.....	8
2.4. Literatürde Zeminlerin Dinamik Yükler Etkisi Altında Davranışı..	9
2.4.1. Sıvılaşma.....	10
2.4.2. Zeminlerde sıvılaşma ile ince daneli ve kohezyonlu zeminlerde yumuşama ve taşıma gücü kaybı sonrası oluşan deplasman.....	13
2.4.3. Yatay deplasman.....	17

2.4.4. Depremlerde aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu ve dağılması.....	21
2.5. Aletlendirilmiş Deney Sahalarında Zeminlerin Dinamik Yükler Etkisi Altında Davranışının Değerlendirilmesi.....	22
2.6. Sonuçlar.....	23

BÖLÜM 3.

VERİ SEÇİMİ VE TANIMI	25
3.1. Giriş	25
3.2. Seçilen Bölgede Veri Temini	26
3.3. Seçilen Veri Gurubu Yapılarının Tanımı.....	28
3.4. Seçilen Veri Gurubu Zemin Özellikleri Tanımı.....	35
3.4.1. Adapazarı'nda 1999 Kocaeli Depremi öncesi ve sonrası sondaj logları karşılaştırılması.....	37
3.4.2. İncelenen veri gurubu zemin profilleri fiziksel özellikleri ve dinamik parametrelerinin tayini.....	41
3.4.2.1. SK1 Zemin profili fiziksel özellikleri.....	44
3.4.2.2. SK2 Zemin profili fiziksel özellikleri.....	52
3.4.2.3. SK3 Zemin profili fiziksel özellikleri.....	58
3.4.2.4. SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerinin dinamik parametrelerinin tayini.....	64
3.4.3. SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerinin kayma direnci parametrelerinin tayini.....	73
3.5. Sonuçlar.....	81

BÖLÜM 4.

1999 KOCAELİ DEPREMİNDE ADAPAZARI'NDA İNCELENEN TEMEL ZEMİNİ DEPLASMANLARI.....	82
4.1. Giriş	82
4.2. Plaxis-2016 Yazılımı İle Çözüm.....	82

4.2.1. İncelenen yapı-zemin sisteminin Plaxis-2016 yazılımında modellenmesi.....	82
4.2.1.1. Plaxis-2016 yazılımında HSsmall model için zemin parametrelerinin hesaplanması.....	89
4.2.1.2. Plaxis-2016 yazılımında HSsmall model için yapı parametrelerinin hesaplanması.....	94
4.2.1.3. İncelenen yapı-zemin sisteminde fiziksel sönüm...	106
4.2.1.4. İncelenen yapı-zemin sistemi için Plaxis-2016 yazılımında sonlu eleman ağı oluşturulması.....	116
4.3. Seçilen Veri Gurubu (3) nolu yapı ve SK2 Zemin Profilinde Plaxis-2016 Yazılımı İle 1999 Kocaeli Depremi Etkisinin İncelenmesi.....	120
4.4. Plaxis-2016 Yazılımı İle Yer Değiştirmeler.....	133
4.4.1. SAFE yazılımı ile (3) nolu yapı taban basınçları hesabı.....	144
4.5. Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi Çerçevesinde SK1, SK2 ve SK3 Zemin Profillerinde Sıvılaşma Analizi.....	145
4.5.1. SK1, SK2, SK3 profilleri sıvılaşma potansiyelleri ve sıvılaşma analizleri.....	146
4.5.1.1. Seed ve Idriss, 1971; Seed ve ark., 1975-1985; Youd ve Idriss, 2001 yaklaşımları ile kumlu tabakalarda sıvılaşma analizi.....	148
4.5.1.2. Japon Yol Kurumu, 1996 yöntemi ile kumlu tabakalarda sıvılaşma analizi (Kaya, 2008).....	153
4.5.1.3. Silt ve kil içeren zeminlerde sıvılaşma.....	155
4.5.2. Üstyapı etkisi ile birlikte depremlerde sıvılaşma.....	156
4.5.3. SK1, SK2, SK3 profilleri farklı yaklaşımlara göre sıvılaşma potansiyelleri.....	165
4.6. Sıvılaşan Zeminlerde Sıvılaşma Sonrası Oturma.....	165
4.6.1. Lee ve Albasia, 1974; Yoshimi ve ark., 1975 ve Tatsuoka ve ark., 1984 yaklaşımları.....	165
4.6.1.1 Depremlerde zeminde meydana gelen kayma birim şekil değiştirmenin hesaplanması.....	168

4.6.1.2. Relatif sıklık (D_r) ve $(N_1)_{60}$ değerlerinin Hesaplanması.....	168
4.6.2. Tokimatsu ve Seed, 1978 yaklaşımı.....	169
4.6.3. Ishihara ve Yoshimine, 1991 yaklaşımı.....	170
4.6.4. Shamoto ve ark., 1998 yaklaşımı.....	171
4.6.5. Lee, 2007 yaklaşımı.....	173
4.6.6. Shahir ve Pak, 2010 yaklaşımı.....	173
4.6.7. İnce daneli zeminlerde (yumuşak silt ve killerde) taşıma gücü kaybı (Erken ve Ülker, 2007).....	175
4.6.7.1. SK2 zemin profilinde 1999 Kocaeli Depreminde farklı yaklaşımlara göre oturma.....	178
4.6.8. (3) nolu yapı temelini sismik taşıma gücü.....	179
4.7. Yatay Deplasman.....	182
4.7.1. SK1, SK2 zemin profillerinde 1999 Kocaeli Depreminde farklı yaklaşımlara göre yatay deplasman.....	192
4.8. İncelenen Veri Gurubunda 1999 Kocaeli Depreminde Literatürdeki Yaklaşımlar ve Plaxis-2016 Yazılımı İle Oturma ve Yatay Deplasman.....	192
4.9. Sonuçlar.....	196

BÖLÜM 5.

1999 KOCAELİ VE DÜZCE DEPREMLERİ İVME KAYITLARI, İVME AZALIM İLİŞKİLERİ VE KUZEYBATI ANADOLU BÖLGESİ İÇİN İVME AZALIM İLİŞKİSİ GELİŞTİRİLMESİ.....	197
5.1. Giriş.....	197
5.2. 1999 Kocaeli Depremi İvme Kayıtları ve Adapazarı.....	198
5.2.1. Adapazarı'nda 1999 Kocaeli Depremi artçı şokları.....	205
5.3. İvme Azalım İlişkileri.....	224
5.3.1. Literatürde yer hareketi modelleri.....	226
5.3.2. Veri temini.....	228
5.3.2.1. Kocaeli Depremi kayıtları ve ivme tepki spektrumları.....	231

5.3.2.2. Geleneksel ivme azalım ilişkileri.....	238
5.3.2.3. Yeni nesil ivme azalım ilişkileri.....	245
5.3.2.4. Düzce Depremi kayıtları ve ivme tepki spektrumları.....	257
5.3.2.5. 1999 Düzce Depremi ve azalım ilişkileri.....	262
5.3.2.6. NGA 2013 eşitlikleri.....	271
5.4. Kuzeybatı Anadolu İçin 1999 Sonrası Depremleri Verileri İle Azalım İlişkisi Modeli.....	272
5.4.1. Çalışmada kullanılan veri tabanı.....	272
5.4.2. Azalım ilişkisi geliştirilmesi.....	274
5.5. Sonuçlar.....	280
BÖLÜM 6.	
TARTIŞMA VE SONUÇ	281
KAYNAKLAR	285
ÖZGEÇMİŞ	302

SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

A,Ap,,ah,ay	: İvme
A	: Yapı alanı
A.D.	: Anno Domini (Milattan Sonra)
AFAD	: Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı
ARC	: Arçelik kuvvetli yer hareketi istasyonu
AS08	: Abrahamson ve Silva, 2008 yaklaşımı
AS13	: Abrahamson ve Silva, 2013 yaklaşımı
ATK	: Ataköy kuvvetli yer hareketi istasyonu
ATS	: Ambarlı kuvvetli yer hareketi istasyonu
B	: Boyut, batı
B _f	: Temel genişliği
BA	: Betonarme
BA08	: Boore ve Atkinson, 2008 yaklaşımı
BA13	: Boore ve Atkinson, 2013 yaklaşımı
BHA	: Birim hacim ağırlık
BOL	: Bolu kuvvetli yer hareketi istasyonu
BPT	: Becker penetrasyon deneyi
BRS	: Bursa kuvvetli yer hareketi istasyonu
BTS	: Botaş kuvvetli yer hareketi istasyonu
BUR	: B.Tofaş kuvvetli yer hareketi istasyonu
C,c	: Kohezyon, sönüm matrisi, courant katsayısı
C14	: Beton sınıfı
C _B	: Sondaj kuyusu çapı
C _D	: Dane boyutu etkisi
C _E	: Enerji oranı
C _N	: Efektif gerilme düzeltme faktörü

C_R	: Tij boyu
C_S	: Numune alma metodu
C_W	: Deprem tipi katsayısı
c_u	: Drenajsız kayma direnci
CB08	: Campbell ve Bozorgnia, 2008 yaklaşımı
CB13	: Campbell ve Bozorgnia, 2013 yaklaşımı
CEK(CNA)	: Çekmece kuvvetli yer hareketi istasyonu
CH	: Yüksek plastisiteli kil
CL	: Düşük plastisiteli kil
CPT	: Koni penetrasyon deneyi
CRR	: Dinamik kayma direnci oranı
CSR	: Dinamik kayma gerilmesi oranı
CSR_{SSEI}	: Dinamik kayma gerilmesi oranı (zemin-yapı-deprem)
CSR_{FF}	: Dinamik kayma gerilmesi oranı (serbest saha)
CSRR	: Sıvılaşma potansiyeli tetikleme değeri
CY08	: Chiou ve Youngs, 2008 yaklaşımı
CY13	: Chiou ve Youngs, 2013 yaklaşımı
D,d	: Boyut, düşey deplasman, doğu, fay kırığının yüzeydeki yansımalarına en yakın mesafe, sismik enerji kaynağına olan mesafe, yatay doğrultuda kalıcı zemin deplasmanı, dane çapı
D_r	: Sıklık oranı
D_s	: Oturma miktarı
$D_{50_{15}}$: 15 m'den daha az derinlikte ince dane oranı
DAR	: Aslan R. kuvvetli yer hareketi istasyonu
DHM	: Devlet Hava Meydanı kuvvetli yer hareketi istasyonu
DKDO	: Dinamik kayma direnci oranı
DKGO	: Dinamik kayma gerilmesi oranı
DZC	: Düzce kuvvetli yer hareketi istasyonu
E	: Elastisite modülü
e_{init}	: Başlangıç boşluk oranı
e_{max}	: Maksimum boşluk oranı

e_{min}	: Minimum boşluk oranı
E_{50}^{ref}	: Sekant rijitliği
E_{oed}^{ref}	: Tanjant rijitliği
E_{ur}^{ref}	: Boşaltma/yeniden yükleme rijitliği
EA	: Normal rijitlik
EI	: Eğilme rijitliği
EPRI, 1993	: Kayma modülü ve sönüm oranı için standart
ERG	: Ereğli kuvvetli yer hareketi istasyonu
F,f	: Yük vektörü, frekans, fonksiyon
F ₁₅	: 15 m den daha az derinlikte ince dane oranı
F _{AS}	: Artçı şok faktörü
F _{HW}	: Tavan bloğu faktörü
F _{L,FS}	: Güvenlik faktörü
F _{NM}	: Normal faylanma faktörü
F _{NL}	: Zemin büyümesinin doğrusal olmayan bileşeni
F _{RV}	: Ters faylanma faktörü
fa _{Chard}	: Sıkılaştırma faktörü
fa _{post}	: Sıvılaşma sonrası faktörü
FAT	: Fatih kuvvetli yer hareketi istasyonu
g	: Yerçekimi ivmesi
G	: Güney, dinamik kayma modülü
G ₀	: Başlangıç kayma modülü
G ₀ ^{ref}	: Çok küçük birim şekil değiştirmelerde referans kayma modülü
G _{ur}	: Yeniden yüklemede kayma modülü
G _{1,G2}	: Özbey ve ark., 2004 yaklaşımında zemin sınıfı etki katsayısı
GBZ	: Gebze kuvvetli yer hareketi istasyonu
GF	: Güvenlik faktörü
GHS	: Genel sertleşen zemin
GMPE	: Yer hareketi eşitlikleri
GYN	: Göynük kuvvetli yer hareketi istasyonu
H	: Tabaka kalınlığı, boyut, odak derinliği, fiktif derinlik

H_{face}	: Düşey mesafe
H_L	: Sıvılaştan tabaka kalınlığı
H_{NL}	: Sıvılaşmayan yüzey tabakasının ortalama kalınlığı
H_t	: Toplam zemin derinliği
HST	: Hastane
I	: Idriss, atalet momenti
I_a	: Arias şiddeti
I_p	: Plastisite indisi
İDO	: İnce dane oranı
IST	: İstanbul kuvvetli yer hareketi istasyonu
IZN	: İznik kuvvetli yer hareketi istasyonu
IZT	: İzmit kuvvetli yer hareketi istasyonu
JRA	: Japon yol kurumu
K	: Kuzey, rijitlik matrisi
K_0	: Sükunetteki toprak basıncı katsayısı, yöntem
$K_{\text{AE}}, K_{\text{PE}}$: Aktif ve pasif yanal toprak basıncı katsayısı
K_B^e	: Elastik bulk modülü
K_G^e	: Elastik kayma modülü
K_G^P	: Elastikplastik modül
k_h, k_v	: Yatay ve düşey ivme katsayıları
K_σ, K_α	: Üst yapının etkisinde sıvılaşma düzeltme faktörleri
KAFZ	: Kuzey Anadolu Fay Zonu
KUT	: Kütahya kuvvetli yer hareketi istasyonu
k_yh	: Kuvvetli yer hareketi
L	: Akan zemin alanının uzunluğu, mesafe, boyut deprem esnasında oluşan devirsel kayma gerilmesi oranı
L_{slide}	: Yanal yayılmada ayak-baş arası max yatay mesafe
LE	: Doğrusal elastik model
LL	: Likit limit
LSI	: Sıvılaşma şiddet indisi
m	: Dinamik alt adım sayısı, güç katsayısı

M	: Kütle matrisi
M_s	: Yüzey dalgası büyüklüğü
M_w	: Moment büyüklüğü
me	: Elastik bulk modülü indisi
MC	: Mohr-Coulomb model
MCC	: Modified Cam-Clay model
MCD	: Mecidiyeköy
MDR	: Mudurnu
METU	: Orta Doğu Teknik Üniversitesi
ML	: Düşük plastisiteli silt
MH	: Yüksek plastisiteli silt
MSF	: Büyüklük ölçekleme faktörü
MSK	: Maslak kuvvetli yer hareketi istasyonu
n	: Plaxis-2016 yazılımı dinamik hesaplamada ilave adım sayısı
N	: Standart penetrasyon sayısı ($N_{30 \times 0.75}$), çevrim sayısı
N_a	: Düşey efektif gerilmeye göre düzeltilmiş standart penetrasyon sayısı
N_{30}	: Ölçülen standart penetrasyon sayısı
$(N_1)_{60}$: %60 enerji oranı ve örtü yükü düzeltilmesi yapılmış standart penetrasyon sayısı
N_c, N_q, N_γ	: Taşıma gücü katsayıları
$N_{cE}, N_{qE}, N_{\gamma E}$: Sismik taşıma gücü katsayıları
ne	: Elastik kayma modülü indisi
NAVFAC	: Amerika Deniz Kuvvetleri
NEES	: Deprem mühendisliği simülasyon ağı
NEHRP	: Zemin sınıflaması ile ilgili standart
NGA	: Yeni nesil azalım ilişkileri
np	: Plastik kayma modülü indisi
NP	: Plastik olmayan
NS	: Normal fay
OL, OH	: Organik kil, silt
P_A, p_a, p^{ref}, p'	: Atmosferik basınç ($\approx 100 \text{ kN/m}^2$)

PEER	: Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi
PGA	: En büyük yer ivmesi
PL	: Plastik limit
PSA	: Pik spektral ivme
q	: Hareketli yük
Q	: Taşıma basıncı, bina ağırlığı
q _f	: Yenilmedeki taşıma basıncı
q _{net}	: Net taşıma basıncı
q _u	: Serbest basınç direnci
q _y	: Sürşarj yükü
R	: Sismik enerji kaynağı ile hesaplanan lokasyon arasındaki mesafe
R, R _L	: Dinamik kayma gerilmesi oranı
R _{arayüzey}	: Arayüzey faktörü
r _{cl}	: Yüzey kırığına en yakın yatay mesafe
r _d	: Sondaj derinlik düzeltmesi, gerilme azalım katsayısı
R _{epi}	: Dış merkez mesafesi
R _f	: Yenilme oranı, mesafe
R _{inter}	: Gerilme azaltma faktörü
R _{jb}	: Joyner-Boore mesafesi
R _{rup} , r _{rup}	: Kırılma yüzeyine en yakın mesafe
R _{SEIS}	: Fay kırığı ile kayıt istasyonu arasındaki en kısa mesafe
r _u	: Aşırı boşluk suyu basıncı oranı
r _x , r _y	: Kütle oranları
RD	: Relatif sıklık
RS	: Ters fay
S	: Zemin Tabakası eğimi
S _a , S _A	: Spektral ivme
S _A , S _B , S _S	: Ulusay ve ark., 2004 ile Ambraseys ve ark., 1996 yaklaşımlarında zemin etki katsayısı
S _{SR} , S _{SH}	: Campbell, 1997 yaklaşımında zemin etki katsayısı
S _f	: Temelin ortalama oturması

S_{top}	: Ortalama eğim
SEDAŞ	: Sakarya Elektrik Dağıtım Anonim Şirketi
SIR	: Sarsıntı şiddet derecesi
SK	: Sondaj kuyusu
SKR	: Sakarya kuvvetli yer hareketi istasyonu
SM	: Siltli kum
SP	: Çakıllı kum
SPT	: Standard penetrasyon deneyi
SPTN	: Standard penetrasyon sayısı
SPTN ₃₀	: Ölçülen standart penetrasyon sayısı
SPTN ₆₀	: %60 enerji oranı düzeltilmesi yapılmış standard penetrasyon sayısı
SS	: Doğru atımlı fay
t	: Zaman
T	: Tabaka kalınlığı, periyod
T_d	: Zaman dilimi
TDY	: Türkiye Deprem Yönetmeliği
U	: Mekanizması belirsiz fay
u	: Boşluk suyu basıncı
u_x, u_y	: Yatay, düşey deplasman
UD	: Örselenmemiş numune
UDSM	: Kullanıcı tanımlı model
USCS	: Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemi
UU	: Drenajsız üç eksenli deney
V_A	: Fiktif hız
V_S	: Kayma dalgası hızı
V_{S30}	: Zemin profilinin üst 30 m'sindeki kayma dalgası hızı
w	: Ağırlık
W	: Serbest yüzey oranı
w_L	: Likit limit
w_n	: Su içeriği
W	: Serbest yüzey oranı

X	: Enine boyut, yatay mesafe
Y	: Boyuna boyut, yanal deplasman, düşey mesafe, en büyük yer ivmesi
YASS	: Yeraltı su seviyesi
YPT	: Yarımca kuvvetli yer hareketi istasyonu
z	: Derinlik
Z _{HYP}	: İç merkez mesafesi
Z ₁	: Sıvılaştan kalınlık
Z _{1,m}	: Sıvılaştan en büyük kalınlık
Z _{TOR}	: Derinlik
Z _{2.5}	: Kayma dalgası hızının 2.5 km/s olduğu derinlik
ZYT	: Zeytinburnu kuvvetli yer hareketi istasyonu
α	: Statik kayma gerilmesi/düşey efektif gerilme, N _{1,60} değerini eşdeğer temiz kum değerine çeviren katsayı, Rayleigh katsayısı, yüzey eğim açısı
β	: N _{1,60} değerini eşdeğer temiz kum değerine çeviren katsayı, Rayleigh katsayısı
δ	: Eğim
δt	: Zaman adımı
Δt	: Zaman aralığı
Δu	: Aşırı boşluk suyu basıncı
ε	: Hacimsel birim şekil değiştirme
ϕ	: Kayma direnci (sürtünme) açısı
ϕ_{cv}	: Sabit hacimde sürtünme açısı
ϕ_p	: Pik sürtünme açısı
Γ	: Katsayı
γ	: Birim hacim ağırlık, Courant katsayısı
$\gamma_{0.7}$: Eşik kayma birim şekil değiştirme
γ_k, γ_{unsat}	: Kuru birim hacim ağırlık
γ_{max}	: En büyük kayma birim şekil değiştirme potansiyeli
γ_n	: Doğal birim hacim ağırlık

γ_{sat}	: Doygun birim hacim ağırlık
γ_w	: Suyun birim hacim ağırlığı
λ	: Dalga boyu
μ_c, ν	: Poisson oranı
θ	: Tabaka eğimi
ρ	: Yoğunluk
ρ_{AE}	: Kama açısı
σ	: Toplam düşey gerilme
σ'	: Efektif gerilme
σ_t	: Tension cut-off
σ_{zem}	: Zemin emniyet gerilmesi
τ	: Kayma gerilmesi
\dot{u}	: Hız
\ddot{u}	: İvme
ν_h	: Yatay yük etkisi
ν_i	: Zemin atalet kuvvetlerinin etkisi
ν_e	: Eksantrisite etkisi
ω	: Açısal frekans
ξ	: Sönüm oranı, yatay yükün etkidiği yükseklik
ψ	: Genleşme açısı

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 1.1. Dinamik problemlerin sınıflandırılması (Ishihara, 1996).....	1
Şekil 1.2. Kocaeli Depreminde Adapazarı'nda görülen farklı hasar örnekleri (http://peer.berkeley.edu)	4
Şekil 2.1. 1999 Kocaeli Depreminde Adapazarı'nda yanal deplasman örnekleri (Sancio ve ark., 2004).....	19
Şekil 2.2. Yenigün mahallesinde doğu ve kuzey yönünde yer değiştiren yapı fotoğrafları (http://peer.berkeley.edu/publications/turkey/adapazari/ index.html)	20
Şekil 2.3. Deprem sarsıntısı sürecinde zemin profilinde boşluk suyu basıncı gelişimi (Seed ve ark., 1975a).....	21
Şekil 3.1. Tığcılar mahallesinin Adapazarı İlçe haritası üzerindeki konumu (http://ebelediye.adapazari.bel.tr).....	25
Şekil 3.2. Adapazarı'nda 1999 Kocaeli Depreminde ağır hasara uğrayan bölgeye ait plan ve kesit (Komazawa ve ark., 2002).....	26
Şekil 3.3. Tığcılar mahallesinde incelenen parseller (SEDAŞ).....	27
Şekil 3.4. Tığcılar mahallesinde seçilen (1), (2) ve (3) nolu yapılara ait plan, kesit ve sondaj loglarının konumu.....	29
Şekil 3.5. (2) ve (3) nolu yapıların birleşim yerinin deprem sonrasındaki durumu (Avrasya zemin müh.müş.inş.san ve tic.ltd.şti., 2002).....	29
Şekil 3.6. (1) nolu yapı kat planı ve kesiti.....	30
Şekil 3.7. (2) nolu yapı kat planı ve kesiti.....	31
Şekil 3.8. (3) nolu yapı kat planı ve kesiti.....	33
Şekil 3.9. Güçlendirme sonrası (2) ve (3) nolu binaların günümüzdeki birleşim yeri (30-35 cm birbirinden ayrık ve (3) nolu bina 2 cm önde).....	34
Şekil 3.10. (3) nolu yapıda güçlendirme yapıldıktan sonra bugün itibarı ile görülen oturma.....	35

Şekil 3.11. E90 sondajı lokasyonu (http://ebelediye.adapazari.bel.tr).....	36
Şekil 3.12. SK1, SK2, SK3, E90 sondaj loglarına ait 15.00 m derinliğe kadar zemin profili.....	36
Şekil 3.13. Cumhuriyet mahallesi deprem öncesi ve deprem sonrası yapılmış olan sondaj logları (http://ebelediye.adapazari.bel.tr).....	37
Şekil 3.14. Cumhuriyet mahallesi E93(1998) ve SK29(2000) zemin profilleri....	38
Şekil 3.15. Mithatpaşa mahallesi deprem öncesi ve deprem sonrası yapılmış olan sondaj logları (http://ebelediye.adapazari.bel.tr).....	39
Şekil 3.16. Mithatpaşa mahallesi E93(1998) ve SK29(2000) zemin profilleri.....	39
Şekil 3.17. Tıgçılar mahallesi - Yenigün mahallesi deprem öncesi ve deprem sonrası yapılmış olan sondaj logları(http://ebelediye.adapazari.bel.tr)	40
Şekil 3.18. Tıgçılar mahallesi - Yenigün mahallesi E90 (1998) ve SK1 (2000) zemin profilleri.....	40
Şekil 3.19. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında birinci tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996).....	44
Şekil 3.20. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında üçüncü tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996).....	45
Şekil 3.21. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında beşinci tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996).....	46
Şekil 3.22. SK1 zemin profili.....	51
Şekil 3.23. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında ikinci tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996).....	53
Şekil 3.24. SK2 zemin profili.....	57
Şekil 3.25. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında ikinci tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996).....	58
Şekil 3.26. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında altıncı tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996).....	59
Şekil 3.27. SK3 zemin profili.....	63
Şekil 3.28. Farklı yaklaşımlara göre SK1 ve SK2 zemin profillerinde kayma dalgası hızının derinlikle değişimi.....	68
Şekil 3.29. SK1 zemin profili ve İyisan, 1996 yaklaşımı ile kayma dalgası hızının derinlikle değişimi.....	69

Şekil 3.30. SK2 zemin profili ve İyisan,1996 yaklaşımı ile kayma dalgası hızının derinlikle değişimi.....	70
Şekil 3.31. SK3 zemin profili ve İyisan,1996 yaklaşımı ile kayma dalgası hızının derinlikle değişimi.....	71
Şekil 3.32. q_u -SPTN ilişkisi (Navfac, 1982)(http://vulcanhammer.org).....	74
Şekil 3.33. Efektif kayma direnci açısı-SPTN ilişkisi (Terzaghi, 1996).....	74
Şekil 4.1. Plaxis-2016 yazılımında 15-düğüm noktalı üçgen eleman (Plaxis 2D-V12 manual).....	83
Şekil 4.2. Plaxis-2016 yazılımında modele ait geometrik sınır önerisi (Plaxis course).....	83
Şekil 4.3. Plaxis-2016 yazılımında uygulanan ilk model (3 nolu yapı kesiti ve SK2 zemin profili).....	84
Şekil 4.4. Viskoz elemanlarla zemin sınırlarının idealleştirilmesi.....	86
Şekil 4.5. Free-field sınır koşulları (Plaxis-2016 manual).....	87
Şekil 4.6. Kohezyonsuz zeminlerde relatif sıkılık tayini (Cubrinovski ve Ishihara, 2011).....	90
Şekil 4.7. Kohezyonlu zeminlerde m katsayısı tayini (Benz, 2007; Viggiani ve Attkinson, 1995 ile Hicher, 1996'dan sonra)	91
Şekil 4.8. Standard drenajlı üç eksenli deneyde birincil yüklemde hiperbolik gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis-2016 manual).....	91
Şekil 4.9. SK1,SK2 ve SK3 sondaj logları gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi	93
Şekil 4.10. Plaxis yazılımında perdeler için giriş parametreleri hesabında boyutlandırma (Plaxis course).....	95
Şekil 4.11. Plaxis-2016 yazılımında modellenen (3) nolu yapı 1-1 aksı.....	96
Şekil 4.12. Sap2000 yazılımında (3) nolu yapı modeli.....	99
Şekil 4.13. Sap2000 yazılımında (3) nolu yapıya ait iki boyutlu çerçevede yatay kuvvet uygulaması.....	100
Şekil 4.14. Plaxis-2016 yazılımında (3) nolu yapıya yatay kuvvet uygulanması sonucu oluşan yatay deplasman	100
Şekil 4.15. Plaxis yazılımında (3) nolu yapıya yatay kuvvet uygulanması sonucu yapı köşelerindeki yatay deplasman ($4.9-1.20=3.7$ cm).....	101

Şekil 4.16. İncelenen (3) nolu yapı 1 - 1 aksı çerçevesi Sap2000 yazılımında çözümü sonucu hesaplanan periyodu.....	101
Şekil 4.17. Plaxis yazılımında modellenen (3) nolu yapıya ait serbest titreşim analizi.....	102
Şekil 4.18. Plaxis-2016 yazılımında modellenen (1) nolu yapı.....	102
Şekil 4.19. SK2 zemin profili için 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı (PEER veri tabanı) ivme tepki spektrumu.....	108
Şekil 4.20. Plaxis-2016 yazılımında uygulanan modele ait (3) nolu yapı kesiti ve SK2 zemin profili.....	120
Şekil 4.21. Plaxis-2016 yazılımında YASS gösterimi.....	120
Şekil 4.22. Plaxis-2016 yazılımında oluşturulan model için sonlu eleman ağı.....	121
Şekil 4.23. Plaxis-2016 yazılımında grafiklerin oluşturulmasında seçilen noktalar	123
Şekil 4.24. Plaxis-2016 yazılımında uygulanan 1999 Kocaeli Depremi ana şok D-B kaydına ait(PEER veri tabanı)hesaplanan ana kaya ivme-zaman grafiği (Shake2000).....	124
Şekil 4.25. 1999 Kocaeli Depremi SKR istasyonu ana şok D-B kaydı(PEER veri tabanı) Plaxis-2016 yazılımında oluşturulan modele uygulanması sonucu seçilen noktalarda oluşan yer değiştirme ve aşırı boşluk suyu basıncı değerleri (farklı geometri).....	126
Şekil 4.26. 1999 Kocaeli Depremi SKR istasyonu ana şok D-B kaydı(PEER veri tabanı) Plaxis-2016 yazılımında oluşturulan modele uygulanması sonucu seçilen noktalarda oluşan yer değiştirme ve aşırı boşluk suyu basıncı değerleri (farklı ara yüzey katsayıları).....	127
Şekil 4.27. Plaxis-2016 yazılımında incelenen yapının kısa kenarı ve seçilen noktalar.....	128
Şekil 4.28. Plaxis-2016 yazılımında SK2, SK3 zemin profilleri üzerinde (3) nolu yapı ve sonlu eleman ağı.....	129
Şekil 4.29. 1999 Kocaeli Depremi SKRistasyonu ana şok D-B kaydı (PEER veri tabanı) Plaxis-2016 yazılımında oluşturulan farklı modellere uygulanması sonucu seçilen noktalarda oluşan yer değiştirme ve aşırı boşluk suyu basıncı değerleri.....	130

Şekil 4.30. Plaxis-2016 yazılımında SK1, SK2 zemin profilleri üzerinde (1), (2), (3) nolu yapılar ve sonlu eleman ağı.....	131
Şekil 4.31. Plaxis-2016 yazılımında veri gurubu modeli için seçilen noktalar.....	131
Şekil 4.32. Plaxis-2016 yazılımında veri gurubu çözümü.....	132
Şekil 4.33. Plaxis-2016 yazılımında oluşturulan modellerde yer değiştirme ve aşırı boşluk suyu basıncı değerleri.....	133
Şekil 4.34. Plaxis-2016 yazılımında 1999 Kocaeli Depremi SKR istasyonu ana şok D-B kaydının (PEER veri tabanı) incelenen (3) nolu yapıya ve yapı gurubuna uygulanması sonucu oluşan yapı yatay yer değiştirme ve oturma.....	134
Şekil 4.35. Plaxis-2016 yazılım ı UDSM(GHS/UBC-SAND) modelde (3) nolu yapı deplasmanı.....	138
Şekil 4.36. Plaxis-2016 yazılımı UDSM modelde (3) nolu yapı ve SK2 zemin profilini ile yapılan çözüm sonuçları.....	138
Şekil 4.37. Plaxis-2016 yazılımı UDSM model ile çözümde (3) nolu yapı altında SM tabakasına ait hücre numaraları.....	139
Şekil 4.38. Plaxis-2016 yazılımı UDSM model ile çözümde (3) nolu yapı altında SM tabakasına ait eleman numaraları ve seçilen elemanlar.....	139
Şekil 4.39. Plaxis-2016 yazılımında SK2 zemin profilinde oluşturulan beşmodel için (3) nolu yapı üst köşesi A noktası izdüşümü temel altı aşırı boşluk suyu basıncının derinlikle değişimi.....	140
Şekil 4.40. Plaxis-2016 yazılımında SK2 zemin profilinde oluşturulan model için HSsmall ve UDSM modellerinde (3) nolu yapı üst köşesi A ve C noktaları izdüşümü temel altı efektif gerilme ve aşırı boşluk suyu basıncı değişimi.....	141
Şekil 4.41. Plaxis-2016 yazılımı HSsmall modelde (3) nolu yapı ve SK2 zemin profilinde yapı köşeleri ve ortası izdüşümünde aşırı boşluk suyu basıncı değişimi.....	143
Şekil 4.42. (3) nolu yapı depremin etkilediği durumda taban basıncı dağılımı (SAFE).....	144
Şekil 4.43. (3) nolu yapı depremin pozitif yönde etkilediği durumda taban basıncı dağılımı (SAFE).....	144

Şekil 4.44. (3)nolu yapı depremin negatif yönde etkidiği durumda taban basıncı dağılımı (SAFE).....	145
Şekil 4.45. Sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesi yapılan zeminprofilleri.....	146
Şekil 4.46. Sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesi yapılan zemin tabakalarının fiziksel özellikleri.....	147
Şekil 4.47. Boulanger ve Idriss,2006 yaklaşımında plastisite kartında zeminlerin davranışı.....	147
Şekil 4.48. SK1, SK2, SK3 zemin profillerinde dinamik kayma direnci oranı(7.5 büyüklüğündeki deprem için) (Youd ve Idriss, 2001).....	152
Şekil 4.49. Bina aksı boyunca K_α değerinin değişimi (Unutmaz ve Çetin,08).....	158
Şekil 4.50. İncelenen yapı boyutları.....	158
Şekil 4.51. Kumlarda çeşitli yaklaşımlara göre hacimsel birim şekil değiştirme ile kayma birim şekil değiştirme ve relatif sıkılık arasındaki ilişki (Tokimatsu ve Seed, 1987).....	167
Şekil 4.52. İncelenen zemin tabakalarında Lee ve Albasia,1974;Yoshimi ve ark., 1975 ile Tatsuoka ve ark., 1984 yaklaşımları ile hesaplanan hacimsel birim şekil değiştirme oranları.....	168
Şekil 4.53. Tokimatsu ve Seed, 1984 yaklaşımı ile çalışılan tabakalarda hesaplanan hacimsel birim şekil değiştirme miktarları.....	169
Şekil 4.54. Ishihara ve Yoshimine, 1992 yaklaşımı ile çalışılan tabakalarda hesaplanan hacimsel birim şekil değiştirme miktarları.....	170
Şekil 4.55. Shamoto, 1998 yaklaşımı ile çalışılan tabakalarda en büyük hacimsel birim şekil değiştirme miktarları.....	172
Şekil 4.56. $PI=18\%$ zeminlerde tekrarlı yükleme nedeniyle statik kayma mukavemeti kaybı (Erken ve Ülker, 2007).....	176
Şekil 4.57. Tekrarlı monotonik yükleme sonrasında hacimsel deformasyon (Erken ve ark., 2011).....	177
Şekil 4.58. Taşıma gücü kaybına esas (3) nolu yapı temel-zemin kesiti.....	179
Şekil 4.59. (3) nolu yapı için son taşıma gücünün yatay ivme ile değişimi.....	182
Şekil 4.60. Yanal deplasmanın incelendiği yapı-zemin modeli.....	183
Şekil 4.61. İncelenen modelde Tokida ve ark., 1993 yaklaşımına göre alınan parametreler.....	185

Şekil 4.62. Shamoto ve ark., 1998 yaklaşımı ile SK2-SM tabakasında en büyük kayma şekil değiştirme değeri.....	186
Şekil 4.63. F ₁₅ ve D50 için MLR eşitliklerinde kullanılabilir değer aralığı (Youd ve ark., 2002).....	190
Şekil 4.64. Çeşitli yaklaşımlara göre 1999 Kocaeli Depreminde (3) nolu yapıda oluşan yatay ve düşey deplasman.....	193
Şekil 5.1. SKR istasyonu lokasyonu ve zemin profili (http://kyh.deprem.gov.tr)..	198
Şekil 5.2. 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı (kyh veri tabanı).....	201
Şekil 5.3. 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı (PEER veri tabanı).....	202
Şekil 5.4. 1999 Kocaeli Depremi ana şok D-B kaydı SKR istasyonu zemin profilinde ivmenin derinlikle değişimi ile outcrop olarak ölçülen ve ana kaya olarak hesaplanan kayıtlara ait ivme-zaman grafikleri.....	203
Şekil 5.5. 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerinde ivmenin derinlikle değişimi.....	204
Şekil 5.6. 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerinde ivme tepki spektrumu.....	205
Şekil 5.7. Artçı şok istasyonları(http://www.koeri.boun.edu.tr/depremmuh/eqspe cials/kocaeli/kocaeli_eq.htm).....	206
Şekil 5.8. Hastane ve İmar (Bayındırlık) geçici istasyonlarının lokasyonlarının jeolojik özellikleri ve şehir haritası üzerinde gösterimi (Bakır ve ark., 2002).....	206
Şekil 5.9. HST istasyonunun Adapazarı İlçe haritası ve Semerciler mah. haritası üzerindeki konumu (http://ebelediye.adapazari.bel.tr).....	207
Şekil 5.10. HST istasyonu çevresinde yapılmış olan derin sondajlar(Adp Bld raporu eki).....	208
Şekil 5.11. HST istasyonu bahçesinde ve çevresinde yapılmış olan sondaj loglarına ait zemin profillerinin mukayesesi.....	209
Şekil 5.12. HST-SK1 zemin profili ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimi	212
Şekil 5.13. HST-SK2 zemin profili ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimi	213
Şekil 5.14. HST-SK3 zemin profili ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimi	214

Şekil 5.15. 13/09/1999 artçı şok İMAR ve HST istasyonları karşılaştırmalı ivme-zaman grafiği ve ivme tepki spektrumu.....	218
Şekil 5.16. 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu ivme kaydı ve ivme tepki spektrumu.....	219
Şekil 5.17. 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu D-B/K-G kaydı hesaplanmış ana kaya kaydı ve ivmenin derinlikle değişimi.....	221
Şekil 5.18. 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu D-B ve K-G kaydı hesaplanmış ana kaya değerlerinin Shake2000 yazılımında HST-SK1, HST-SK2, HST-SK3 profillerine uygulanması sonucu elde edilen ivme-zaman grafikleri.....	222
Şekil 5.19. 13/09/1999 artçı şok SKR ve HST istasyonları ölçülen ve hesaplanan ivme kayıtlarına ait karşılaştırmalı ivme tepki spektrumu.....	223
Şekil 5.20. Araştırma için seçilen istasyonların konumları (Google Earth).....	231
Şekil 5.21. Seçilen istasyonlar ve 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ivme-zaman grafikleri, ivme tepki spektrumları ve normalize ivme tepki spektrumları ($\xi=5\%$ sönüm oranı).....	235
Şekil 5.22. TDY, 2007'deki Z1-Z2 zemin gurubu tasarım spektrumu ile NEHRP zemin sınıflandırma sisteminde B-C gurubu zeminler üzerindeki istasyonlarda ölçülen 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydına ait normalize edilmiş spektral ivme değerleri ($\xi=5\%$).....	237
Şekil 5.23. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ivme azalım ilişkileri.....	243
Şekil 5.24. 1999 Kocaeli Depremi ve seçilen istasyonlarda ölçülen değere en yakın sonuç veren yaklaşımın seçilmesi.....	245
Şekil 5.25. Seçilen istasyonlarda 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı için NGA sonuçları.....	252
Şekil 5.26. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ve yeni nesil azalım ilişkilerinin karşılaştırılması.....	253
Şekil 5.27. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ve yeni nesil azalım ilişkilerinin V_{S30} değerleri dikkate alınarak karşılaştırılması.....	253

Şekil 5.28. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ivme tepki spektrumları ve CB08 modeli ile elde edilen spektrum eğrilerinin karşılaştırılması ($\xi=5\%$).....	255
Şekil 5.29. 1999 Kocaeli Depremi ana şok ivme kaydının seçilen istasyonlarda NGA CB08 yaklaşımı ile hesaplanan normalize spektral ivme değerlerinin 2007 TDY tasarım spektrumu değerleri ile karşılaştırılması ($\xi=5\%$).....	255
Şekil 5.30. Seçilen istasyonlar ve 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ivme-zaman grafikleri, ivme tepki spektrumları ve normalize ivme tepki spektrumları ($\xi=5\%$).....	260
Şekil 5.31. 12/11/1999 Düzce Depremine ait seçilmiş istasyonlardaki normalize edilmiş spektral ivmelerin TDY, 2007'de tanımlanan tasarım spektrumu ile karşılaştırılması ($\xi=5\%$).....	262
Şekil 5.32. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel azalım ilişkileri.....	264
Şekil 5.33. 1999 Düzce Depremi ve seçilen istasyonlarda ölçülen değere en yakın sonuç veren yaklaşımın seçilmesi.....	264
Şekil 5.34. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda NGA yaklaşımları.....	266
Şekil 5.35. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ve yeni nesil azalım ilişkilerinin karşılaştırılması.....	267
Şekil 5.36. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ve yeni nesil azalım ilişkilerinin V_{S30} değerleri dikkate alınarak karşılaştırılması.....	268
Şekil 5.37. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ivme tepki spektrumları ve CB08 modeli ile elde edilen spektrum eğrilerinin karşılaştırılması ($\xi=5\%$)	269
Şekil 5.38. 1999 Düzce Depremi ana şok ivme kaydının seçilen istasyonlarda NGA yaklaşımı ile hesaplanan normalize spektral ivme değerlerinin 2007 TDY tasarım spektrumu değerleri ile karşılaştırılması ($\xi=5\%$)	270
Şekil 5.39. Çalışmada kullanılan 19 adet depremin konumları (Google Earth).....	272
Şekil 5.40. B-C ve D zemin sınıfları için ivme-büyüklik ilişkisi.....	273

Şekil 5.41. B-C ve D zemin sınıfları için ivme-mesafe ilişkisi.....	274
Şekil 5.42. SKR istasyonu kayıtları ile ivme-mesafe ilişkisi (noktalı çizgiler yeterli veri olmayan bölümü temsil etmektedir).....	274
Şekil 5.43. SKR istasyonu kayıtları ile mesafe-büyükük ilişkisi.....	275
Şekil 5.44. B-C zeminler için $V_{S30}=760$ m/s, D zeminler için $V_{S30}=280$ m/s sabit tutularak farklı mesafeler ve büyükükler için Denklem 5.3 ve 5.4 ile hesaplanmış olan ivme-mesafe ilişkisi ve ölçülen ivme değeri.....	276
Şekil 5.45. B-C ve D zemin sınıflarında ölçülen ve hesaplanan PGA değerlerine ait residualler.....	277
Şekil 5.46. $V_{S30}=760$ m/s ve $M_w=7.0$ için hesaplanmış olan PGA değerlerinin diğer azalım ilişkileri ve sismik verilerle karşılaştırılması.....	277
Şekil 5.47. $V_{S30}=280$ m/s ve $M_w=7.0$ için hesaplanmış olan PGA değerlerinin diğer azalım ilişkileri ve sismik verilerle karşılaştırılması.....	279
Şekil 5.48. Önerilen azalım ilişkisindeki residual dağılımı.....	280

TABLULAR LİSTESİ

Tablo 3.1. Tığcılar mahallesinde seçilen (1), (2) ve (3) nolu yapılar.....	35
Tablo 3.2. Adapazarı'nda 1999 Kocaeli Depremi öncesi ve sonrasında zemin profillerinin karşılaştırılması.....	41
Tablo 3.3. SPT düzeltme katsayıları (Youd, 2001) (Skempton, 1986'dan modifiye edilmiş, Robertson ve Wride, 1998 listelemiş).....	42
Tablo 3.4. Çalışmada kullanılan SPT düzeltme faktörleri.....	43
Tablo 3.5. SK1 sondaj logu zemin tabakaları fiziksel özellikleri.....	48
Tablo 3.6. SK1 zemin profili başlangıç durumu gerilmeleri.....	49
Tablo 3.7. SK1 zemin profili düzeltilmiş SPTN değerleri.....	50
Tablo 3.8. SK2 sondaj logu zemin tabakaları fiziksel özellikleri.....	54
Tablo 3.9. SK2 zemin profili başlangıç durumu gerilmeleri.....	55
Tablo 3.10. SK2 zemin profili düzeltilmiş SPTN değerleri.....	56
Tablo 3.11. SK3 sondaj logu zemin tabakaları fiziksel özellikleri.....	60
Tablo 3.12. SK3 zemin profili başlangıç durumu gerilmeleri.....	61
Tablo 3.13. SK3 zemin profili düzeltilmiş SPTN değerleri.....	62
Tablo 3.14. SK1 zemin profili kayma dalgası hızı hesabı.....	65
Tablo 3.15. SK2 zemin profili kayma dalgası hızı hesabı.....	66
Tablo 3.16. SK3 zemin profili kayma dalgası hızı hesabı.....	67
Tablo 3.17. SK1 zemin profili dinamik parametreleri.....	72
Tablo 3.18. SK2 zemin profili dinamik parametreleri.....	72
Tablo 3.19. SK3 zemin profili dinamik parametreleri.....	73
Tablo 3.20. SK1 zemin profili kayma direnci parametreleri.....	75
Tablo 3.21. SK2 zemin profili kayma direnci parametreleri.....	76
Tablo 3.22. SK3 zemin profili kayma direnci parametreleri.....	77
Tablo 3.23. SK1 zemin profili fiziksel özellik ve dinamik parametreleri.....	78
Tablo 3.24. SK2 zemin profili fiziksel özellik ve dinamik parametreleri.....	79

Tablo 3.25. SK3 zemin profili fiziksel özellik ve dinamik parametreleri.....	80
Tablo 4.1. SK1, SK2 ve SK3 profilleri zemin tabakalarının standard üç eksenli deney sonucu verileri ile Plaxis-2016 yazılımı şartının karşılaştırılması	94
Tablo 4.2. Plaxis-2016 yazılımında (3) nolu yapı parametreleri.....	98
Tablo 4.3. Sap2000 yazılımında (3) nolu yapı kütle oranları.....	99
Tablo 4.4. Plaxis-2016 yazılımında (1) ve (2) nolu yapı parametreleri.....	105
Tablo 4.5. SK1, SK2 ve SK3 zemin profili tabaka kalınlıkları ve kayma dalgası hızı değerleri.....	109
Tablo 4.6. SK1 zemin profili için HSsmall modeli parametreleri.....	110
Tablo 4.7. SK2 zemin profili için HSsmall modeli parametreleri.....	112
Tablo 4.8. SK3 zemin profili için HSsmall modeli parametreleri.....	114
Tablo 4.9. SK1, SK2 ve SK3 zemin profili için sonlu eleman boyutları.....	116
Tablo 4.10. Plaxis-2016 yazılımı dinamik modül ile oluşturulan modelde uygulanan geometrik boyut deneme hesaplamaları.....	125
Tablo 4.11. Plaxis-2016 yazılımı dinamik modül ile oluşturulan modelde uygulanan farklı arayüzey azaltma faktörü için deneme hesaplamaları.....	125
Tablo 4.12. Plaxis-2016 yazılımında (3) nolu yapı uzun kenar ve kısa kenar esas alınması halinde elde edilen sonuçlar.....	129
Tablo 4.13. Plaxis-2016 yazılımında veri gurubu çözümü.....	132
Tablo 4.14. Plaxis-2016 yazılımı UBC-SAND modelde malzeme parametreleri	137
Tablo 4.15. Plaxis-2016 yazılımı UDSM modelde (3) nolu yapı SK2 profili ile yapılan çözüm sonucu.....	138
Tablo 4.16. Plaxis-2016 yazılımında seçilen noktalarda aşırı boşluk suyu basıncı oranı değerleri.....	140
Tablo 4.17. SK1 zemin profili efektif gerilme ve $(N_1)_{60}$ değerleri.....	151
Tablo 4.18. SK2 zemin profili efektif gerilme ve $(N_1)_{60}$ değerleri.....	151
Tablo 4.19. SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerinde incelenen ince daneli tabakaların sıvılaşma analizi.....	156
Tablo 4.20. SK1 zemin profili incelenen tabakalarda sıvılaşma potansiyeli analizi toplu sonucu.....	162

Tablo 4.21. SK2 zemin profili incelenen tabakalarda sıvılaşma potansiyeli analizi toplu sonucu.....	163
Tablo 4.22. SK3 zemin profili incelenen tabakalarda sıvılaşma potansiyeli analizi toplu sonucu.....	164
Tablo 4.23. Çalışılan zemin profillerinde sıvılaşan tabakalara ait devirsel kayma gerilmesi ve $(N_1)_{60}$ değerleri.....	170
Tablo 4.24. Çalışılan zemin profillerinde sıvılaşan tabakalara ait güvenlik faktörü ve relatif sıklık değerleri.....	171
Tablo 4.25. Çalışılan zemin profillerinde sıvılaşan tabakalara ait devirsel kayma gerilmesi ve $(N_1)_{60}$ değerleri.....	171
Tablo 4.26. Shamoto ve ark., 1998 yaklaşımı ile üzerinde çalışılan zemin tabakalarında elde edilen oturma miktarları.....	173
Tablo 4.27. Lee, 2007 yaklaşımı ile üzerinde çalışılan zemin tabakalarında elde edilen hacimsel birim şekil değiştirme miktarları.....	173
Tablo 4.28. SK2zemin profili ince daneli zemin tabakalarında oturma hesabına esas parametreler.....	178
Tablo 4.29. SK2 zemin profili oturma analizi özeti.....	178
Tablo 4.30. Sismik taşıma gücü katsayıları (Richards ve ark., 1993).....	180
Tablo 4.31. (3) nolu yapı sismik taşıma gücü (Richards ve ark., 1993).....	181
Tablo 4.32. (3) nolu yapı sismik taşıma gücü (Paolucci ve Pecker, 1997).....	182
Tablo 4.33. SK2 profili SM tabakasına ait devirsel kayma gerilmesi oranı ve düzeltilmiş SPTN değerleri.....	186
Tablo 4.34. Shamoto ve ark., 1998 yaklaşımı ile üzerinde çalışılan zemin tabakalarında elde edilen yatay deplasman miktarları.....	186
Tablo 4.35. SK1-SK2 kesiti yatay deplasman.....	192
Tablo 4.36. SK2 zemin profili oturma analizi karşılaştırılması.....	194
Tablo 4.37. SK1- SK2 kesiti yatay deplasman karşılaştırılması.....	195
Tablo 5.1. SKR istasyonu zemin profili.....	199
Tablo 5.2. Üzerinde çalışılan zemin profilleri Shake2000 yazılımında alınan kayma modülü ve sönüm faktörlerine ait yaklaşımlar.....	200
Tablo 5.3. HST-SK1, HST-SK2 ve HST-SK3 profilleri düzeltilmiş SPTN değerleri.....	210

Tablo 5.4. HST-SK1, HST-SK2 ve HST-SK3 profilleri kayma dalgası hızı.....	211
Tablo 5.5. HST-SK1 profili parametreleri.....	215
Tablo 5.6. HST-SK2 profili parametreleri.....	216
Tablo 5.7. HST-SK3 profili parametreleri.....	216
Tablo 5.8. 23/09/1999 artçı şok İMAR ve HST istasyonları kayıtları karşılaştırılması.....	220
Tablo 5.9. 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu D-B ve K-G kaydı hesaplanmış ana kaya değerlerinin Shake2000 yazılımında HST-SK1, HST-SK2, HST-SK3 profillerine uygulanması sonucu hesaplanan en büyük ivme değerleri ve HST istasyonunda ölçülen en büyük ivme değerleri	220
Tablo 5.10. Araştırma için seçilen istasyonların özellikleri ile bu istasyonlarda ölçülen 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri ana şok değerleri.....	229
Tablo 5.11. 17/08/1999 Kocaeli Depremine ait seçilmiş istasyonlardaki normalize edilmiş spektral ivmelerin TDY,2007'de tanımlanan tasarım spektrumu ile karşılaştırılması ($\xi=5\%$).....	236
Tablo 5.12. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ivme azalım ilişkileri.....	244
Tablo 5.13. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda NGA ivme azalım ilişkileri.....	251
Tablo 5.14. 1999Kocaeli Depremi ana şok ivme kaydının seçilen istasyonlarda NGA CB08 yaklaşımı ile hesaplanan normalize spektral ivme değerleri.....	256
Tablo 5.15. 11/12/1999 Düzce Depremine ait seçilmiş istasyonlardaki spektral ivmelerin TDY, 2007'de tanımlanan tasarım spektrumu ile karşılaştırılması ($\xi=5\%$).....	261
Tablo 5.16. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ivme azalım ilişkileri.....	265
Tablo 5.17. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda NGA ivme azalım ilişkileri.....	267
Tablo 5.18. 1999 Düzce Depremi ana şok ivme kaydının seçilen istasyonlarda NGA CB08 yaklaşımı ile hesaplanan normalize spektral ivme değerleri....	270

Tablo 5.19. Çalışmada kullanılan depremlere ait ana şok kayıtları (Türkiye kuvvetli yer hareketi veri tabanı, PEER veri tabanı, ngawest2.berkeley.edu).....	273
Tablo 5.20. Mukayesede kullanılan azalım ilişkisi modelleri ve özellikleri.....	278

ÖZET

Anahtar kelimeler: Dinamik yük, zemin deplasmanı, sıvılaşma, azalım ilişkisi

Bu çalışmada, Kuzey Anadolu Fay Zonu (KAFZ) üzerindeki konumundan dolayı tektonik açıdan aktif konumda olan ve zemin koşullarının özelliğinden dolayı da önemli sayılan Sakarya İli ve çevresi araştırma konusu olarak seçilmiştir. Araştırma iki ana konu başlığı kapsamında gerçekleştirilmiş ve önlenmesi mümkün olmayan deprem afetinden korunmaya katkı sağlanması amaçlanmıştır.

İlk konu başlığı kapsamında, seçilen yapı-zemin modelinin özellikleri oluşturulmuş ve seçilen yapının Plaxis yazılımında doğru olarak temsil edildiği Sap2000 yazılımı ile kontrol edilmiştir. Plaxis-2016 yazılımında Hardening Soil model with small strain stiffness (HSsmall) ve User Defined Soil Model (UDSM)- General Hardening Soil (GHS/UBCSAND) modelleri kullanılarak 1999 Kocaeli Depremi Sakarya (SKR) istasyonu ana şok doğu-batı (D-B) kaydı uygulanmıştır. Daha sonra literatürdeki yaklaşımlarla yatay ve düşey deplasman ile sıvılaşma analizi yapılmıştır. Ayrıca seçilen modelde yapı temeline ait sismik taşıma gücü analizi de gerçekleştirilmiştir. Bu analizler gerçekte oluşan hasar durumu ile karşılaştırıldığında literatürdeki yaklaşımların sonuçlarına ait bir genelleme yapılamıyacağı, Plaxis-2016 yazılımı UDSM modelde sıvılaşmanın da dikkate alındığı ve depremin hemen ardından oluşan deplasmana yakın sonuç elde edildiği görülmüştür.

Çalışmanın ikinci ana bölümünde 1999 Kocaeli ve Düzce depremlerine ait ivme kayıtları Seismosignal ve Shake2000 yazılımları ile analiz edilmiş ve bu depremlere ait azalım ilişkileri incelenmiştir. 1999 Kocaeli depremine ait ana şok ile 13/09/1999 tarihli 5.8 moment büyüklüğündeki artçı şok ivme kayıtları Shake2000 yazılımında hem ilk bölümde oluşturulmuş olan zemin profillerine hem de Adapazarı'nda yumuşak zemin üzerinde kurulu geçici HST istasyonuna ait zemin profillerinde uygulanmıştır. Shake2000 yazılımında zemin tepkisini hesaplamada belirli bir yaklaşım sağlandığı görülmüştür. Daha sonra Sakarya İli ve çevresindeki kuvvetli yer hareketi istasyonlarında 1999 Kocaeli ve Düzce depremlerine ait zemin büyütme faktörleri hesaplanmış, TDY, 2007 tasarım spektrumu ile karşılaştırılmış ve bu karşılaştırmalarda elde edilen sonuçlar Adapazarı gibi alüvyon zemin üzerindeki yerleşimlerde görülmüş olan hasarın nedenlerini açık olarak göstermiştir. Aynı kuvvetli yer hareketi istasyonları için aynı depremlerde geleneksel ile yeni nesil ivme azalım ilişkileri hesaplanmıştır. Karşılaştırması yapılan ivme azalım ilişkilerinde de uygunluk açısından genelleme yapmak mümkün olmamıştır. 1999 Kocaeli Depremi ve sonrası verileri ile SPSS 20.0 yazılımı kullanılarak regresyon analizi yapılmış ve Kuzeybatı Anadolu bölgesi için ivme azalım ilişkisi geliştirilmiştir. Sunulmuş olan bu eşitlikle ölçülmüş olan ivme kayıtları arasında iyi bir uyum sağlandığı görülmüştür.

SOIL BEHAVIOR ANALYSES UNDER STRUCTURE LOADING DURING 1999 KOCAELİ EARTHQUAKE IN ADAPAZARI

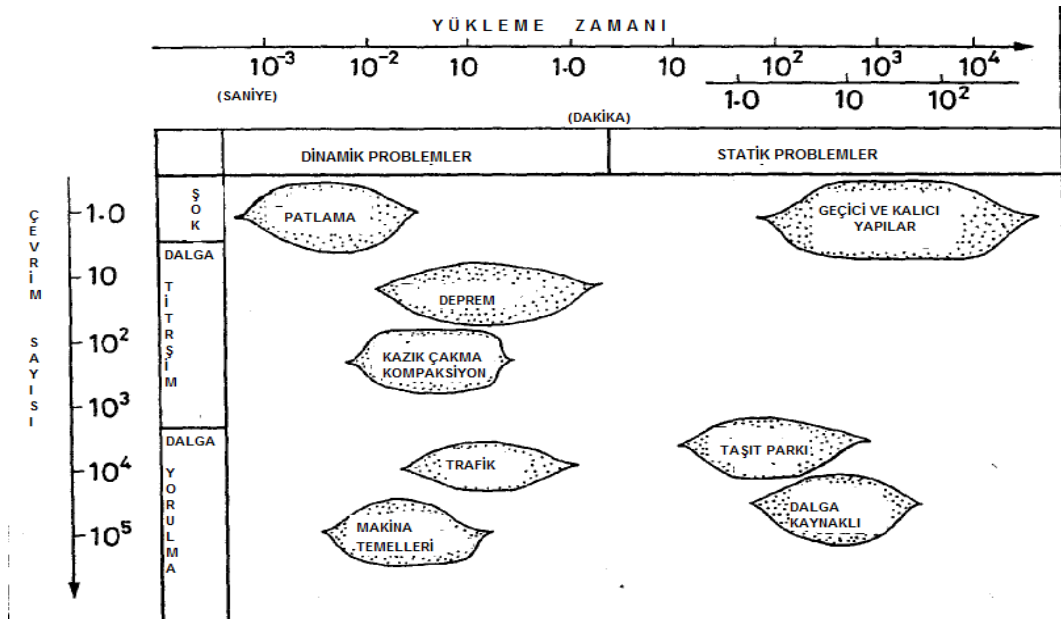
SUMMARY

Keywords: Dynamic load, soil displacement, liquefaction, attenuation relationship.

In this study, Sakarya and the region close this city, which is considered to be active due to its location on the NAFZ and to be important due to the characteristics of soil conditions, has been chosen as the research topic. The research was carried out within the scope of two main topics and it was aimed to contribute to the prevention from unavoidable earthquake disaster. Within the scope of the first topic, determination characteristics of the soil-structure model and checked with the Sap2000 software that the model building was correctly represented in the Plaxis software. 1999 Kocaeli Earthquake SKR station main shock E-W recording applied in Plaxis-2016 software with Hardening Soil model with HSsmall and UDSM - GHS / UBCSAND. Then, horizontal and vertical displacement and liquefaction analysis were done with the approaches in the literature. In addition, seismic bearing capacity analysis of the structure foundation was also performed. These analyzes are compared with the actual damage, it can be seen that the Plaxis-2016 software, considering the liquefaction of the UDSM model, is close to the displacement occurring immediately after the earthquake. But a generalization of the results of the approaches in the literature can not be made. In the second part of the study, acceleration records belonging to 1999 Kocaeli and Düzce earthquakes were analyzed with Seismosignal and Shake2000 softwares and the relation of attenuation relationships to these earthquakes was examined. The main shock of 1999 Kocaeli earthquake and the aftershock acceleration records of 5.8 moment magnitude dated 13/09/1999 were applied both to the ground profiles formed in the first section and to the ground profiles belonging to the temporary HST station installed on the soft soil in Adapazari. Shake2000 software has been found to provide a specific approach to calculating the soil response. Then, soil amplification factors of 1999 Kocaeli and Düzce earthquakes were calculated at the strong ground motion stations of Sakarya city and closed region. This results were compared to TDY 2007 design spectrum and the results obtained in these comparisons clearly show the causes of the damages observed on alluvial soil settlements such as Adapazari. For the same strong ground motion stations, the new generation attenuation relationships are calculated for the same earthquakes. It is not possible to make generalizations in terms of compliance in the comparison of the attenuation relationships. Ground-motion attenuation relationships with using the 1999 Kocaeli earthquake data were developed for the Northwest Anatolia region. This attenuation relation equations were developed by applying non-linear regression analysis; with SPSS Statistics 20.0 software. It has been found that there is a good fit between the acceleration records measured by this equation presented.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

İnşaat mühendisliğinin dallarından biri olan “zemin mekaniği”, mühendislik özellikleri ile birlikte gerilme altında zeminin davranışını değerlendirir. Karl Terzaghi 1925’den itibaren bu alanda sayısız teorik ve deneysel çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmaların çoğunda “statik yük” koşulları altında zeminin davranışı çözümlenmiş olup, “dinamik yük” koşulları ancak yakın zamanda dikkate alınmaya başlanılmıştır. Dinamik yükleme şartları altında zeminin davranışı ile gerilme-birim şekil değiştirme özelliklerinin çeşitli faktörlere bağlı olduğu ve statik yükleme durumu ile karşılaştırıldığında, önemli farklılıklar olduğu iyi bilinmektedir. Dinamik yükler altında zemin davranışının analiz edilmesi ise, zemin mekaniğinin bir kolu olan “zemin dinamiği”nin alanına girmektedir (Das, 1993). Dinamik yük kaynakları “depremler”, “patlamalar”, “makinalar”, “inşaat imalatları”, “madencilik”, “trafik”, “rüzgar” ve dalga hareketi gibi çok çeşitlidir (Şekil 1.1.).



Şekil 1.1. Dinamik problemlerin sınıflandırılması (Ishihara, 1996)

Dinamik yüklerin oluşturdukları sonuçlar açısından en önemlisi sayılabilecek olan depremler, insanları ve çevresini etkileyecek güce sahip kuvvetli yer hareketleridir. Deprem araştırmaları asırlar öncesinden başlamış olup, Çin'deki deprem kayıtları 3000 yıl öncesine kadar gitmektedir. İlk deprem kayıt cihazı 132 Anno Domini (A.D.) dolayında Çinli bir bilim adamı olan Chang Heng tarafından icat edilmiştir. Milyonlarca yıldır meydana gelmekte olan depremler, gelecekte de olmaya devam edecek olup, günümüzde halen dünyamızın değişik yerlerindeki milyonlarca insanın canları ve malları büyük bir deprem tehdidi ile karşı karşıyadır (Kramer, 1996 ; Bolt, 1999). Depremlerin oluşmasını önlemek imkansızdır, ancak etkilerini hafifletmek mümkün olup, bu konuda dünya çapında çalışmalar devam etmektedir. Bu araştırmanın amacı da, yaşanmış olan 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden yola çıkışla konuya bir parça katkıda bulunmaktır.

1.1. Araştırmanın Konusu ve Tanımı

Türkiye'yi hemen hemen boydan boya kesen sağ yanal atımlı fay olan Kuzey Anadolu Fay Zonundan (KAFZ) dolayı tektonik açıdan aktif bir konumda olan Sakarya İli, çeşitli zamanlarda bu zonun hareketlerinin etkisi altında kalmıştır. Son olarak 17 Ağustos 1999 tarihinde odak noktası 40.756^0 Kuzey (K), 29.955^0 Doğu (D) koordinatları ile tanımlanan, moment büyüklüğü (M_w)=7.4 olan deprem 17 km derinlikte, KAFZ üzerinde meydana gelmiştir (<http://www.koeri.boun.edu.tr>, <http://daphne.deprem.gov.tr/>). Yüzeyde Hersek deltasından Akyazı'ya kadar yaklaşık 115 km'lik bir yüzey kırılması ve 4-5 m'ye varan sağ yanal atımla (Barka ve ark., 2002) Sakarya İli Adapazarı İlçesini önemli oranda etkilemiştir. Araştırmanın geneldeki inceleme konusu Sakarya İli Adapazarı İlçesi olduğu için, bundan sonra bölge hakkında kısaca "Adapazarı" ve depremi tanımlarken de "1999 Kocaeli Depremi" isimleri kullanılacaktır.

KAFZ'na çok yakın konumlanmış olan Adapazarı, deniz seviyesinden 30-31 m yükseklikte yerleşmiş, yüzeyi günümüzde yataya yakın bir eğimde olan derin bir alüvyal basen durumundadır. Adapazarı, Akova adı ile anılan Sakarya nehrinin aşağı bölümünde yer almıştır. Ovada kuvaterner geniş bir alana yayılmış olan alüvyon ile

temsil edilmekte olup, tutturulmamış kum, silt ve çakıldan oluşmuştur. Alüvyonun içeriğindeki gereçler Sakarya nehri, Çark suyu ve Mudurnu çayı tarafından KAFZ ve güneyindeki kayalardan taşınmıştır. Ova kenarlarında düşük olan alüvyon kalınlığı, ova ortalarına doğru 150 m'ye ulaşmaktadır. Adapazarı kent merkezinin güneyinde Erenler tepesi, Alibey tepesi ve güney doğusunda Tersiyeye tepesi yer almıştır (Bol, 2003). 1999 Kocaeli depremi sonrası yapılan çalışmada ise ana kaya derinliğinin 1000-1500 m'lerde olduğu söylenmiştir (Komazawa ve ark., 2002).

Yaklaşık her 10 yılda bir aktif olan KAFZ'nda Adapazarı son yıllar içinde bir kaç büyük deprem atlatmıştır. 20 Haziran 1943 Hendek Depremi (yüzey dalgası büyüklüğü= $M_s=6.6$), 26 Mayıs 1957 Abant Depremi ($M_s=7.1$) ve 22 Temmuz 1967 Mudurnu Depremi ($M_s=6.8$) Adapazarı'nın 1999 Kocaeli depreminden önce etkilenmiş olduğu depremlerdir (<http://www.koeri.bou.edu.tr>).

Bu deprem aktivitesine rağmen 1999 Kocaeli depremine kadar Adapazarı'nda önemli boyutta bir zemin incelemesi yapılmamış, yapılan az sayıdaki sondaj da yapan kurumun amacı doğrultusunda kullanıldıktan sonra bir köşede unutulmuştur. Yapılan projelerde, "zemin emniyet gerilmesi" tanımlaması ile, $\sigma_{zem} = 0.50-0.70 \text{ kg/cm}^2$ civarında bir değer alınarak hesaba katılmıştır. Temel sistemi olarak da yüzeysel radye temel sistemi kullanılmıştır. "Sakarya Depremine Ait Kısa Not" (Kalafatçıoğlu, 1968) ve "1967 Depreminde Adapazarı'nda Sıvılaşma" (Ansal ve ark., 1992) yapılmış olan az sayıdaki araştırmadan bazılarıdır.

1999 Kocaeli Depremi sonrasında ise o güne kadar görülmemiş bir hasarla karşı karşıya kalınmış olup, hasar örnekleri mahallelere göre farklılıklar göstermiştir. Adapazarı'nda tamamen yıkılan ya da hasar gören binaların yanında kimi binaların ise hiçbir hasar görmeden döndüğü, devrildiği, temellerinin açığa çıktığı (Şekil 1.2.a., Şekil 1.2.b.) ve bazı binalarda ise sıvılaşmış zemin içine 1.0-1.5 m dolayına varan düşey oturmaların olduğu ve bu sırada kaldırımların da alttaki zemin tarafından kaldırıldığı görülmüştür (Şekil 1.2.c., Şekil 1.2.d.). Yeraltı su seviyesinin (YASS) yüzeye yakın olması, zeminin özellikleri, sıvılaşma ve düşük gömme derinliği nedeni ile pek çok temel göçmesi meydana gelmiştir. Ortaya çıkan bu hasar tablosu,

Adapazarı'nı araştırmacılar için bir laboratuvar konumuna sokmuştur. Çok sayıda araştırmacı tarafından zemin deformasyonlarına bağlı olarak binalarda gözlenen ileri derecedeki oturmalar (Erken ve ark., 2004), devrilmeler (Gazetas ve ark., 2003), yanal yayılmalar (Youd ve ark., 2009), sıvılaşma ve taşıma gücü kayıpları (Erken ve ark., 2004; Bray ve ark. 2004; Taylan ve ark., 2007) ile yerel zemin koşullarına bağlı olarak oluşan yapısal hasarlar (Sancio ve ark. 2002; Bakır ve ark. 2002; Kutanis ve Bal, 2006) incelenmiştir. Bu paragrafta çok küçük ölçekte örneklenmiş olan çalışmalar, günümüzde sayılamayacak boyuttadır.



a) Yeniğün mahallesi 40.77450⁰K-30.40896⁰D



b) Karaosman mah. 40.78513⁰K- 30.40024⁰D



c) Yeniğün mahallesi 40.77518⁰K-30.41077⁰D



d) Tığcılar mahallesi 40.7775⁰K-30.4034⁰D

şekil 1.2. 1999 Kocaeli Depreminde Adapazarı'nda görölen farklı hasar örneklere (http://peer.berkeley.edu)

Ancak Adapazarı'nın sahip olduğu zemin koşulları ve 1999 Kocaeli Depreminde meydana gelmiş olan birbirinden çok farklı hasar örneklere nedeniyle, bu büyük

felaketin üzerinden uzun bir zaman geçmesine rağmen bölge, günümüzde de araştırmacılar için bir laboratuvar olma özelliğini korumakta ve bilimsel açıklamayı bekleyen birçok konu bulunmaktadır. Bu görüşten yola çıkışla, 1999 Kocaeli Depreminde Sakarya İli Adapazarı İlçesinde seçilen zemin-yapı modelinde deprem etkinliği boyunca ve sonrasında yapı yükü altında zeminin davranışı Seismosignal, Shake2000, Plaxis yazılımları kullanılarak ve literatürdeki yaklaşımlar çerçevesinde incelenmiştir. Ayrıca hem alüvyon zemin hem de ana kayada ölçülmüş olan artçı şok kayıtları da incelenerek, zemin davranış özelliklerinin açıklanmasında değerlendirilmiştir. Çalışmanın ikinci bölümünde ise, 1999 Kocaeli ve Düzce depremlerinde bölgedeki istasyonlara ait ana şok ve artçı şok kayıtları kullanılarak literatürdeki geleneksel ve yeni nesil azalım ilişkileri (2008 ve 2013 modelleri) uygulanmış ve bu ilişkiler çerçevesinde SPSS Statistics 20.0 yazılımı da kullanılarak bölgeye özel bir ivme azalım ilişkisi geliştirilmiştir.

1.2. Çalışmanın Kapsamı

Bu tez çalışması beş bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde konunun genel bir tanımı yapılmış ve araştırmanın çerçevesi oluşturulmuştur. İkinci bölümde dünyada ve ülkemizde depremler ve yerel zemin koşulları ilişkisi hakkında literatür çalışması yapılmış, üçüncü bölümde ise araştırma için seçilmiş olan model tanımlanmıştır. Dördüncü bölümde, seçilmiş olan model üzerinde Plaxis-2016 yazılımı ve literatürde kullanılmakta olan yaklaşımlarla deplasman analizleri gerçekleştirilmiştir. Beşinci ve son bölümde 1999 Kocaeli ve Düzce deprem kayıtları Shake2000 yazılımında analiz edilmiş, halen literatürde kullanılmakta olan ivme azalım ilişkileri bu depremler konu edilerek incelenmiş ve Kuzeybatı Anadolu bölgesi için yeni bir ivme azalım ilişkisi önerilmiştir.

BÖLÜM 2. DÜNYADA VE ÜLKEMİZDE DEPREMLER VE YEREL ZEMİN KOŞULLARI İLİŞKİSİ

2.1. Giriş

22 Mart 1957 Daly City-California (San Francisco), 28 Temmuz 1957 Guerrero-Mexico, 16 Haziran 1964 Niigata-Japan ve 29 Temmuz 1967 Near the Coast of Venezuela-Caracas depremleri, meydana getirdikleri hasarlarda değişik zemin koşullarına sahip bölgelere göre farklılıkların oluştuğunun ve sıvılaşma ya da taşıma gücü kaybı benzeri zemin yenilmelerinin tanımlanmaya başlandığı dünya çapındaki depremlerden bazılarıdır. Yakın geçmişe ait literatür çalışması yapıldığında, deprem-zemin koşulları-yapı hasarı ilişkisinin incelendiği araştırmaların yaklaşık 80 yıllık bir zaman dilimini kapsadığı görülmüştür. 19 Eylül 1985 Michoacan-Mexico, 18 Ekim 1989 Loma Prieta-California, 16 Ocak 1995 Kobe-Japan ve 1999 Kocaeli-Türkiye depremleri ise bu araştırmaların daha hızlı ve güvenli bir şekilde yürütülerek sonuçlandırılabilmesi için çok büyük çaplı veri sağlamışlardır (<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes>).

2.2. Dünyadaki Tarihsel Depremler ve Zemin Koşulları

Deprem sarsıntısı esnasında sismik dalgaların zemin profilinde kaynaktan yukarıya doğru yayılması anında, yerel zemin şartlarından önemli oranda etkilendiği şimdikiye kadar yapılmış olan çok sayıda araştırmada örneklenmiştir. Depremler nedeniyle meydana gelmiş olan yapısal hasar ile genlik, frekans ve süre gibi kuvvetli yer hareketi parametreleri üzerinde zemin özelliklerinin etkisinin araştırıldığı çalışmalar 1957 San Francisco Depreminden günümüze kadar uzanmaktadır.

San Francisco Depremi ile ilgili yapılan çalışmalarda şehirde alınmış 5.6 km uzunluğunda bir kesit boyunca zemin özellikleri modellenmiş ve bu kesitte kurulu

istasyonlarda alınmış olan ivme kayıtları değerlendirildiğinde, max yer ivmeleri ve frekans karakteristiklerinde %100'e varan farklılıklar görülmüştür (Seed ve Idriss, 1969).

28 Temmuz 1957'de 7.9 büyüklüğünde Meksika'da meydana gelen depremde tanzim edilen eş şiddet haritasında şiddet dağılımının yerel jeoloji ve zemin koşulları ile yakın ilişkili olduğu görülmüştür. Depremın odak noktasına 272 km uzaklıktaki Mexico City'de derin alüvyon zeminde bulunan Texcoco Gölü ile 37.5 km uzaklıktaki sıkı zeminler veya granit üzerinde bulunan birçok şehir ve köy mukayese edilmiştir. Düzeltilmiş Merkalli Ölçeğine göre yüksek yapıların bulunduğu göl yatağının olduğu bölge VII şiddetinde, nispeten daha sıkı formasyonlar üzerinde olan bölge IV ve odak noktasından 96 km mesafede bulunan ve kaya ya da sıkı konsolide olmamış zeminler üzerinde bulunan bölge ise V veya daha az şiddette etkilenmiştir. Ancak derin konsolide olmamış zeminler üzerinde bulunan Chilpancingo VII-VIII şiddetinde bir etkiye maruz kalmıştır (Duke ve Leeds, 1957).

1967 Caracas Depreminde ise, zemin derinliğinin 20 m - 100 m arasında olan şehrin batı kesimindeki hasara oranla zemin derinliğinin 80 m - 280 m arasında olan doğu kesimdeki hasarın çok yüksek olduğu belirtilmiştir (Seed ve Idriss, 1969).

1964 Niigata Depremi ile ilgili yapılan bir çalışmada hasarın dağılımı ve zemin koşulları ile ilişkisi incelenmiştir. Deprem hasarları genellikle üstyapı hasarı olarak tanımlanmış olduğu ve üstyapılarda hasarın küçük olduğu belirtilmiş ve hasarın derecelendirilmesi, üstyapıların eğilme açısını ölçerek yapılmıştır. Hasar gören bölge A hasarsız veya çok az hasar, B az hasar ve C ağır hasar bölgeleri olarak sınıflandırılmış ve bu bölgeler arasında özellikle B ve C bölgeleri arasında zemin koşullarının farklılığı araştırılmıştır (Ohsaki, 1966).

San Francisco Körfezi yakınlarında Nevada'da 37 bölgede nükleer patlama ile oluşturulmuş yer hareketi kayıtları 1906 ve 1957 San Francisco depremleri kayıtları ile karşılaştırılmış ve yer hareketi üzerinde yerel jeolojinin etkisi incelenmiştir (Borcherdt, 1970).

19 Eylül 1985 Michoacan-Mexico Depreminde Mexico City’de şehrin farklı bölgelerinde sarsıntının şiddeti ve bağlı olarak yapı hasarında devasa farklılıklar oluşmuştur. Şehrin güneybatısında sarsıntının şiddeti hafif ve yapı hasarı küçük ölçekte iken, kuzeybatısında hem sarsıntının şiddeti büyümüş hem de yıkıcı boyutta hasar oluşmuştur. Bu farklı hasarın nedenlerini açıklamak için Mexico City zemin koşulları ile değişik istasyonlarda alınmış olan yer hareketi kayıtları tanımlanmış ve zeminin ölçülen kayma dalgası hızı özellikleri, zemin tepki analizleri birleştirilerek basit analizler kullanılarak bir sonuca varmaya çalışılmıştır (Seed ve ark., 1987).

1989 Loma Prieta Depremi ise zeminden kayaya kadar geniş aralıkta bir veri tabanı oluşturulmasına olanak sağlamıştır. Elde edilen bu kayıtlar bilhassa yumuşak ve derin kohezyonlu zeminlerin tepki karakteristiklerini anlamaya büyük oranda yardımcı olmuşlardır. Seed ve ark., 1992 yaptıkları bir araştırmada, bu alandaki geçerli uygulamalarının temelini ve prensiplerinin yeniden gözden geçirilmesi ile yürürlükteki deprem şartnamelerinin yeniden yapılandırılmasının gerekliliği sonucuna varmışlardır.

7 Eylül 1999 Parnitha-Atina Depreminde topoğrafya ve zemin etkilerini Gazetas ve ark., 2002, Adames örneğinde incelemişlerdir. Gatmiri ve ark., 2009 bölgenin geometrik ve geoteknik karakteristikleri nedeniyle sismik hareketin bölgeye özel spektral tepkisini araştıran diğer bir araştırmacı gurubudur.

Literatürde dünya çapında yapılmış olan bu tür çalışmaları çoğaltmak mümkün olup, birçok ülkede kent ve bölge planlamasında küçük bölgeleme çalışmaları üzerinde önemle durulduğu, yerel zemin koşullarının belirlenmesi için gerekli deneysel ve sayısal incelemelerin detaylı bir şekilde yapıldığı görülmektedir.

2.3. Ülkemizdeki Depremler ve Zemin Koşulları

Ülkemizde meydana gelmiş olan depremlerde de zemin koşullarına bağlı olarak sarsılma anında tehlikenin 2-3 kat büyüdüğü gözlemine, ilk olarak 1967 Mudurnu Depremi ile ilgili yapılmış olan araştırmalarda rastlanmıştır (Kalafatçıoğlu, 1968).

Daha sonra ise, 28 Mart 1970 Gediz Depreminde Bursa şehir merkezinde hiç hasar oluşmayıp inşaatı devam eden Fiat-Tofaş otomobil fabrikası binalarındaki hasar ile 30 Ekim 1983 Erzurum-Kars depreminde Koyunören ve Otluktepe köyleri arasındaki hasar farkı zemin koşulları-hasar ilişkisine örnek olarak verilebilir (Ansal ve Erken, 1987).

Ülkemizde büyük depremlerin oluşumu devam ettikçe araştırmaların da dünyada yapılanlara paralel olarak artmaya başladığı yapılmış olan literatür çalışmasında görülmüştür. Erzincan'da Yerel Zemin Koşulları ve Yapısal Hasar Üzerindeki Etkisi (Lav ve ark., 1993), 13 Mart 1992 Erzincan Depreminde Geoteknik Faktörlerin Etkisi (Ansal ve ark., 1994), 1995 Dinar Depreminde Yerel Zemin Koşullarının Etkisi (Erken ve ark., 1998) çok sayıdaki araştırmadan seçilen örneklerdir. 1999 Kocaeli Depreminin meydana gelmesinden sonra ise Ulusal ve Uluslararası araştırmacılar bölgeye akın etmiş ve çalışmalar azımsanamıyacak oranda artmıştır. Kocaeli Depreminde Zemin Koşullarının Etkisi (Erken, 1999); Adapazarı'nda Temel Performansı ve Hasar Örnekleri (Bray ve ark., 2000); 1999 Kocaeli, Türkiye Depreminde Adapazarı'ndaki Hasarın Geoteknik Yönü (Yoshida ve ark., 2001); 17 Ağustos 1999 İzmit Depreminde Adapazarı'nda Yapı Hasarı ve Yerel Zemin Etkilerine Genel Bakış (Bakır ve ark., 2002); Adapazarı'nda Hasar Dağılımının Yeniden Değerlendirilmesi: Geoteknik Hususlar (Bakır ve ark., 2005); Yerel Zemin Koşullarının Deprem Hasarına Etkisi- Adapazarı Örneği (Bol ve ark., 2007) bu alandaki çalışmaların yalnızca bir kaçıdır.

Literatürde geçmişe yönelik kısa bir gözden geçirmeden sonra, bu araştırmanın ana konusu olan deprem-zemin koşulları-yapı hasarı ilişkisinin çok çeşitli örnekleri ile görüldüğü 1999 Kocaeli Depremi ve Adapazarı'nda görülen hasarın zemin koşulları ile ilişkisinin incelendiği çalışmalar geçerli yaklaşımlar çerçevesinde değerlendirilmiştir.

2.4. Literatürde Zeminlerin Dinamik Yükler Etkisi Altında Davranışı

Depremin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmelerinin, zeminin fiziksel ve dinamik özelliklerine bağlı olarak zeminlerde oldukça farklı boyutta deformasyonlara yol açtığı

ve zeminin kayma direncinin azalmasına, gerilme-deformasyon özelliklerinin değişmesine sebep olduğu bilinmektedir. Alt bölüm 2.4.1. ve 2.4.2.'de özetlendiği üzere, literatürde çok sayıdaki araştırma ile deprem sarsıntısı esnasında suya doymun kumlar ve düşük plastisiteli siltlerin sıvılaştığı, yumuşak plastik siltler ve killerde ise yumuşama ile birlikte taşıma gücü kaybının görüldüğü ispatlanmıştır.

2.4.1. Sıvılaşma

Doygun kohezyonsuz zeminlerde deprem sarsıntısı esnasında hakim olan drenajsız koşullarda, zeminin sıkılaşma eğilimi boşluk suyu basıncının artmasına ve efektif gerilmenin azalmasına sebep olarak sıvılaşma olarak tanımlanan olayı başlatmaktadır. Bu süreç sonucunda gelişen sıvılaşma olayları 1-akma sıvılaşması (statik kayma gerilmesi>zeminin sıvılaşmış haldeki kayma dayanımı) ve 2-devirsel hareketlilik (statik kayma gerilmesi<zeminin sıvılaşmış haldeki kayma dayanımı) olmak üzere iki ana guruba ayrılmıştır. Sıvılaşma terimi tarihsel olarak ilk kez Mogami ve Kubo, 1953 tarafından kullanılmış olup (Kramer, 1996); yakın zamanda oluşan depremlerdeki felaket boyutundaki yıkımlar, deprem sarsıntısının bir sonucu olarak dikkatleri kumlu zeminlerin sıvılaşması üzerine çekmiştir.

Tekrarlı Yükleme Boyunca Doymun Kumların Sıvılaşması (Seed ve Lee, 1966); Doymun Kumların Sıvılaşması Üzerine Deneysel Bir Çalışma (Yoshimi, 1967); Mino-Owari, Tohnankai ve Fukui Depremlerinde Sıvılaşmış Kumların Karakteristik- leri (Kishida, 1969) bu alanda yapılmış olan sayısız çalışmaların ilk örneklerindedir. 1964 Niigata ve Alaska depremlerini takiben Seed ve Idriss, 1971 zemin sıvılaşma potansiyelinin hesaplanabilmesi için “basitleştirilmiş yöntem” adı ile bir hesaplama yöntemi geliştirmişlerdir. Bunu takiben Seed ve ark., 1975a,1975b, 1983, 1985 ile Youd ve Idriss, 2001 yaptıkları çalışmalarla bu yönteme katkıda bulunmuşlardır.

Literatürde halen kullanılan yöntemler arasında Japon Yol Kurumu (JRA- Japan Road Association, 1991) tarafından geliştirilmiş olan kriter de sayılabilir. Ancak, sıvılaşmanın arazide tüm zemin tabakalarında oluşmadığı ve sıvılaşma potansiyeli analizi yapılmadan önce sıvılaşmanın meydana gelmesi için, gerekli koşulların oluşup

oluşmadığının incelenmesi gerektiği konusu literatürde önemle vurgulanmıştır.

Başlangıçta temiz kumlu zeminler üzerinde yapılan sıvılaşma potansiyeli ile ilgili çalışmalar, daha sonraki yıllarda oluşan depremlerin çok sayıda veri ve hasar örnekleri sağlamanın ardından, siltli ve çakıllı zeminlerin de sıvılaşabilirliği konusuna yayılma göstermişlerdir. Günümüzde sıvılaşma olayı o kadar önemli hale gelmiştir ki, artık zemin sıvılaşma mühendisliği alanı uygulamada kendisine yer bulmuştur (Seed ve ark., 2003). 1970'li yıllardan itibaren dünya çapında oluşan depremlerin de gözlenmesi ile hem silt, killi silt gibi zeminlerde de sıvılaşmanın görülebildiği, hem de kohezyonlu zeminlerde deprem tarafından tetiklenen boşluk suyu basıncı yükselmesinin efektif gerilmeyi azaltarak zemin yumuşamasına ve yapı hasarına sebep olduğu yapılan araştırmalarla ispatlanmıştır.

Kishida, 1969 Mino-Owar, Tohankai ve Fukui depremlerinde %70'in üzerinde ince dane ve %10 kil içeriği olan zeminlerde sıvılaşmanın olduğunu; Wang (1979, 1981, 1984) ise birçok kohezyonlu zeminde depremlerin sıvılaşmaya sebep olduğunu çalışmalarında göstermişlerdir. Seed ve ark., 1983 sıvılaşmaya duyarlı bazı zeminleri bulmuşlardır. Depremlerde doğal zeminlerin stabilitesi (Isihara, 1985); siltli kumlarda sıvılaşma (Ansal ve Erken, 1987); periyodik kayma gerilmeleri altında killerin drenajsız davranışı (Ansal ve Erken, 1989); 1992 Erzincan Depreminde kumlu zeminlerin sıvılaşma potansiyeli (Erken ve Ansal, 1998); siltler ve silt-kil karışımlarında sıvılaşma (Guo ve Prakash, 1999); kohezyonlu zeminlerde sıvılaşma (Perlea, 2000); siltler ve silt-kil karışımlarında sıvılaşma (Prakash ve Puri, 2003); siltler ve killer için sıvılaşma duyarlılığı (Boulanger ve Idriss, 2006); periyodik yükleme altında killi zeminlerde sıvılaşma (Gratchev ve ark., 2006); ince daneli zeminlerin sıvılaşma duyarlılığının değerlendirilmesi (Bray ve Sancio, 2006) çalışmaları, bu alanın seçilmiş örnekleridir.

Modifiye Çin Kriteri (Finn ve ark., 1994), Andrews ve Martin, 2000; Seed ve ark., 2003; Bray ve ark., 2004; Önalp ve ark., 2006 silt ve kil içeren zeminlerin sıvılaşması konusunda geliştirilmiş ve halen yaygın olarak kullanılan kriterlerden bazılarıdır. Adapazarı siltlerinin sıvılaşabilirliği hakkında bir değerlendirme (Sancio ve ark.,

2003); Adapazarı silt ve kil karışımlarının tekrarlı davranışı (Pekcan ve ark., 2004); 1999 Kocaeli depreminde Adapazarı'nda sıvılaşma (Erken ve ark., 2004); zeminlerin dinamik üç eksenli ve burulmalı deney sistemlerindeki davranışı (Şener ve ark., 2007); 17 Ağustos 1999 Marmara Depreminden sonra Adapazarı şehrinde sıvılaşma hassasiyetinin değerlendirilmesi (Fırat ve ark., 2009) çalışmaları ise Adapazarı zemin örnekleri ile yapılmış olan çalışmalardan bazılarıdır.

Üzerinde yapı bulunmayan ve serbest saha koşulları olarak tanımlanan eğimsiz zemin profillerinde deprem yükleri altında sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesine ait literatürde çok sayıda çalışma yapılmış ve genel bir görüş birliği oluşmuştur. Ancak üst yapı etkisi altındaki temel zeminlerinin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi alanı henüz yeni olup, bu konuda farklı görüşler ortaya atan çalışmalar devam etmektedir.

Literatürde serbest arazi şartlarındaki sıvılaşma potansiyeli analizinde çok kullanılan yöntem olan “Basitleştirilmiş Yöntem” i geliştiren araştırmacılardan olan Seed, eğimli sahalarda veya ağır yapılar altındaki tabakalarda başlangıç kayma gerilmeleri ve yüksek çevre basıncının etkisini dikkate almak üzere dinamik kayma gerilmesi oranı (DKGO) üzerinde K_{σ} ve K_{α} faktörleri ile bir düzeltme yapılmasını önermiştir. Daha sonra literatürde konu incelenmeye devam edilmiş ve Seed ve Harder, 1990; Hynes ve Olsen, 1999; Seed ve ark., 2003; Idriss ve Boulanger, 2004 gibi birçok araştırmacı tarafından K_{σ} faktörü için değişik bağıntılar geliştirilmiştir (Özaydın, 2007).

Zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyeli üzerinde yapı yükünün etkisini araştıran son çalışmalardan biri de Unutmaz ve Çetin, 2007 tarafından geliştirilen “Basitleştirilmiş Analiz Yöntemi” dir. Bu yöntemde, üst yapı tarafından zemine iletilen ek düşey gerilmeleri ve statik kayma gerilmesi şartlarını da dikkate alan K_{σ} , K_{α} düzeltme faktörleri kullanılmıştır. K_{α} faktörünün ise zeminin sıklığına ve α =statik kayma gerilmesi/düşey efektif gerilme değerine bağlı olduğu gösterilmiş olup, literatürde Unutmaz ve Çetin, 2007 yaklaşımının sıklıkla kullanıldığı görülmüştür. Unutmaz ve Çetin, 2008; zemin-yapı-deprem etkileşiminde dinamik kayma gerilmesi oranı (CSR_{SSEI}) terimini oluşturmuş ve sıvılaşma potansiyelinin üzerinde üst yapının etkisini belirlemek için de bu değer serbest arazidekine oranlanması yolu ile bulunan

aşağıdaki bağıntı kullanılmıştır:

$$CSRR = \frac{CSR_{SSEI}}{CSR_{FF}} \quad (2.1)$$

Her geçen gün farklı verilerin elde edilmesi ile birlikte bu konudaki çalışmaların da yoğun bir şekilde devam etmekte olduğu literatürde görülmektedir.

2.4.2. Zeminlerde sıvılaşma ile ince daneli ve kohezyonlu zeminlerde yumuşama ve taşıma gücü kaybı sonrası oluşan deplasman

Depremler sırasında suya doymuş kumların ve kum benzeri davranış gösteren düşük plastisiteli siltlerin sıvılaşması sonucunda yatay ve düşey deplasmanın oluşması, yumuşak plastik siltler ve killerin ise taşıma gücü kaybına uğraması günümüzde literatürde görüş birliğine varılmış bir olgudur. Yumuşak kıvamlı plastik silt ve kil zeminlerde tekrarlı yükler altında hızla artan deformasyona karşılık boşluk suyu basınçlarının artarak belli bir seviyede kaldığı ve efektif gerilme değeri sıfıra düşmemekle birlikte başlangıç statik drenajsız kayma mukavemeti ile deprem sonrası mukavemeti arasında önemli bir azalma gözlemlendiği yapılan deneysel ve nümerik çalışmalarda gösterilmiştir. Suya doymuş, yumuşak, örselenmemiş killerde w_n/LL oranı 1 değerine yaklaştıkça taşıma gücü kaybı oluşumundan söz etmek mümkündür. Literatürde sıvılaşma sonucu oluşan deplasmanlar yoğun bir şekilde araştırılmış olup, kohezyonlu zeminlerde boşluk suyu basıncının karakteristikleri ve depremler esnasında davranışının sonuçlarını kapsayan araştırmalar son yıllarda yoğunluk kazanmıştır.

Kuru kumlarda sismik hareketler sonucu meydana gelecek olan hacimsel değişme potansiyelini tahmin etme görüşünden yola çıkarak basit kayma şartlarında tekrarlı yükleme altında kumlardaki hacim değişikliklerini ölçen bir dizi deneme yapan Silver ve Seed, 1971'den sonra ortaya attıkları yöntem değişik araştırmacılar tarafından geliştirilmiştir. Lee ve Albasia, 1974; Yoshimi ve ark., 1975 ile Tatsuoka ve ark., 1984 relatif sıkılık, zeminde meydana gelen kayma birim şekil değiştirme ve hacimsel deformasyonlar arasındaki ilişkiyi incelemişlerdir. Bu çalışmalar sonucunda en büyük

kayma birim şekil değiştirmenin sıvılaşma sonrası oturmaların belirlenmesinde önemli bir parametre olduğu görölmüştür.

Ancak bu incelemelerde boşluk suyu basıncı oranının 100% değerine ulaşılmadan deneylerin sonlandırılması, efektif gerilme etkisinin dikkate alınmaması gibi hususların eksikliğini belirten Tokimatsu ve Seed, 1987; deprem sarsıntısı nedeni ile temiz kumlarda oturma hesaplanması için “Basitleştirilmiş Yöntem” olarak adlandırdıkları bir yöntem önermişlerdir. Nagasae ve Ishihara, 1988’de depremlerde kumlarda sıvılaşma kaynaklı sıkışma ve oturmaya laboratuvar ortamında incelemiş; daha sonra da Ishihara ve Yoshimine, 1992; zemindeki oturmaların tahmin edilebilmesi için güvenlik faktörü tanımına dayalı, en büyük kayma birim şekil değiştirmenin anahtar parametre olarak sıvılaşma sonrası hacimsel birim şekil değiştirme üzerinde etkidiği alternatif bir yöntem geliştirmişlerdir. Shamoto ve ark., 1998; sıvılaşma sonrası deformasyonu zemindeki oturma ve yanal yayılma olmak üzere iki bölümde inceleyerek; zemindeki ince dane oranı, düzeltilmiş SPTN değeri ve gerilme oranına bağlı grafikler geliştirmişlerdir. Lee, 2007 ise doğgun kumlu zeminlerde depremde meydana gelen oturmaları hesaplamak için Tokimatsu ve Seed, 1987 yaklaşımına dayalı bir denklem takımı oluşturarak oturma miktarının doğrudan hesaplanabilmesini önermişlerdir.

Buraya kadar özetlenen çalışmalarda serbest saha koşulları geçerli olmuştur. Ancak deprem sarsıntısı boyunca sismik dalgaların fay kırığından zemin yüzeyine olan hareketleri yapı ile de ilişkilidir ve bu olgu kısaca zemin-yapı etkileşimi olarak adlandırılmıştır. Sezawa ve Kanai, 1935’ten günümüze kadar bu alanda sayısız çalışma gerçekteştirilmiştir (Wong, 1975). Sismik yapı-zemin etkileşimi, nümerik çalışmaların yanında laboratuvar ortamında sarsma tablası ya da sentrifüj deneyleri gerçekteştirilerek incelenmiştir. Sarsma tablası deneylerinin yapıların dinamik etkilenmesini modellemede büyük bir başarı ile kullanıldıkları, ancak tipik zemin problemlerinde çok önemli dış kuvvet olan gravite doğru olarak modellenemediğinden zemin mekaniği problemlerinde başarı oranının düşük kaldığı araştırmaların bir sonucu olarak ortaya çıkmış olup, bu nedenle sentrifüj deneyi geliştirilmiştir (Zienkiewicz ve ark., 1999).

Yoshimi ve Tokimatsu, 1977; depremlerde doygun kumların üzerindeki binalarda boşluk suyu basıncı gelişimi ve binaların oturmasına etki eden faktörleri sarsma tablası deneyleri ile inceleyerek, elde etmiş oldukları sonuçları 1964 Niigata Depremi gözlemleri ile karşılaştırmışlardır. Ishii ve Tokimatsu, 1988; depremlerde yapılardaki oturmanın hesaplanabilmesi için boşluk suyu basıncı oluşumunu dikkate almayan “Basitleştirilmiş Yöntem”i önermişlerdir. Liu ve Dobry, 1997 ise, sekiz adet sentrifüj model deneyi ile yüzeysel temellerde sıvılaşma kaynaklı oturmaların mekanizmasını inceleyerek sonuçlarını 1964 Niigata ve 1990 Luzon depremlerine ait gözlemlerle karşılaştırmış ve sarsıntı süresince yapı altında negatif boşluk suyu basınçları gelişerek zeminin daha dayanıklı hale gelmesi sıvılaşma sonrası oturmayı arttırmakta iken toplam oturmanın fazla değişmediğini bulmuşlardır. Shahir ve Pak, 2010; doygun kumlar üzerindeki yüzeysel temellerde sıvılaşma nedeni ile oluşan oturmanın hesaplanabilmesi için parametrik bir yaklaşım geliştirmişlerdir. Sismik yükleme süresince farklı genliklerde ve frekanslardaki tekrarlı kayma gerilmeleri etkiledikleri zemin tabakalarında geçici ve kalıcı deformasyonlara sebep olurlar. Bu zemin tabakalarının üzerinde yer alan yapılar da oluşan deformasyonlardan etkilenerek hasar görürler. İlave olarak zemin tabakalarının dinamik özellikleri olarak adlandırılan gerilme-şekil değiştirme-direnç özellikleri tekrarlı yükleme nedeniyle değişmektedir (Okur ve Ansal, 2007). Depremlerde doygun siltlerin ve killerin önemli orandaki şekil değiştirme ya da direnç kaybı olarak tanımlanan devirsel yumuşama potansiyelinin belirlenebilmesi için literatürde çeşitli yöntemler ortaya atılmıştır.

Erken ve Ülker, 2007; ince daneli zeminlerde tekdüze kayma direnci üzerinde tekrarlı yükleme etkisini, burulmalı kayma direnci deneyleri ile yeniden yapılandırılmış ve örselenmemiş numuneler üzerinde incelemiştir. Kritik devirsel kayma şekil değiştirme seviyesini yapısal farklılıklarına bağlı olarak, yeniden yapılandırılmış ince daneli zeminler için ± 0.75 , örselenmemiş olanlar için ise ± 0.50 seviyelerinde elde etmişlerdir. Chu ve ark., 2008; düşük plastisiteli killerde devirsel yumuşama ve bu yumuşamanın sismik temel performansı üzerindeki etkisini 1999 Chi-Chi Depremi çerçevesinde incelemiştir. Yapılan arazi ve laboratuvar deneyleri sonucunda altı katlı yapının altındaki temel zeminindeki direnç kaybı ile ilişkili devirsel yumuşama potansiyelini belirlemişler ve saha gözlemleri ile tutarlı olarak, serbest arazi şartlarında

olduğu gibi tek katlı yapının altındaki temel zemininde de yüksek güvenlik sayısını elde etmişlerdir. Boulanger ve Idriss, 2007; silt ve killerde devirsel yumuşamanın hesaplanması Erken ve ark., 2011 ise deprem bölgesinde killerin devirsel ve devirsel sonrası tekdüze direncinin belirlenmesi ile ilgili birer yöntem önermişlerdir.

Bray ve ark., 2000; 1999 Kocaeli Depremi sonrasında Adapazarı'nda zemin yenilmesi ile ilgili yapmış oldukları çalışmada zemin-yapı etkileşiminin önemine değinmiş, zemin yenilmelerinin sistematik olarak yapılara bitişik görüldüğünü, dolayısı ile ileriki çalışmalarda zemin-yapı etkileşimi etkilerinin ve zemin yenilmesi üzerinde yapı tepkisinin rolünün değerlendirilmesini önermişlerdir.

Sancio ve ark., 2004; Adapazarı'nda sıvılaşabilir zeminler üzerindeki binaların performansını inceleyerek, yapısal hasar ile zemin yenilmesi arasındaki ilişkiye dikkat çekmişlerdir. Adapazarı'nda görülen hasar örneklerini uniform düşey deplasman, eğilme ile birlikte düşey deplasman ve yanal ötelenme olmak üzere üç guruba ayırmışlardır. Bitişik binaların altındaki zemin yenilmelerinin daha yaygın görüldüğünü belirtmiş ve gözlenen yapı hasarına yol açan mekanizmayı 5.00 m - 10.00 m arası derinlikte görülen yüzeysel silt tabakalarının varlığı, deprem anında oluşan pozitif boşluk suyu basıncının daha sonra dağılması ile açıklamaya çalışmışlardır.

Balkaya ve ark., 2005; Adapazarı'nda sıvılaşma ve taşıma gücü kayıpları nedeni ile hasar görmüş beş katlı bir yapının temel zemininin deprem sırasındaki davranışını literatürdeki yaklaşımlar çerçevesinde incelemiş ve zemin-yapı etkileşimini belirleyebilmek için de Plaxis yazılımını kullanmışlardır.

Puri ve Prakash, 2007; sismik yükler altındaki yüzeysel ve kazıklı temelleri sıvılaşan veya sıvılaşmayan zeminlerin üzerinde olmaları durumuna göre analiz etmişler; Ural ve Gündüz, 2007, Adapazarı merkezinden alınmış olan zemin numunelerinin laboratuvarında tekrarlı yükler altındaki davranışını araştırmışlardır.

Deprem sarsıntısı anında yüzeye doğru yayılan sismik dalgalar önce yapıların temeli ile daha sonra da yapı temelinin üst yapı ile etkileşimi zemin-temel-yapı etkileşimi

olarak adlandırılmış olduğu bilinmekte olup, literatürde ayırık yapılar için birçok analize ulaşmak mümkündür. Ancak günümüzde şehirler birbirine bitişik inşa edilmiş yapı bloklarından oluşmakta olduğundan, binaların birbirinden ayırık kabul edilmesinin analizlerde yanlış sonuçlar doğuracağı açıktır. Bu nedenle yapı-zemin-yapı etkileşimi olgusu geliştirilmiş ve 1970'li yılların ortalarından bu yana araştırmacılar tarafından üzerinde çalışılmaktadır. Mason ve ark., 2010; sentrifüj deneyinde bu olguyu da inceleyerek, deprem girdi hareketlerini ve sismik tepkiyi araştırmışlardır.

Dashti ve ark., 2010; sıvılaştırılabilir zeminde yüzeysel temelli binalarda oturmanın mekanizmasını sentrifüj deneyleri ile birlikte araştırmışlardır. Sıvılaştırılabilir ince temiz kum tabakasının üzerinde rijit yayılı temel üzerindeki binaların sismik performansını analiz edebilmek için dört seri sentrifüj deneyi gerçekleştirilmiştir. Zemin ve yapısal tepki üzerinde anahtar parametreler olan relatif sıklılık, yer hareketi özellikleri, drenaj parametrelerinin etkisi incelenmiştir. Kumların direncinde relatif sıklılığın etkisi, boşluk basıncı oluşumu ve yapı ile yer hareketinin karakteristiklerine bağlı olarak oturmanın meydana gelmesidir. Binanın oturmasında drenajın etkisi yüksek oranda bölgeye özel olup yapının, zeminin ve yer hareketinin karakteristiklerine bağlıdır. Sentrifüj deneyinin sonuçları, sıvılaştırmanın neden olduğu binadaki oturmanın başlangıcının, miktarının ve derecesinin yer sarsıntısı şiddetinin derecesini izlediğini ortaya çıkarmıştır. Bu da sarsıntı şiddeti derecesi ile tanımlanmış olup, Denklem 2.2 ile gösterilmiştir. Sentrifüj deneylerinde yaklaşık doğrusal olduğu arias şiddeti toplamının %5-75 ($I_{a_{5-75}}$) aralığına karşılık gelen süre D_{5-75} olarak ifade edilmiştir. Bu bağıntının toplam bina oturması derecesine karşı işaretlendiği ve relatif sıklılığın da etkili olduğu bir abak geliştirilmiştir.

$$SIR = \frac{I_{a_{5-75}}}{D_{5-75}} \quad (\text{Sarsıntı şiddeti derecesi}) \quad (2.2)$$

2.4.3. Yatay deplasman

Geçmiş depremlerde farklı tipteki yapılardaki hasarın ana nedeni olarak kumlu zeminlerin sıvılaşması gösterilmiştir. Önceki paragraflarda özetlenmiş olan

sıvılaşmanın neden olduğu hasar örneklerine ilaveten, literatürde bir de büyük kalıcı zemin deplasmanları konu edilmiştir. Yanal yayılma olarak adlandırılan sıvılaşmanın neden olduğu kalıcı yanal zemin deformasyonları 1964 Niigata ve Alaska depremlerinden bu yana bilinmekte olup, bu deformasyonların hesaplanabilmesi için ampirik metodlar, kayan blok analizleri ve sonlu eleman metodu olmak üzere üç farklı teknik kullanılmaktadır (Kanıbir ve ark., 2006). Hamada ve ark., 1986'dan günümüze kadar değişik araştırmacılar tarafından çeşitli yaklaşımlar geliştirilmiştir.

Youd ve Perkins, 1987; sıvılaşma şiddet indeksi (LSI) terimi hesabına dayalı bir yöntem geliştirmişlerdir:

$$\text{LogLSI} = -3.49 - 1.86 \log R + 0.98 M_w \quad (2.3)$$

Denklem 2.3'te verilmiş olan bağıntıyı kullanarak sıvılaşma etkilerinin şiddetini karakterize etmişlerdir. Bu bağıntıda M_w terimi deprem büyüklüğünü, R terimi ise sismik enerji kaynağı ile hesaplanan lokasyon arasındaki yatay mesafeyi (km) ifade etmektedir.

Tokida ve ark., 1993; Shamoto ve ark., 1998 ile Rauch ve Martin, 2000 yaklaşımları halen literatürde sık kullanılanlar arasındadır. 1999 Kocaeli Depreminde bölgede görülen hasar örnekleri arasında yatay deplasmanlar önemli bir yer tutmuş ve bu konuda yapılan araştırmalar çoğalmıştır.

Bray ve Stewart, 2000 Adapazarı'nda yapı temellerinin yatay hareketlerini önemli zemin yenilmelerinin görüldüğü çeşitli bölgelerde gözlemlemişlerdir. Bu incelemelerinde yayılı rijid temellerin yatay yer değiştirmiş olduğu fakat bu deplasman nedeni ile yapıda önemli bir hasar oluşmadığını saptamışlardır. Çetin ve ark., 2002 Sapanca Otelinde sıvılaşma kaynaklı zemin deformasyonlarını araştırmışlardır. Yanal yayılma hesaplamalarını Shamoto ve ark., 1998; Hamada ve ark., 1986 ve Youd ve ark., 2002 yaklaşımları ile yapmışlardır. Bu hesaplamalarda yerinde yapılan gözlem değerlerine oturmalarda %40-95 oranında olan yakınlaşmalar, yanal yayılmalarda çok daha büyük mertebelerde olmuştur. 1992 ve 1995'te Bartlett ve Youd tarafından yanal

yayılma deplasmanlarının tahmini için önerilmiş olan ampirik eşitlikler geçmişte meydana gelmiş depremlerdeki veri tabanı ile geliştirilerek çoklu doğrusal regresyon modeli uygulanmıştır (Youd ve ark., 2002).

1999 Kocaeli Depreminde yanal deplasmanların belirgin şekilde görüldüğü bölgeler arasında Sapanca Gölü ve İzmit Körfezi dolayları öne çıkmıştır. Dolayısı ile bu bölgelerde yapılan araştırmalar da literatürde önemli bir yer tutmaktadır. Atak ve ark., 2004; çalışmalarında Sakarya şehir merkezinin de içinde bulunduğu 1999 Kocaeli Depreminden etkilenen bölgelerde fotogrametri ve uzaktan algılama metodlarının kullanıldığı yöntemle kalıcı zemin deplasmanlarını ölçmüşler ve deprem öncesi-deprem sonrası hava fotoğraflarını mukayese etmişlerdir.



Şekil 2.1. 1999 Kocaeli Depreminde Adapazarı'nda yanal deplasman örnekleri (Sancio ve ark., 2004)

Sancio ve ark., 2004; Adapazarı'nda sınırlanabilir zeminler üzerindeki binaların performansını inceleyerek, yapısal hasar ile zemin yenilmesi arasındaki ilişkiye dikkat çekmişlerdir. Adapazarı'nda görülen hasar örneklerini uniform düşey deplasman, eğilme ile birlikte düşey deplasman ve daha önce oluşmuş depremlerde gözlenmemiş olan yanal ötelenme olmak üzere üç bölümde özetleyerek Adapazarı'ndan örnekler vermişlerdir. Şekil 2.1.'de yanal deplasmana ait bu çalışmada verilmiş olan Adapazarı'ndan iki örnek sunulmuştur.

1999 Kocaeli Depreminde sınırlanma kaynaklı yanal yayılma: Sapanca Oteli çevresinde

bir çalışma (Aydan ve ark., 2004), Kocaeli Depreminde İzmit Körfezinde sıvılaşma kaynaklı yanal yayılma (Çetin ve ark., 2004), Kocaeli Depreminde Sapanca Gölü sahilinde sıvılaşma ve yanal yayılma değerlendirmesi (Kanıbir ve ark., 2006) bu alanda yapılmış olan araştırmalardan Sakarya İli ile ilgili yapılmış olanlarından bazılarıdır.

Bray ve ark., 2004 Adapazarı'nda zemin yenilmesi görülen bölgelerde yapmış oldukları incelemede Yenigün mahallesinde Şekil 2.2.'de fotoğrafını vermiş oldukları dört katlı yapıda 25 cm batıya doğru ve 30-40 cm kuzeye doğru deplasman gözlemlenmişlerdir. Yapının üzerine oturduğu zemin profilini CPT ve SPT deneylerinde elde edilmiş olan değerler doğrultusunda tanzim etmiş ve deplasmanın nedenini üstteki kahverengi siltli zemin tabakasının sıvılaşmasına bağlamışlardır. Sonuçta ileriki çalışmalarda zemin-yapı etkileşiminin de dikkate alınması gerekliliğini vurgulamışlardır.



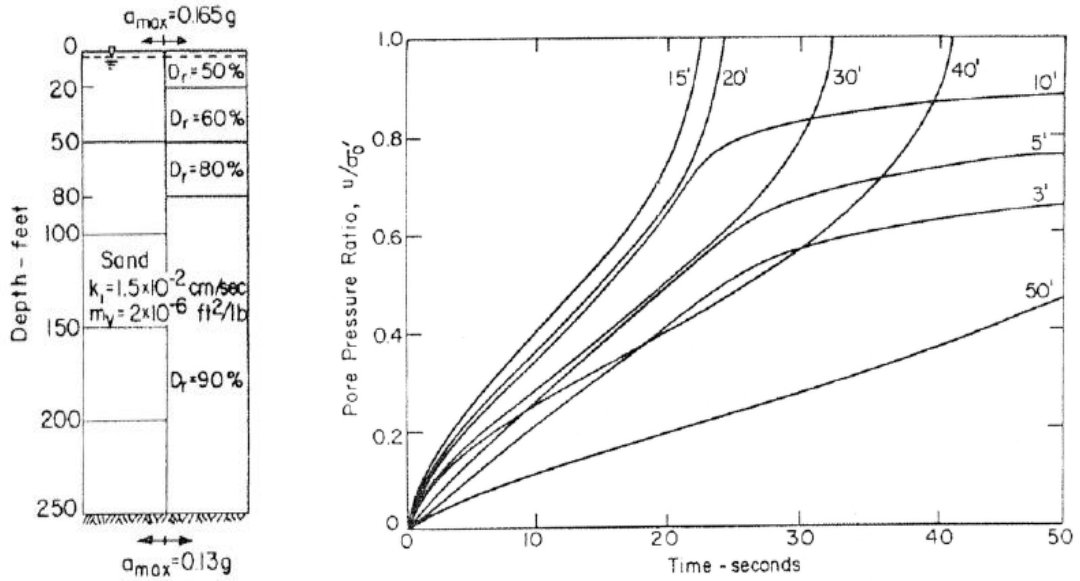
Şekil 2.2. Yenigün mahallesinde doğu ve kuzey yönünde yer değiştiren yapı fotoğrafları (<http://peer.berkeley.edu/publications/turkey/adapazari/index.html>)

Youd ve ark., 2009 Adapazarı'nda ince daneli zeminlerin yer aldığı Çark Deresi ve Cumhuriyet Caddesinde yanal yayılmaları incelemişlerdir. Literatürdeki geçerli yaklaşımlara göre sıvılaşma direnci analizi yaptıktan sonra kum benzeri davranış gösteren ince daneli zeminleri çoklu doğrusal regresyon yöntemi ile, kil benzeri davranış gösterenleri ise emniyet faktörü hesaplanmasına dayalı yöntem ile incelemişlerdir.

2.4.4. Depremlerde aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu ve dağılımı

Depremlerde tekrarlı gerilmeler nedeniyle aşırı boşluk suyu basıncının gelişmesi ve zaman içinde dağılımının analizi yapılarak sonuçları da çok sayıda araştırmacı tarafından farklı yöntemler kullanılarak açıklanmaya çalışılmıştır.

Konuyu araştıran ilk araştırmacılar arasında Seed ve Lee, 1966; Ambraseys ve Sarma, 1969 ve Yoshimi ve Kuwabara, 1973 sayılabilir. Seed ve ark., 1975a; zemin sıvılaşmasında boşluk suyu basıncının oluşumu ve dağılımını inceleyerek analitik bir yöntem tanımlamışlardır. İnce kum tabakalarında aşırı hidrostatik basıncın depremden sonra 1 saat ya da daha uzun bir süre devam ettiği ve yüzeydeki sıvılaşmanın sarsıntının sona ermesinden sonra hemen ortaya çıkmadığı ve yüzeydeki kritik şartların depremden sonra 10 ile 30 dakikadan önce gelişmediği de bu çalışmanın sonuçları arasında verilmiştir.



Şekil 2.3. Deprem sarsıntısı sürecinde zemin profilinde boşluk suyu basıncı gelişimi (Seed ve ark., 1975a)

Boşluk suyu basıncı üzerinde membran etkisi için düzeltme yöntemi (Ansal ve Erken, 1996), kumlarda deprem yükü altında boşluk suyu basıncı değişimleri (Ueng ve ark., 2000), kohezyonsuz zeminlerde enerjiye dayalı aşırı boşluk suyu basıncı oluşumu modeli (Green ve ark., 2000), aşırı boşluk suyu basıncı nedeni ile kayma direnci

azalması (Al-Karni, 2001), sismik yüklemeye boyunca kohezyonsuz malzemelerde boşluk suyu basıncı oluşumu ve dağılmasının analizi (Pecker ve ark., 2001), sismik boşluk suyu basınçlarının sunumu için bir model (Ivsic, 2006), iki yapısal model kullanarak sıvılaşma sürecinde kumlarda boşluk suyu basıncı değişiminin incelenmesi (Taiebat ve ark., 2007), kumlarda ve siltli zeminlerde tekrarlı yüklemeye nedeniyle boşluk suyu basıncı oluşumu modelleri (Polito ve ark., 2008), iki yönlü yüklemeye koşulları altında sıvılaşabilir zeminlerde boşluk suyu basıncı gelişimi (Kammerer ve ark., 2004), sıvılaşmış kumlu zeminlerde aşırı boşluk suyu basıncının gelişmesi ve dağılımı modeli (Kim ve ark., 2009), ikincil şoklar altında yumuşak temel zeminlerinde aşırı boşluk suyu basınçlarının deneysel incelenmesi (Zhang ve ark., 2009) araştırmaları, literatürde karşılaşılmış değişik örneklerdir.

Seed ve ark., 2003; sıvılaşma sonrası deformasyon ve deplasmanların büyük deplasmanlar olarak tanımlanan durumlar için uygulanabilir ve makul ölçüde doğrulukla tahmin edilebilmelerine karşın 0.75 m'den daha az olup küçükten ortaya deplasmanlar olarak tanımlananlarını kesin, güvenli tahmin etmenin henüz mümkün olmadığını söylemişlerdir. Bu deplasmanların genellikle boşluk suyu basıncının neden olduğu yumuşama-sertleşme olgusu ile kontrol edildiği ve bu olgunun doğruluk ve güvenilirlikle tahminin zor ve karmaşık olduğu da çalışmada yer almıştır.

2.5. Aletlendirilmiş Deney Sahalarında Zeminlerin Dinamik Yükler Etkisi Altında Davranışının Değerlendirilmesi

Depremlerde zeminlerin davranışının deneysel ve nümerik çok sayıda çalışma ile halen incelenmekte olmasının yanısıra, son yıllarda dünya çapında çeşitli ülkelerde cihazlarla donatılmış özel deney sahaları da geliştirilmiştir. Bu sahalara yerleştirilmiş cihazlar ve inşa edilmiş model yapılarla hem doğal hem de yapay yer hareketlerinde incelemeler yapılarak, alınan sonuçlar yorumlanmaya çalışılmaktadır.

Ishihara ve ark., 1981; Tokyo Körfezinde 1961-1969 yılları arasında oluşturulmuş olan kum zemin özelliklerine sahip deney sahasında 25 Eylül 1980'de meydana gelen depremde boşluk suyu basınçlarını ve ivmeleri kaydetmişlerdir. Ayrıca laboratuvarında

bölgeye ait örselenmemiş numuneler üzerinde tekrarlı üç eksenli deneyler de gerçekleştirmişlerdir. Laboratuvarında elde edilen boşluk suyu basıncı değerleri ile deney sahasında ölçülen değerler arasında iyi bir uyum yakalandığı, çalışmanın sonuçları arasında sunulmuştur. Depremler nedeniyle meydana gelen zemin deformasyonunun modellenmesi ve anlaşılabilmesi için uygun bilgi sağlayan aletlendirilmiş sahaların yapılandırılması, yaklaşık son 25 yıldan bu yana önemli bir aktivite kazanmıştır (Youd ve ark., 2004; Steidl, 2007).

Avrupa'daki deneysel saha Euroseistest 1993 yılından bu yana var olup, 20 Haziran 1978 depreminin odak noktası olan bölgede Yunanistan'da Selanik şehrine 30 km mesafede Makedonya baseninde Lagada ve Volvi gölleri arasında yapılandırılmıştır. Bu deney sahasında yüksek kalitede veri tabanı (jeolojik, geoteknik, jeofizik ve sismolojik veriler) sağlandığı gibi, karmaşık zemin etkileri ile zemin-temel-yapı problemlerini deneysel ve teorik olarak çalışabilmek için değerli deneysel olanaklar da elde edilebilmektedir. Yapılan araştırmalarla, olası deprem hasarlarındaki kayıpları azaltmak için sismik planlama ve analiz kriterleri geliştirilmeye çalışılmaktadır (Pitilakis ve ark., 2009). Kaliforniya'da deprem mühendisliği simülasyonu ağı (NEES) projesinin iki anahtar elemanı Wildlife Liquefaction Array ve Garner Valley Downhole Array aletlendirilmiş sahalarıdır. Bu sahalarda hem depremlerin oluşturduğu tepkilerin kaydedilmesi yolu ile hem de sarsıcılar kullanılarak yapılan deneylerle veri sağlanmaktadır (Youd ve ark., 2004).

2.6. Sonuçlar

Deprem sarsıntısı esnasında kaynaktan yukarıya doğru yayılan sismik dalgalar yerel zemin şartlarından önemli oranda etkilenerek farklı hasarlar oluşturmaktadırlar. Depremin neden olduğu tekrarlı kayma gerilmeleri, zeminin kayma direncini azaltmakta ve gerilme-deformasyon özelliklerinin değişmesine yol açmaktadır. Bunun sonucu olarak suya doygun kumlar ve düşük plastisiteli siltler sıvılaşmakta, plastik siltler ve killerde ise yumuşama ile birlikte taşıma gücü kaybı oluşmaktadır.

Doygun kohezyonsuz zeminlerde deprem sarsıntısı esnasındaki drenajsız koşullarda

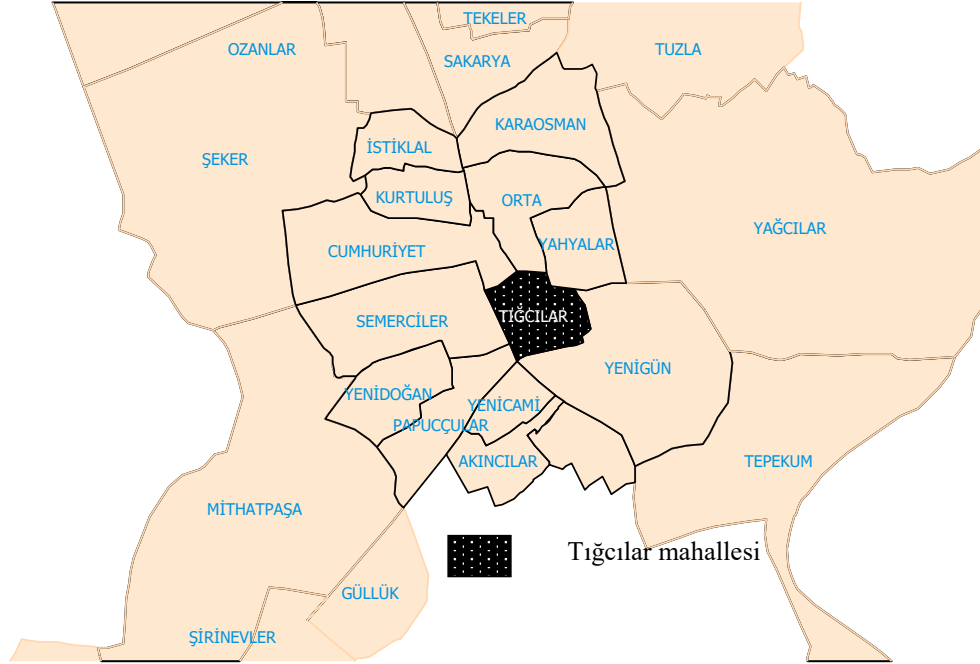
zeminin sıkılaşıma eğilimi sonucu boşluk suyu basıncı artmakta ve buna karşılık olarak efektif gerilme azalarak sıvılaşma olayı başlamaktadır. Plastik silt ve killerde ise tekrarlı yüklerde hızla artan deformasyona karşılık artan boşluk suyu basıncının belli bir seviyede kalması ve efektif gerilmenin sıfır değerine düşmeyerek kayma mukavemetinin önemli oranda azalması ile de taşıma gücü kaybı oluşmaktadır. Suyu doymuş, yumuşak, örselenmemiş killerde w_n/LL oranı 1 değerine yaklaştıkça taşıma gücü kaybı oluşumundan söz edilmektedir.

Literatürde günümüze kadar yapılmış olan çok sayıda çalışma ile sıvılaşma ve taşıma gücü kaybı hesabına esas çok sayıda yöntem geliştirilmiş olmasının yanısıra depremlerde zeminlerin davranışı deneysel ve nümerik çok sayıda çalışma ile halen incelenmektedir. Ayrıca konunun daha kapsamlı incelenmesi amacı ile çeşitli ülkelerde özel cihazlarla donatılmış deney sahaları da yapılandırılmıştır.

BÖLÜM 3. VERİ SEÇİMİ VE TANIMI

3.1. Giriş

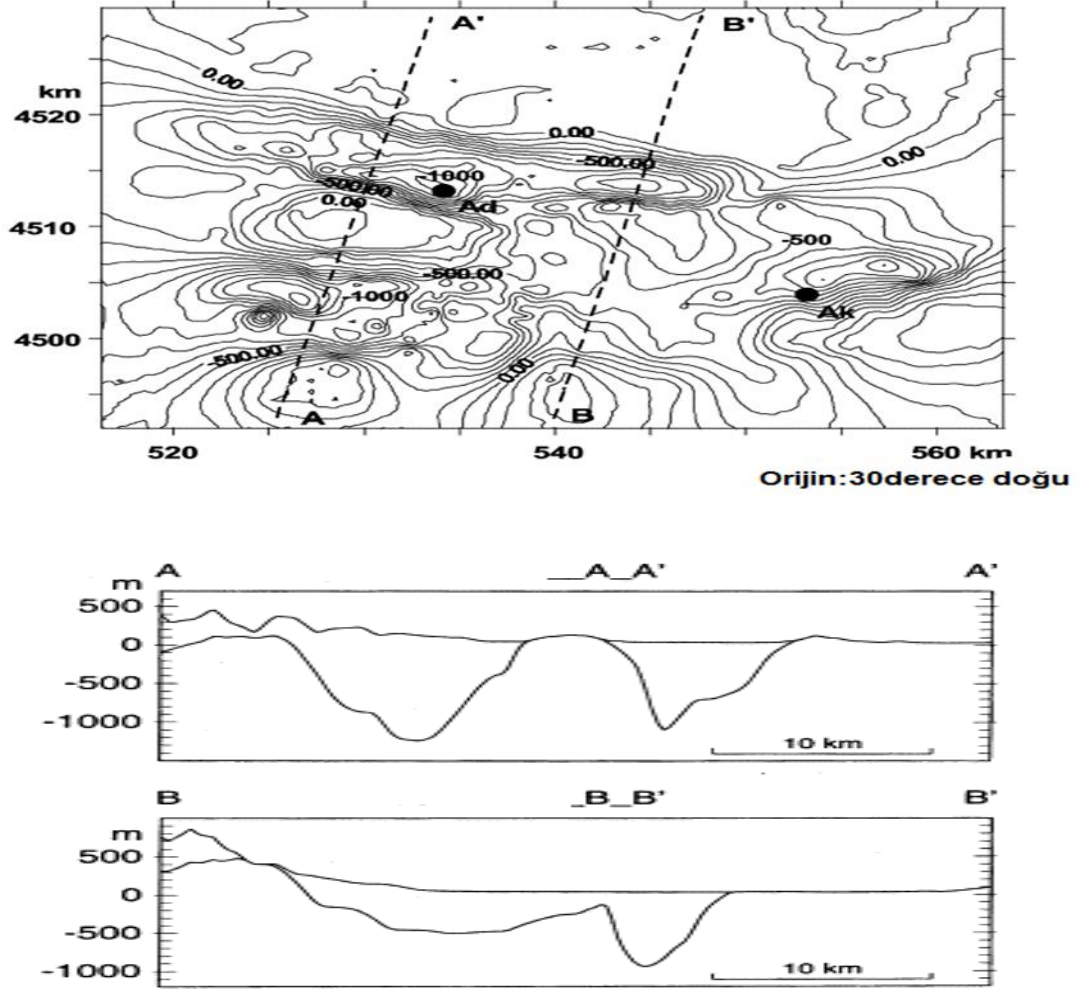
Sakarya İli Adapazarı İlçesi, 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi etkilerinin yoğun olarak görüldüğü bölgelerden biri olup, şehrin değişik kısımlarında birbirinden çok farklı hasar örnekleri ile karşılaşmıştır. Bu çalışmada çalışma bölgesi olarak, birçok yapının sivilaşma ve taşıma gücü kaybı nedeni ile etkilenmiş olduğu Adapazarı İlçesi Tığcılar mahallesi seçilmiştir. Şekil 3.1.' de bu mahallenin Adapazarı İlçe haritası üzerindeki konumu görülmektedir.



Şekil 3.1. Tığcılar mahallesinin Adapazarı İlçe haritası üzerindeki konumu (<http://ebelediye.adapazari.bel.tr>)

Tığcılar mahallesi, %11.4 oranındaki ağır hasarlı ve çöken bina yüzdesi ile Adapazarı mahalleleri arasında 14'üncü sırayı almıştır (Bakır ve ark., 2002). Bilimsel

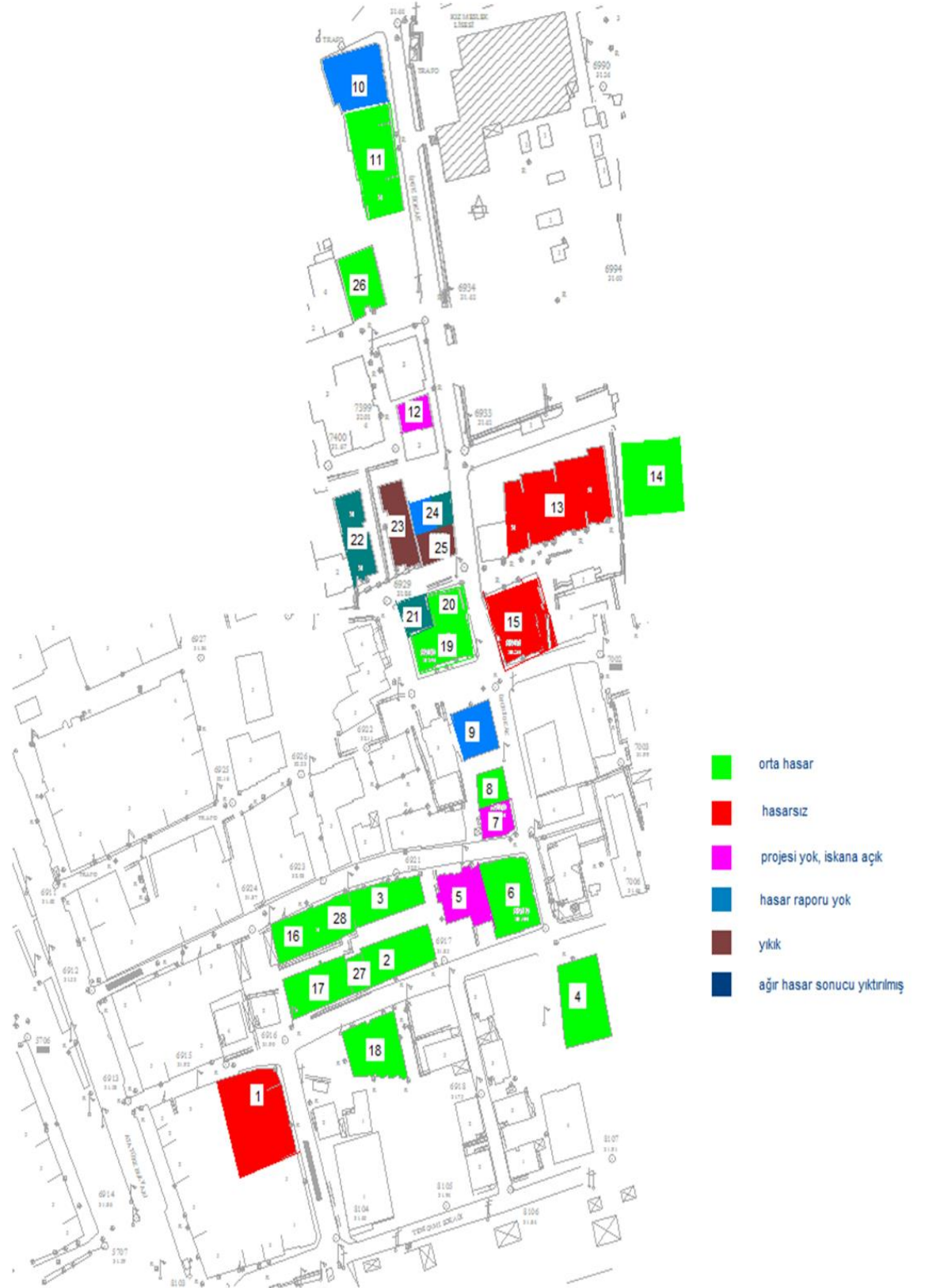
çalışmalarda A Bölgesi olarak işaretlenen (Erken ve ark., 2003) hasarın yoğunlaştığı ve alüvyon zemin kalınlığının 1000 m'ye ulaştığı bu bölgenin zemin kesiti Şekil 3.2.'de sunulmuştur (Komazawa ve ark., 2002).



Şekil 3.2. Adapazarı'nda 1999 Kocaeli Depreminde ağır hasara uğrayan bölgeye ait plan ve kesit (Komazawa ve ark., 2002)

3.2. Seçilen Bölgede Veri Temini

Çalışmada incelenecek veri için Tığcılar mahallesi sokak bazında dolaşılmış, parsellerin üzerindeki yapıların günümüzdeki durumları tesbit edilmiş, daha sonra Sakarya Bayındırlık ve İşkan Müdürlüğünden bu mahalleye ait tanzim edilmiş olan hasar tesbit raporlarının fotokopileri ile CD örneği alınmıştır.



Şekil 3.3. Tıccılar mahallesinde incelenen parseller (Sakarya Elektrik Dağıtım Anonim Şirketi-SEDAŞ)

Yapılan gözlemler ve incelenen raporlar sonucunda, Adapazarı Belediyesi İmar ve Şehircilik Müdürlüğü arşivi ile Sakarya Üniversitesinde tamamlanmış olan “17 Ağustos 1999 Depreminde Ağır Hasar Gören Binaların Ortak Özellikleri” isimli Yüksek Lisans tezinden (Bakar, 2003) 28 adet yapıya ait veriler temin edilmiştir.

Aşağıda bu çalışma özetlenmiş ve Şekil 3.3.’ de Tığcılar mahallesi planı üzerinde incelenen parseller gösterilmiştir.

Deprem sonrasında sınılaşma, taşıma gücü kaybı, devrilme, dönme vb değişik hasar örneklerinin bu mahallede yoğunluk kazanması nedeni ile Sakarya İli Adapazarı İlçesi Tığcılar mahallesinde 28 adet yapı seçilmiştir.

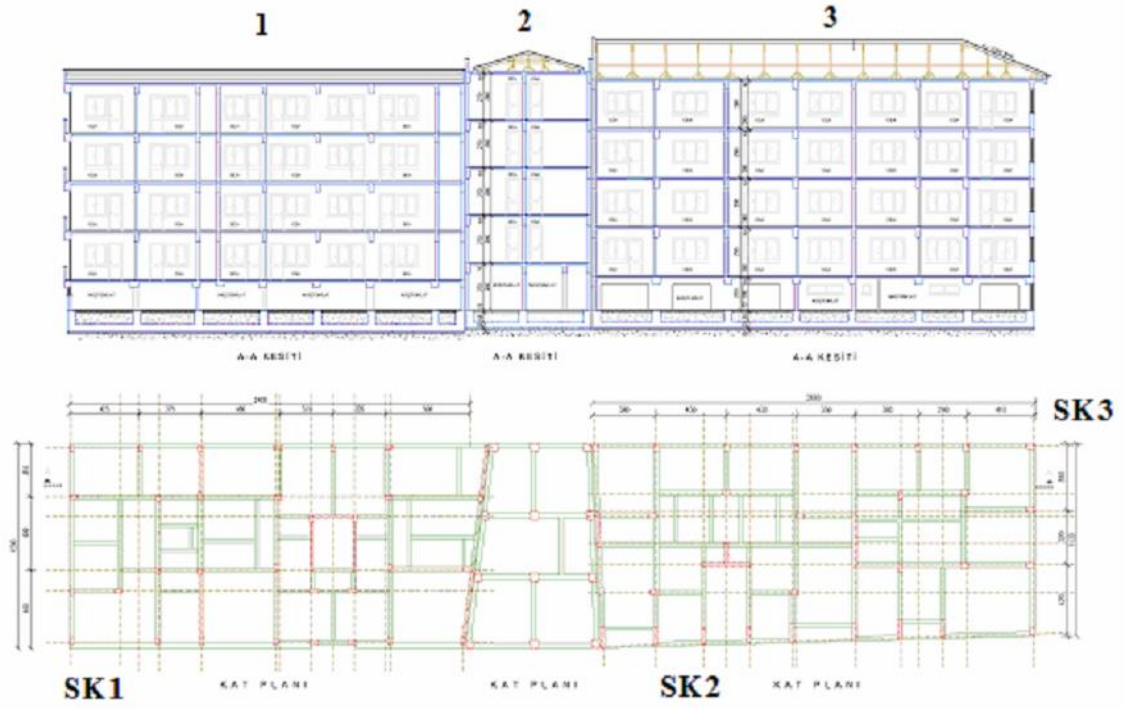
Bu yapıların 2 adedi yıkık, 3 adedi ağır hasar sonucu yıktırılmış ve bu araştırma için seçilen yapının da içinde bulunduğu 14 adedi orta hasarlı olarak tesbit edilmiştir. Kalan 9 tanesinden de 3 hasarsız, 3 adet hasar raporu bulunamayan ve 3 adet de projesi bulunamayan (iskana açık) yapı tanımlanmıştır.

Gerçekleştirilen çalışma sonucu incelenecek veri gurubu olarak, Şekil 3.3.’ de (1), (2) ve (3) no ile gösterilmiş olan Tığcılar mahallesi 604/694-604/636-604/654 parsellerinde bulunan yapılar seçilmiştir.

Bu alanın seçilmesinin nedeni, binalarda önemli bir yapısal hasar olmayıp, yapıların düşey ve yatay yönde hareket etmeleri, hareketin depremden günler sonra da devam etmesi ve bina köşesinden deprem sonrasında ıslak ince daneli malzeme çıkmasıdır. Ayrıca yakın çevrede deprem öncesi ve deprem sonrası yapılmış sondaj loglarının mevcut olmasının da çalışma açısından bir avantaj sağlayacağı düşünülmüştür.

3.3. Seçilen Veri Gurubu Yapılarının Tanımı

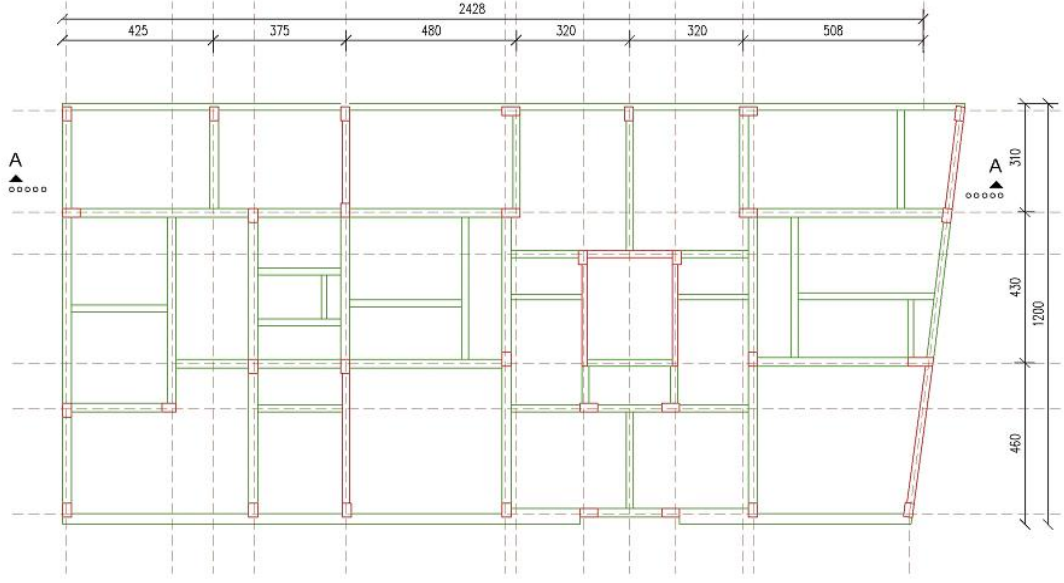
Önce, seçilen veri gurubuna ait olan (1), (2) ve (3) nolu yapılar tanımlanmış ve deprem sonrasındaki durumları özetlenmiştir. Şekil 3.4.’ de bu yapılara ait kesit, plan ve sondaj loglarının konumu, Şekil 3.5.’ de ise deprem sonrası fotoğrafları sunulmuştur.



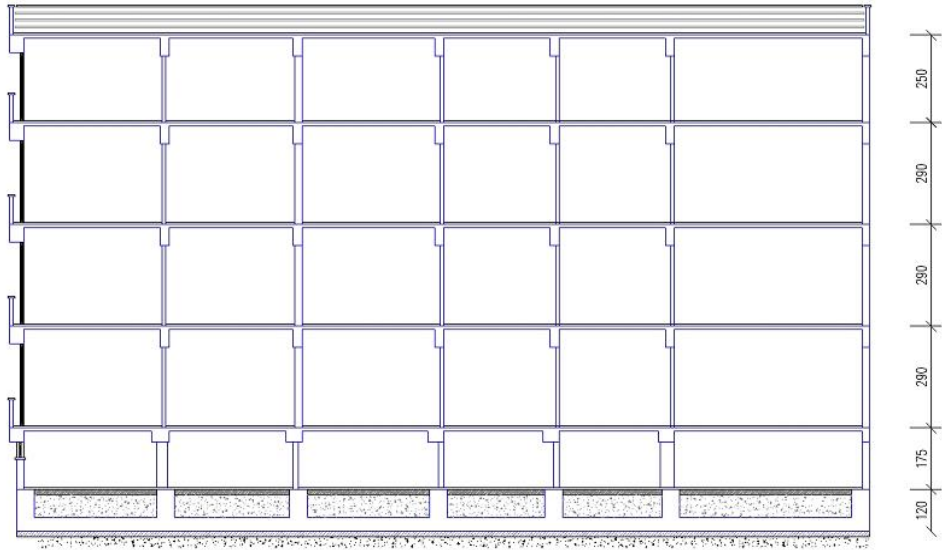
Şekil 3.4. Tığçılar mahallesinde seçilen (1), (2) ve (3) nolu yapılara ait plan, kesit ve sondaj loglarının konumu



Şekil 3.5. (2) ve (3) nolu yapıların birleşim yerinin deprem sonrasındaki durumu (Avrasya zemin müh. müş. inş. san. ve tic. İtd. Şti., 2002)



KAT PLANI

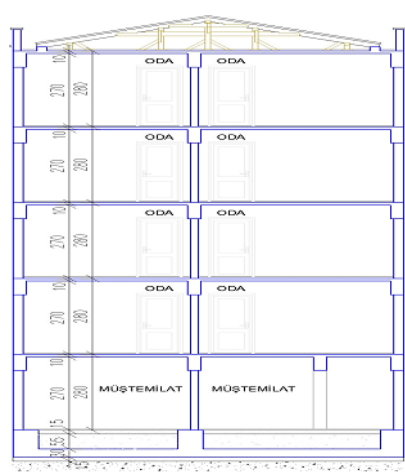
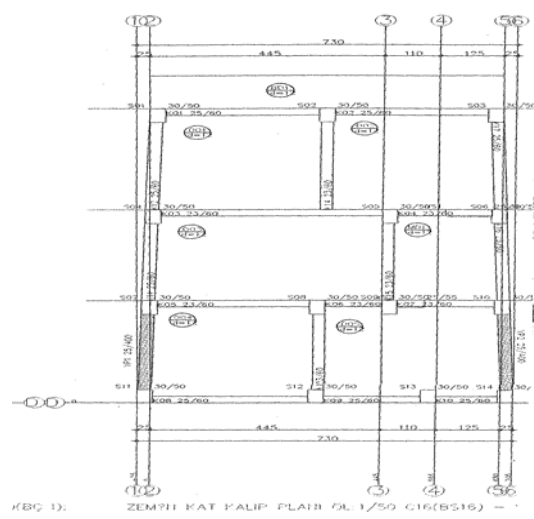


A - A KESİTİ

Şekil 3.6. (1) nolu yapı kat planı ve kesiti

(1) no ile isimlendirilen yapı, $\approx 24.28 \times 12.00$ m boyutlarında yüzeysel radye temel üzerinde 1.75 m yüksekliğinde giriş katı üzerinde 2.90 m yüksekliğinde üç kat ve 2.50 m yüksekliğinde bir çekme katı olan betonarme (BA) yapıdır (Şekil 3.6.). 1999 Kocaeli Depremi kayıtlarında Tıgıcılar mahallesi Kesci Sokak No.13' de Bayraktar Apartmanı olarak yer alan yapı, ilk değerlendirmede $D=20$ cm oturma ile ağır hasarlı

sınıfına alınmıştır. Daha sonra yapılan itirazların değerlendirilmesi ile orta hasarlı sınıfa sokulmuş ve açıklamalar hanesine sıvılaşma notu düşülmüştür (Afet İşleri Genel Md, 1999). Proje Kontrol Müşavirliği tarafından tanzim edilen raporda ise, taşıyıcı sistemde gözle görülür hasar olmadığı, ancak yapının 20 cm civarında uniform oturduğu belirtilmiştir (Taş, 2001). Yapı güçlendirilmesine esas tanzim edilen zemin etüd raporunda ise, zeminin sıvılaşma riskinin bulunmadığı belirtilmiştir. Bu yapıya ait güçlendirme işlemleri esnasında bir adet 15 m derinliğinde sondaj yapılmış olup, çalışma esnasında SK1 olarak isimlendirilmiş ve kullanılmıştır (Gündüz, 2000).

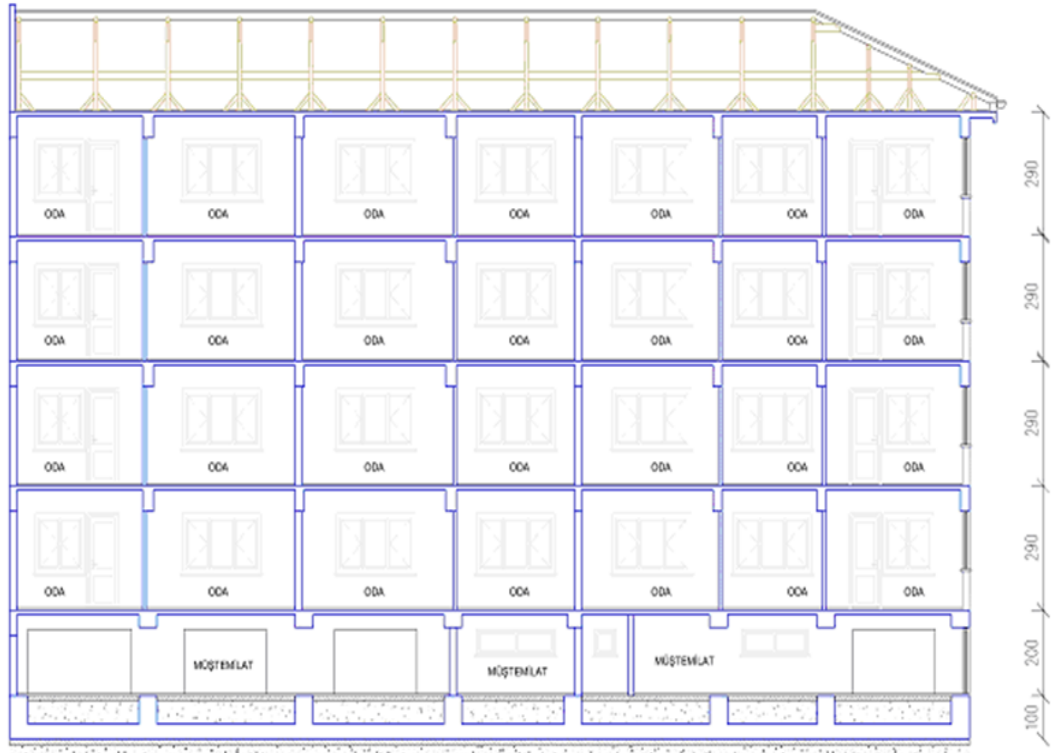


Şekil 3.7. (2) nolu yapı kat planı ve kesiti

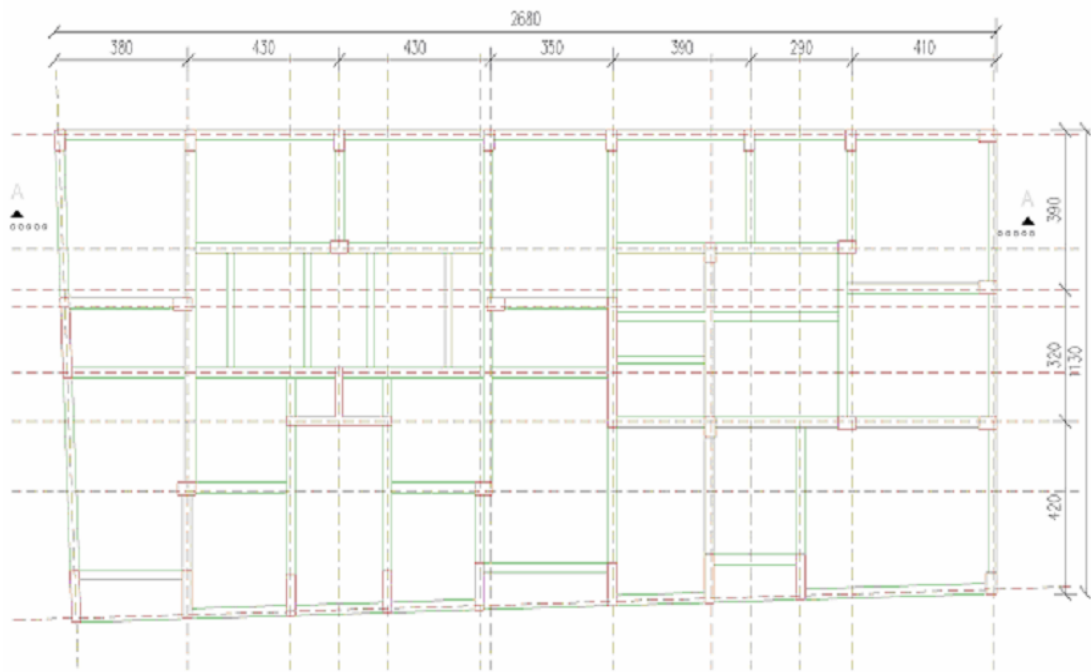
(2) no ile isimlendirilen yapı, $\approx 6.80 \times 11.00$ m boyutlarında yüzeysel radye temel üzeri

2.80 m yüksekliğinde dört kat ve 2.80 m yüksekliğinde rabis tavanlı beşinci kattan ibaret olan BA yapıdır (Şekil 3.7.). 1999 Kocaeli Depremi kayıtlarında Tıgçılar mahallesi Kesci Sokak No.15’de Süreyya Apartmanı olarak yer alan yapı, ilk değerlendirmede D=20 cm Y=10 cm yer değiştirme ile ağır hasarlı sınıfına alınmıştır. Daha sonra yapılan itirazların değerlendirilmesi ile orta hasarlı sınıfına sokulmuş ve açıklamalar hanesine sınılaşma notu düşülmüştür (Afet İşleri Genel Md, 1999). Proje Kontrol Müşavirliği tarafından tanzim edilen raporda ise, taşıyıcı sistemde gözle görülür hasar olmadığı, 1998 Deprem Yönetmeliği şartlarını sağladığı ve sınılaşma bulgularına rastlandığı sonucuna varılmıştır (Avrasya zemin müh. müş. inş. san. ve tic. ltd. şti., 2002). Yapı güçlendirilmesine esas tanzim edilen zemin etüd raporunda ise, binada oturma gözlenmediği belirtilmiştir. Bu yapıya ait güçlendirme çalışmaları esnasında bir adet 15 m derinliğinde sondaj yapılmışsa da, gerçeği yansıtmadığı düşüncesi ile dikkate alınmamıştır (Özçiçek jeoloji-inş. müh. müş., 2000).

(3) nolu yapı ise, $\approx 26.25 \times 12.00$ m boyutlarında yüzeysel radye temel üzerinde 2.00 m yüksekliğinde giriş katı üzerinde 2.90 m yüksekliğinde dört katlı BA yapıdır (Şekil 3.8.). 1999 Kocaeli depremi kayıtlarında Tıgçılar mahallesi Kesci Sokak No.19-21’de Aydemir-3 Apartmanı olarak yer alan yapı, ilk değerlendirmede D=20 cm Y=20 cm yer değiştirme ile ağır hasarlı sınıfına alınmıştır. Daha sonra yapılan itirazların değerlendirilmesi ile orta hasarlı sınıfına sokulmuş ve açıklamalar hanesine “sınılaşma” notu düşülmüştür (Afet İşleri Genel Md, 1999). Yapı güçlendirilmesine esas tanzim edilen zemin etüd raporunda, 50 cm oturma olduğu ve yaygın sınılaşma görülen mahallede temel taşıma gücünün yeterli düzeyde olmadığı ve binanın yıkılmama nedeninin sıkı kumlar üzerindeki sınılaşmamış kil ve siltler nedeniyle olduğu belirtilmiştir (Önalp ve Özocak, 2000). (3) nolu yapıya ait güçlendirme çalışmaları sırasında iki adet 15 m’lik sondaj yapılmış ve bu çalışmada SK2, SK3 isimleri ile değerlendirilmiştir. Binada deprem anı ve sonrası yaşanmış olan gözlemlerde ise, deprem gecesi (2) nolu yapıdan 3-5 cm mertebesinde ayrılma olduğu ve ön cephede serbest köşeden ıslak ince daneli malzeme fışkırması gözlemlendiği, depremin ilk haftasından sonra deplasmanın arttığı ifade edilmiştir. Bina bugün itibarı ile (2) nolu yapıdan 30-35 cm ayırık, 2 cm öne çıkmış ve 20 cm oturmuş durumdadır (Şekil 3.9., Şekil 3.10.).



A - A KESİTİ



KAT PLANI

Şekil 3.8. (3) nolu yapı kat planı ve kesiti



Şekil 3.9. Güçlendirme sonrası (2) ve (3) nolu binaların günümüzdeki birleşim yeri (30-35 cm birbirinden ayrık ve (3) nolu bina 2 cm önde)



Şekil 3.10. (3) nolu yapıda güçlendirme yapıldıktan sonra bugün itibarı ile görülen oturma

Seçilen yapı gurubunun tanımı Tablo 3.1.'de özetlenmiştir.

Tablo 3.1. Tığcılar mahallesinde seçilen (1), (2) ve (3) nolu yapılar

Yapı No	Yapı boyutları (m)	Yapı kat adedi ve yüksekliği (m)	Yapı tanımı	Kalıcı hasar tesbiti
1 NOLU YAPI	24.28x12.00	1.75 m giriş katı 2.90 m (3 kat) 2.50 m çekme kat	Yüzeysel radye temel, BA yapı	
2 NOLU YAPI	6.80x11.00	2.80 m (4 kat) 2.80 m (rabist tavan)	Yüzeysel radye temel, BA yapı	
3 NOLU YAPI	26.25x12.00	2.00 m giriş katı 2.90 m (4 kat)	Yüzeysel radye temel, BA yapı	D= 20 cm Y=30-35 cm

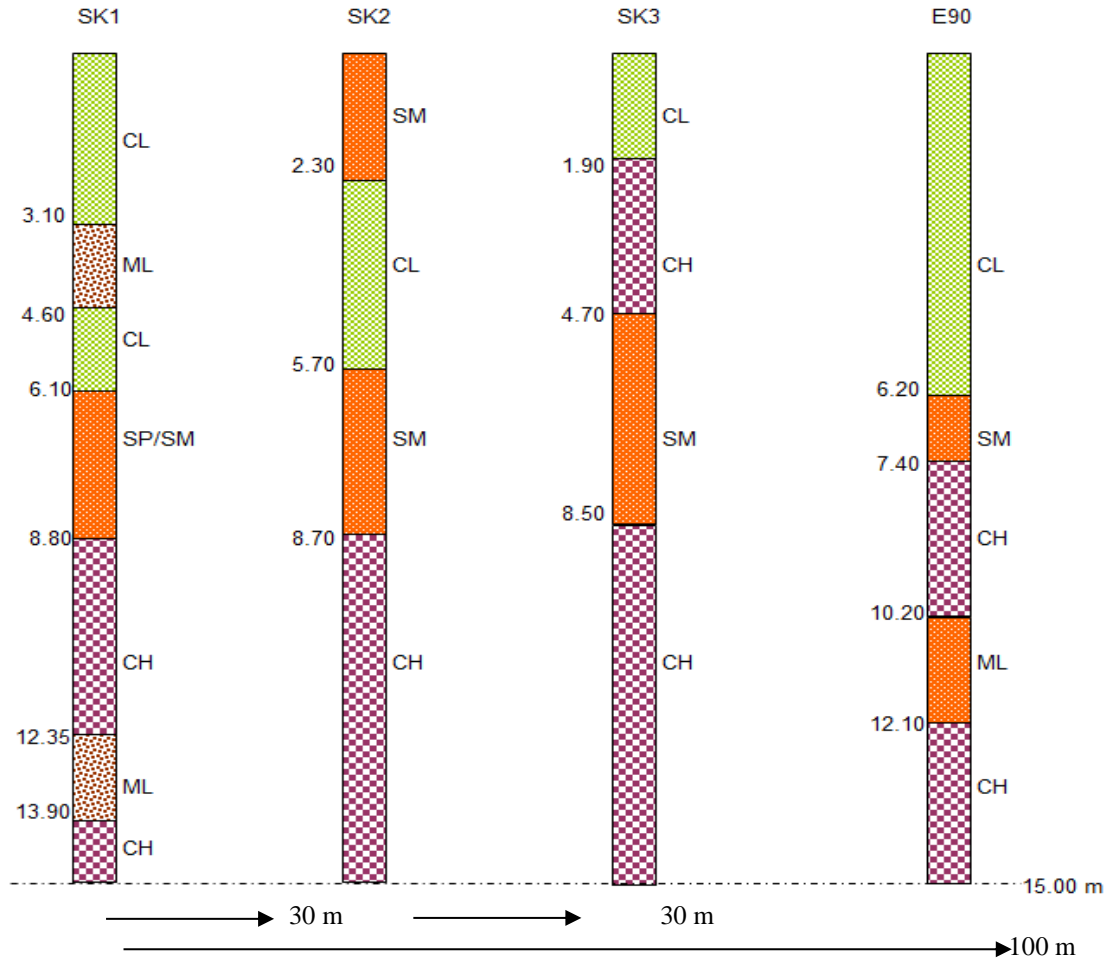
3.4. Seçilen Veri Gurubu Zemin Özellikleri Tanımı

Seçilen veri gurubunun ilk 15.00 m'deki zemin özellikleri, yapıların çevresinde 2000 yılında yapılmış 15.00 m derinliğindeki SK1, SK2, ve 11.00 m derinliğindeki SK3 sondajları ile tanımlanmıştır. Bundan sonraki derinlikteki zemin özelliklerinin tanımı için ise, konumu Şekil 3.11.' de gösterilen ve seçilen veri gurubuna yaklaşık 100 m mesafede 1998 yılında yapılmış olup kesiti SK1, SK2, SK3 ile benzerlikler gösteren 60.00 m derinliğindeki E90 sondajı değerlendirilmiştir. SK1, SK2, SK3 ve E90 sondaj loglarının ilk 15 m derinliğine ait zemin profili Şekil 3.12.' de sunulmuştur. Bu araştırmada, zemin araştırma yöntemlerinden olan Standart Penetrasyon Deneyi verileri ile çalışılmıştır. Zemin profillerine ait parametreleri belirlerken ilk olarak

mevcut deney raporları dikkate alınmış, buralarda olmayan parametreler için de güvenilir kaynaklar ve SPTN sayısına bağlı çeşitli araştırmacılar tarafından geliştirilmiş olan korelasyonlar kullanılmıştır.



Şekil 3.11. E90 sondajı lokasyonu (<http://ebelediye.adapazari.bel.tr>)



Şekil 3.12. SK1, SK2, SK3, E90 sondaj loglarına ait 15.00 m derinliğe kadar zemin profili

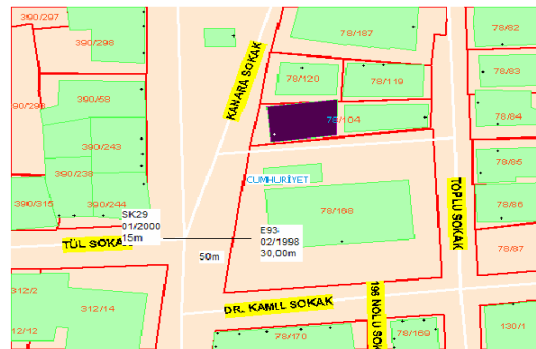
Seçilen veri gurubunda kullanılan SK1, SK2 ve SK3 sondaj logları depremden bir yıl sonrasına, 2000 yılına aittir. Deprem esnasında odak noktasından zemin yüzeyine yayılan sismik dalgaların özellikle zeminin üst tabakalarının parametrelerini değiştirdiği bilinmektedir. Bu nedenle, öncelikle Adapazarı'nda deprem öncesi ve sonrası yapılmış olan sondajlar araştırılarak zemin özellikleri incelenmiş ve görülen farklılıklar üzerinde çalışılan zemin profillerine yansıtılmıştır. SK1 (Gündüz, 2000), SK2 ve SK3 sondaj logları (Önalp ve Özocak, 2000) E90 sondaj logu (Eser Teknik Sondaj ve Tic. A.Ş., 1998) ile birleştirilerek derinlikleri 60.00 m'ye uzatılmıştır.

3.4.1. Adapazarı'nda 1999 Kocaeli Depremi öncesi ve sonrası sondaj logları karşılaştırılması

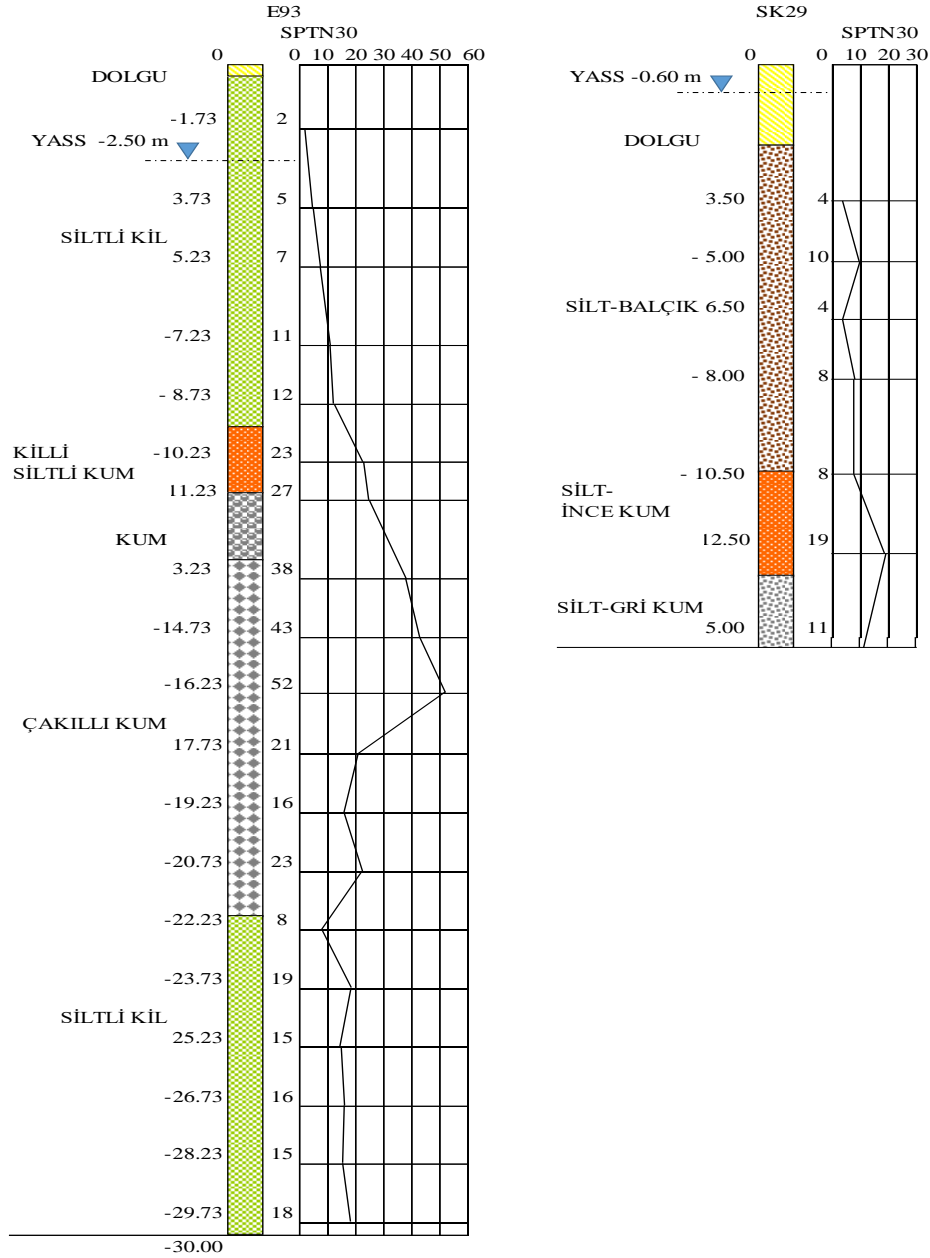
1999 Kocaeli Depremi öncesinde Adapazarı'nda sınırlı sayıda sondaj yapılmış olup, bu sondajlarla deprem sonrasında yapılanların aralarında en kısa mesafe olanları örnek olarak seçilmiştir. Ancak deprem öncesi sondaj sayısının azlığı, seçilen örnek sayısının da az olmasına yol açmıştır.

1-Cumhuriyet Mahallesi:

Cumhuriyet mahallesinde 06-07/02/1998 tarihinde Adapazarı Belediyesi tarafından Eser Teknik Sondaj ve Tic. A.Ş.'ne "kütüphane" olarak tanımlanan, daha sonra E93 simgesi ile belirtilen 30.00 m derinliğinde bir sondaj yaptırılmıştır. 1999 Kocaeli Depreminden sonra ise yine Adapazarı Belediyesi tarafından "İl Halk Kütüphanesi karşısı Tül sokak" olarak lokasyonu belirlenen ve E93 sondaj loguna max 50 m mesafede 15 m derinliğinde SK29 sondajı yaptırılmıştır (Şekil 3.13.). E93 ve SK29 zemin profilleri Şekil 3.14.'de sunulmuştur.



Şekil 3.13. Cumhuriyet mahallesi deprem öncesi ve deprem sonrası yapılmış olan sondaj logları (<http://ebelediye.adapazari.bel.tr>)



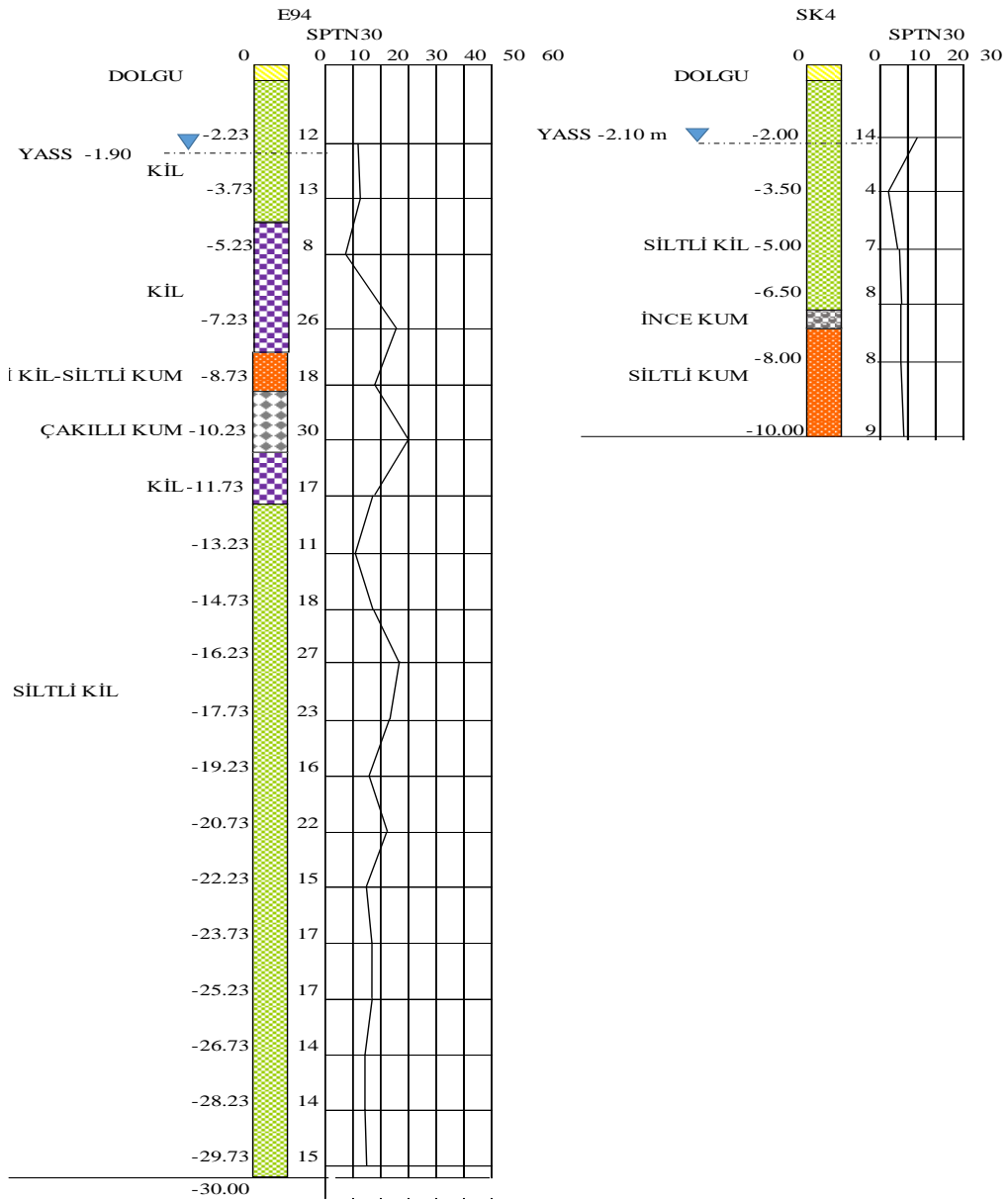
Şekil 3.14. Cumhuriyet mahallesi E93(1998) ve SK29(2000) zemin profilleri

2-Mithatpaşa Mahallesi:

Mithatpaşa mahallesinde 08-10/02/1998 tarihinde Adapazarı Belediyesi tarafından “harmanlık” olarak tanımlanan 30.00 m derinliğinde bir sondaj yaptırılmıştır. 1999 Kocaeli depreminden sonra ise yine Adapazarı Belediyesi tarafından “Mithatpaşa mahallesi Harmanlık spor sahası” olarak lokasyonu belirlenen ve E94 sondaj loguna ortalama 100 m mesafede 10 m derinliğinde SK4 sondajı yaptırılmıştır (Şekil 3.15. ve Şekil 3.16.).



Şekil 3.15. Mithatpaşa mahallesi deprem öncesi ve deprem sonrası yapılmış olan sondaj logları (<http://ebelediye.adapazari.bel.tr>)

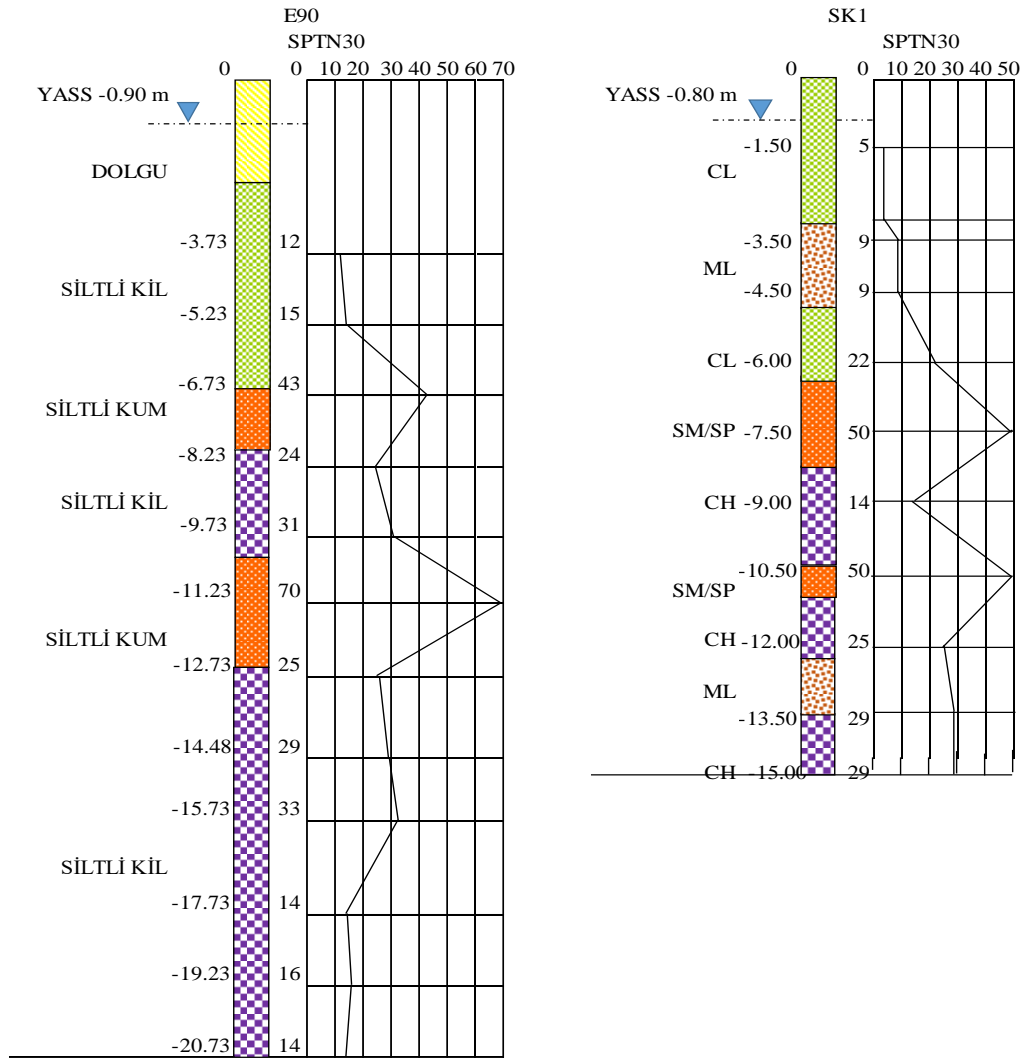


Şekil 3.16. Mithatpaşa mahallesi E94(1998) ve SK4(2000) zemin profilleri

3-Tıgçılar Mahallesi-Yenigün Mahallesi:



Şekil 3.17. Tıgçılar mahallesi – Yenigün mahallesi deprem öncesi ve deprem sonrası yapılmış olan sondaj logları (<http://ebelediye.adapazari.bel.tr>)



Şekil 3.18. Tıgçılar mahallesi – Yenigün mahallesi E90(1998) ve SK1(2000) zemin profilleri

Yenigün mahallesinde 22-24/01/1998 tarihinde Adapazarı Belediyesi tarafında “Yeni Camii arkası-E90” olarak tanımlanan 60.00 m derinliğinde bir sondaj yaptırılmıştır. Bu tez çalışmasında seçilen veri gurubunda bina güçlendirme çalışmaları çerçevesinde 2000 yılında E90 sondaj loguna 100 m mesafede 15.00 m derinliğinde SK1 sondajı yaptırılmıştır (Şekil 3.17. ve Şekil 3.18.).

Tablo 3.2. Adapazarı’nda 1999 Kocaeli Depremi öncesi ve sonrası zemin profillerinin karşılaştırılması

Cumhuriyet Mahallesi		
	0- ≈ 10.00 m	10.00 m – 15.00 m
	Zemin cinsi/SPTN	Zemin cinsi/SPTN
E93	Siltli kil (orta katı-katı) 5-7-11-12	Killi-siltli kum(orta sıkı) Kum(orta sıkı) Çakıllı kum(sıkı-çok sıkı) 23-27-38-43
SK29	Silt-Balçık (çok gevşek) 4-10-4-8-8	Siltli ince kum-Silt (gevşek malzeme) 19-11
Mithatpaşa Mahallesi		
	0- ≈ 7.00 m	7.00 m – 10.00 m
	Zemin cinsi/SPTN	Zemin cinsi/SPTN
E94	Kil (orta katı-katı) 12-13-8	Siltli kil-Siltli kum (orta katı-katı) Çakıllı kum (Sıkı) 26-18
SK4	Siltli kil 14-4-7-8	İnce kum-Siltli kum 8-9
Tığcılar Mahallesi-Yenigün Mahallesi		
	0- ≈ 10.00 m	10.00 m – 15.00 m
	ZEMİN CİNSİ/SPTN	ZEMİN CİNSİ/SPTN
E90	Siltli kil (katı) Siltli kum (sıkı) 12-15-43-24-31	Siltli kum (çok sıkı) Siltli kil (çok katı) 70-25-29
SK1	Kil/Kum(tabakalı) 5-5-9-9-22-69-14	Kum/Kil/Silt(tabakalı) 75-26-29-38

Yukarıdaki bölümlerde verilen örneklere ait sonuçların özetlendiği Tablo 3.2.’de görüldüğü üzere, 1999 Kocaeli Depremi sonrasında yapılan sondaj loglarında SPTN sayılarının deprem öncesine oranla önemli oranda azalarak zeminin üst tabakaları gevşemiştir. Bu değişim, incelenen veri gurubunda kullanılan 2000 yılına ait SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerinin üst tabakalarına ait birim hacim ağırlık ve kayma direnci değerlerine yansıtılmıştır.

3.4.2. İncelenen veri gurubu zemin profilleri fiziksel özellikleri ve dinamik parametrelerinin tayini

Bu tez çalışmasında yararlanılan ve zemin incelemelerinde yaygın şekilde kullanılan

bir arazi deneyi olan standart penetrasyon deneyi (SPT), öncelikle kumlar için geliştirilmiş olmasına rağmen günümüzde yumuşak killer ve gevşek kumlardan , sert killer ve çok sıkı kumlara kadar çeşitli zemin türlerinde uygulanmaktadır. Literatür gözden geçirildiğinde, SPTN değerleri ile zeminin sıklığı (D_r), drenajsız kayma direnci (c_u), kayma direnci açısı (ϕ), kayma dalgası hızı (V_s) gibi zeminin özellikleri, temel taşıma kapasitesi ve sıvılaşma riski arasında birçok yararlı korelasyonlar bulunduğu görülmektedir. Ancak SPTN değerleri, tabaka üzerindeki düşey basınç, deney esnasında kullanılan çekiç, tij boyu, sondaj kuyusu çapı ve numune alıcı cinsinden etkilenmekte olduğundan, deney sırasında ölçülen değerlerin düzeltilmesi gerekmektedir. SPTN değerleri ile ilgili düzeltme katsayıları ve bağıntısı Skempton, 1986 tarafından geliştirilerek Robertson ve Wride, 1998 tarafından listelenmiş ve son olarak da Youd ve Idriss, 2001 modifiye etmiştir. Denklem 3.1’de verilen bağıntı ve Tablo 3.3.’de düzeltme katsayıları sunulmuştur.

$$(N_1)_{60} = N_{30} \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (3.1)$$

Tablo 3.3. SPT düzeltme katsayıları (Youd ve Idriss, 2001) (Skempton,1986’dan modifiye edilmiş, Robertson ve Wride, 1998 listelemiş)

Faktör Tanımı	Alet Tipi	Simge	Düzeltilme
Düşey basınç	–	C_N	$(p_a / \sigma'_{v,0})^{0.5}$ (3.2)
Düşey basınç	–	C_N	$C_N \leq 1.7$
Enerji oranı	Donut çekici	C_E	0.5 – 1.0
Enerji oranı	Güvenli çekiç	C_E	0.7 – 1.2
Enerji oranı	Otomatik çekiç	C_E	0.8 – 1.3
Sondaj çapı	65-115 mm	C_B	1.0
Sondaj çapı	150 mm	C_B	1.05
Sondaj çapı	200 mm	C_B	1.15
Tij boyu	< 3 m	C_R	0.75
Tij boyu	3-4 m	C_R	0.8
Tij boyu	4-6 m	C_R	0.85
Tij boyu	6-10 m	C_R	0.95
Tij boyu	10-30 m	C_R	1.0
Numune alma metodu	Standart numune alıcı	C_S	1.0
Numune alma metodu	Kılıfsız numune alıcı	C_S	1.1 – 1.3

N_{30} : Ölçülen standart penetrasyon direnci C_B : Sondaj kuyusu çapı
 C_E : Enerji oranı C_R : Tij boyu C_S : Numune alma metodu

$$C_N : \text{Efektif gerilme düzeltme faktörü} \quad C_N = \sqrt{\frac{1}{0.01\sigma'}} \quad (\text{Liao ve Whitman, 1986}) \quad (3.3)$$

Tablo 3.4. Çalışmada kullanılan SPT düzeltme faktörleri

Faktör Tanımı	Alet Tipi	Simge	Düzeltilme
Enerji oranı		C_E	0.45/0.60=0.75
Sondaj çapı	65-115 mm	C_B	1
Tij uzunluğu	<3m	C_R	0.75
	3-4m	C_R	0.8
	4-6m	C_R	0.85
	6-10m	C_R	0.95
	10-30m	C_R	1
Numune alma metodu	Kılıfsız numune alıcı	C_S	1.2

Tablo 3.3.'de genel olarak verilmiş olan SPT düzeltme faktörlerinden kullanılanlar Tablo 3.4.'de özetlenmiştir. SPT değerleri bu şekilde düzeltildikten sonra zemin profilleri çizilmiştir. Çalışmanın bu aşamasında hem düzeltilmiş SPT değerleri ile literatürde oluşturulmuş yaklaşımlar, hem de mevcut olan deney raporları ve buralarda olmayan parametreler için de güvenilir kaynaklar kullanılarak zemin fiziksel özellikleri belirlenmiştir. Zemin cinslerinin tayini Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS) kriterlerine göre yapılmıştır.

Zemin tabakalarının dinamik parametrelerini belirlemek için önce SPTN değerlerine göre değişik araştırmacılar tarafından geliştirilmiş olan korelasyonlar kullanılarak kayma dalgası hızları hesaplanmıştır. Daha sonra bu çalışma grafik şekline dönüştürülmüştür. Çizilen grafiklerde İyisan, 1996 ve Seed ve ark., 1983 bağıntılarının birbiri ile uyumlu olduğu görülerek bunların arasından çalışmada kullanılmak üzere

$$V_S = 51.5N^{0.51} \quad (3.4)$$

Denklem 3.4 ile ifade edilen İyisan, 1996 yaklaşımı, Türkiye zeminlerini yansıtması açısından doğru olması düşüncesi ile seçilmiştir. Bu şekilde elde edilen V_S değerleri ve Denklem 3.5 ile kullanılarak dinamik kayma modülüne geçilmiştir.

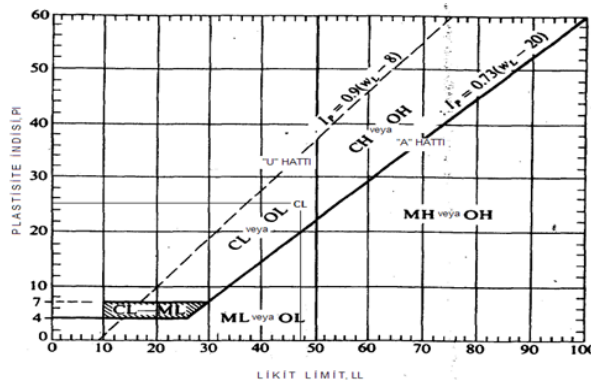
$$G = \left(\frac{\gamma}{g}\right)V_s^2 \quad (3.5)$$

bağıntısı kullanılarak dinamik kayma modülüne geçilmiştir. Plaxis yazılımında “drenajsız” seçeneği seçilmiştir. Bu seçenek poisson oranı değeri için $\nu' < 0.35$ şartını getirmiş olduğundan, poisson oranı bu şart dikkate alınarak literatürde oluşturulmuş tablolar vasıtası ile belirlenmiştir (Budhu, 2007; Bowles, 1996). Denklem 3.6 ile de elastisite modülü hesaplanmıştır.

$$E' = 2G(1+\nu') \quad (3.6)$$

3.4.2.1. SK1 Zemin profili fiziksel özellikleri

Birinci Tabaka (0-3.10m):2.50 m-2.90 m arasında SPT deneyi esnasında UD numune alınarak kıvam limiti ve UU deneyleri yapılmıştır. Birim hacim ağırlığı, su içeriği, kıvam limiti ve ince dane oranı değerleri deney raporu sonuçlarından alınmıştır. Ancak sondaj logu 2000 yılında yapılmış olduğundan ve bu çalışmada 1999 Kocaeli Depremi etkisinde zemin davranışı incelendiğinden, zemin tabakalarının fiziksel özelliklerine ait değerlerin deprem öncesi şartları yansıtması gerekir. Bu nedenle deney sonucunda 18.71 kN/m^3 olarak hesaplanmış olan birim hacim ağırlık değeri, deneysel gözlemler ve deprem öncesi sondaj loglarındaki SPT sayıları dikkate alınarak 19.00 kN/m^3 alınmıştır. 1989 yılında yapılmış olan E93 sondaj logunda 6.20 m'ye kadar olan kil tabakasında $SPTN_{30} \approx 12-15$ değerindedir.



Şekil 3.19. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında SK1-birinci tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996)

İDO=100%, LL=47%, PI=25% olup, USCS kriterlerine göre değerlendirildiğinde “düşük plastisiteli kil-CL” olarak tanımlanmıştır (Şekil 3.19.).

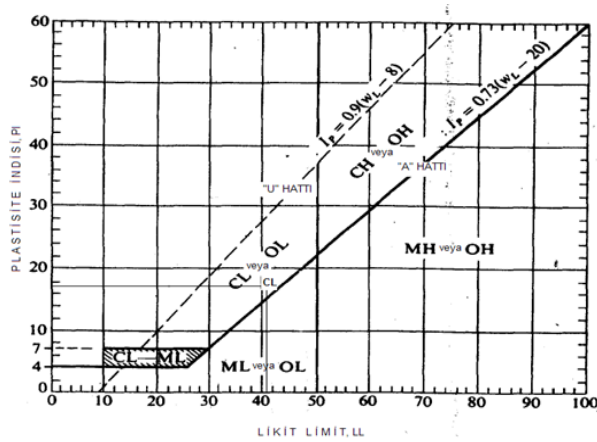
İkinci Tabaka (3.10-4.60m): 3.50 m-3.95 m arasında SPT numunesinde kıvam limiti deneyi yapılmıştır. Birim hacim ağırlık değerini veren herhangi bir deney sonucu olmayıp, SPT değerleri ve yakın sondaj logları dikkate alınarak değerlendirilmiştir. İDO=54% ve LL=29% sonuçları ile “düşük plastisiteli silt-ML” olarak tanımlanmıştır. Çevrede yapılan incelemelerde aşağıda özetlenmiş veriler elde edilmiş olup, $\gamma_n=17.50$ kN/m³ seçilmiştir.

$\gamma_n=17.89$ kN/m³ Mavi Tuna Apt. Araştırılan yapının arka cephesinde ve yaklaşık 5.00 m mesafede ve 3.00-3.50 m derinlikte (Üçler jeoloji mühendislik, 2000); $\gamma_n=18.00$ kN/m³ Yürüt Apt. Araştırılan yapıya yaklaşık 300.00 m mesafede ve 15.00-16.00 m derinlikte (Erken ve ark., 2004a);

$\gamma_n=18.68$ kN/m³ Adapazarı zeminleri ortalaması (Bol, 2003);

$\gamma_n=17.60/17.80/19.00$ kN/m³ Adapazarı geneli (Adapazarı Belediyesi raporu).

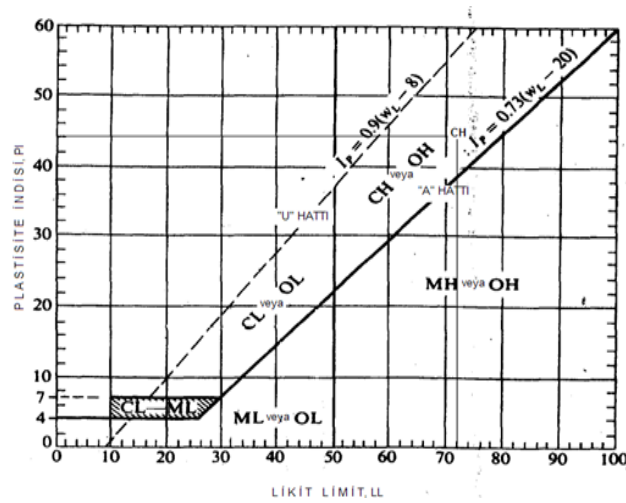
Üçüncü Tabaka (4.60-6.10 m): 4.50 m-4.95 m arasında SPT numunesinde kıvam limiti deneyi yapılmıştır. γ_n değeri 1. tabakanın aynı, diğer değerler deney sonucundan alınmıştır. İDO=89% olup, USCS kriterlerine göre “düşük plastisiteli kil-CL” olarak tanımlanmıştır (Şekil 3.20.).



Şekil 3.20. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında SK1-üçüncü tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles,1996)

Dördüncü Tabaka (6.10-8.80 m): 7.50 m-7.95 m arasında SPT numunesinde elek analizi deneyi yapılmıştır. Sondaj logunda kum zemin tanımı 9.10 m derinliğe kadar devam etmesine rağmen, 9.00 m’de $SPTN_{30}=14$ olduğundan, tabaka yüksekliği 9.10-0.30=8.80 m’de sonlandırılmıştır. 7.50 m’deki $SPTN_{30}=69$ değeri $SPTN_{30}=50$ olarak normalleştirilmiştir. Yapılan elek analizinde malzemenin %50’sinden fazlası 200 nolu elek çapından büyük ve iri malzemenin %50’den fazlası 4 nolu elekten küçük olup, %5-12 sınır halinde USCS kriterlerine göre “çakıllı kum / siltli kum - SP/SM olarak sınıflandırılmıştır. Su içeriği değeri deney raporundan, birim hacim ağırlık değeri ise SPT sayısı ve yakın çevre sondaj loglarına bağlı olarak belirlenmiştir. Silt ve kumlarda $BHA=18-20 \text{ kN/m}^3$; $SPTN_{30} \approx 50$ $BHA=20-23 \text{ kN/m}^3$ (Bowles,1996); $BHA=20-21 \text{ kN/m}^3$ (Budhu, 2007); $\gamma_n=20.40 \text{ kN/m}^3$ (Adapazarı Belediyesi raporu, 200 m mesafede, 6-6.5 m derinlikte, SM) değerleri vardır. Bu tabaka için $\gamma_n=19.00 \text{ kN/m}^3$ değerinde tayin edilmiştir.

Beşinci Tabaka (8.80-12.35 m): 10.00 m-10.40 m arasında SPT deneyi esnasında alınmış olan UD numune üzerinde kıvam limiti ve UU deneyleri yapılmıştır. 10.40 m-10.90 m arasındaki gri kum tabakası ihmal edilerek, tabaka sonu 12.35 m derinlikte alınmıştır. Fiziksel özelliklere ait değerlerin tümü deney raporu sonuçlarından alınmıştır. $\gamma_n=(16.81+17.32)/2=17.07 \text{ kN/m}^3$ $w_n=(46+45+41)/3=44\%$ USCS kriterlerine göre “yüksek plastisiteli kil-CH” olarak tanımlanmıştır(Şekil 3.21.).



Şekil 3.21. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında SK1-beşinci tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996)

Altıncı Tabaka (12.35-13.90 m): 13.50 m-13.95 m arasında SPT numunesinde kıvam limiti deneyi yapılmıştır. İDO=93% ve LL=33% değerleri ile USCS kriterlerinde “düşük plastisiteli silt-ML” olarak tanımlanmıştır. Su içeriği değeri deney raporundan, BHA değeri ise ikinci tabakanın aynı alınmıştır.

Yedinci Tabaka ≈ Beşinci Tabaka (13.90-26.40 m): Bu tabakaya ait SPTN değerlerinden başka bir parametre olmayıp, beşinci tabaka parametrelerinin aynısı alınarak “yüksek plastisiteli kil-CH” olarak sınıflandırılmıştır.

Sekizinci Tabaka (26.40-29.43m): Sondaj logunda “çok sıkı iyi pekişmiş ince daneli gri-yeşil siltli kum, yer yer 10-20 cm’lik çok katı plastik kil bantlı” olarak tanımlanmıştır. 29.73m derinlikteki $SPTN_{30}=23$ değeri dikkate alınarak tabaka kalınlığı $29.73-0.30=29.43$ m derinlikte sonlanmıştır. $SPTN_{30}=63$ değeri normalize edilmeyip aynen kullanılmıştır. USCS kriterlerinde “düşük plastisiteli siltli kum-SM” olarak sınıflandırılmıştır. Dördüncü tabakaya ait parametreler aynen alınmış olup, yalnızca su içeriği değeri bu derinlikte veri gurubunda ortak kullanılacağından, SK3 sondajındaki değerle birleştirilerek ortalaması alınmıştır.

Dokuzuncu Tabaka ≈ Beşinci Tabaka (29.43-43.70 m): Bu tabakaya ait SPTN değerlerinden başka bir parametre olmayıp, beşinci tabaka parametrelerinin aynısı alınarak “yüksek plastisiteli kil-CH” olarak sınıflandırılmıştır.

Onuncu Tabaka (43.70-60.00 m): Onuncu tabakada sekizinci tabaka değerlerinin aynı alınarak “siltli kum-SM” olarak tanımlanmıştır. Derinlik göz önünde tutularak onuncu tabaka değerlerinden yalnızca $BHA=20.00 \text{ kN/m}^3$ olarak değiştirilmiştir.

Yukarıdaki paragraflarda anlatıldığı üzere fiziksel özelliklerine ait parametreleri belirlenen SK1 zemin profiline (Tablo 3.5.) ait önce başlangıç durumu zemin gerilmeleri hesaplanmış (Tablo 3.6.), daha sonra Tablo 3.4.’de verilmiş olan SPT düzeltme faktörleri kullanılarak $SPTN_{60}$ ve $(N_1)_{60}$ değerleri hesaplanmıştır (Tablo 3.7.). Son olarak da Şekil 3.22.’de sunulmuş olan zemin profilinin grafik çizimi oluşturulmuştur.

Tablo 3.5. SK1 sondaj logu zemin tabakaları fiziksel özellikleri

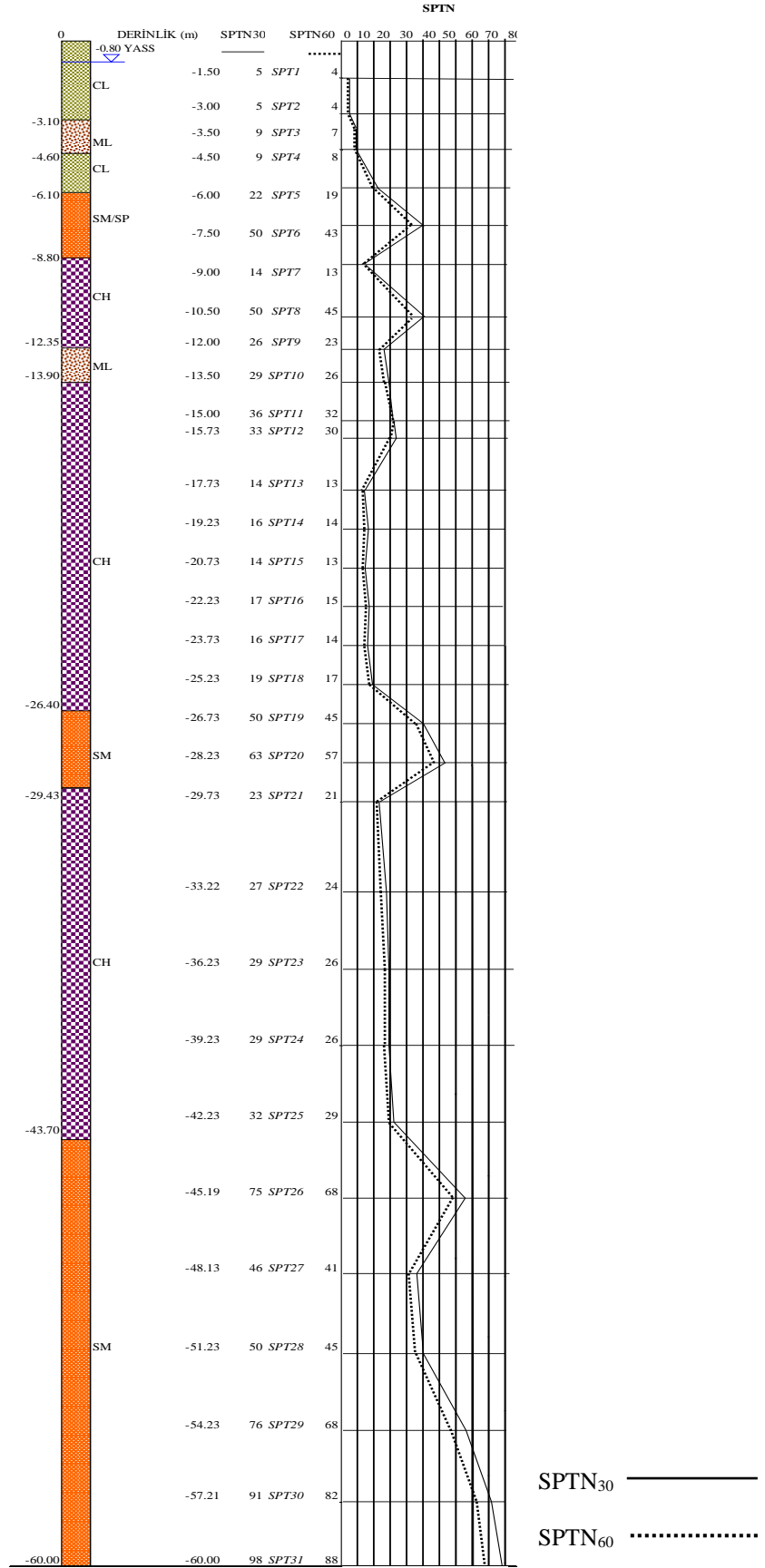
Tabaka no ve kalınlık	Sondaj logundaki tanım	BHA γ_n kN/m ³	Su içeriği w_n %	Kuru BHA $\gamma_k = \frac{\gamma_n}{1 + w_n}$ (3.7) kN/m ³	LL %	PL %	PI %	İDO %	Zemin sınıfı (USCS)	Açıklama
1 0-3.10 =3.10 m	Kahverengi kil Koyu gri siltli kil Açık kahverengi kil Gri kil	19.00	37	13.87	47	22	25	100	CL DÜŞÜK PLASTİSİTELİ KİL	$w_n, LL, PL, PI, İDO$:deney raporu γ_n : deprem öncesi şartlarına göre SPT değerleri, deneysel gözlemler ve literatür değerleri
2 3.10-4.60 =1.50 m	Kahverengi kum	17.50	34	13.06	29	NP	NP	54	ML DÜŞÜK PLAS- TİSİTELİ SİLT	$w_n, LL, İDO$:deney raporu γ_n :deneysel gözlemler, yakın çevre incelemeleri ve literatür değerleri
3 4.60-6.10 =1.50 m	Kahve-gri kil Gri siltli kil	19.00	39	13.67	41	24	17	99	CL DÜŞ. PLAS. KİL	$w_n, LL, PL, PI, İDO$:deney raporu γ_n : 1.tabaka
4 6.10-8.80 =2.70m	Gri ince kum Gri kum Kahve kum-Gri kum	19.00	26	15.08	NP	NP	NP	-	SM/SP SİLTİLİ KUM/ ÇAKILLI KUM	w_n :deney raporu γ_n :deneysel gözlemler, yakın çevre incelemeleri ve literatür değerleri
5 8.80-12.35 =3.55m	Gri kil Gri kum Gri-yeşil kil	17.07	44	11.85	72	28	44	96	CH YÜKSEK PLAST. KİL	$\gamma_n, w_n, LL, PL, PI, İDO$:deney raporu
6 12.35-13.90 =1.55m	Gri-yeşil silt	17.50	37	12.77	33	NP	NP	93	ML DÜŞÜK PLAS- TİSİTELİ SİLT	$w_n, LL, İDO$: deney raporu γ_n :2.tabaka
7 13.90-26.40 =12.50m	Gri-yeşil kil Gri-yeşil az siltli kil Yeşil kil-Kil	17.07	44	11.85	72	28	44	96	CH YÜKSEK PLAST.KİL	$\gamma_n, w_n, LL, PL, PI, İDO$:5.tabaka
8 26.40-29.43 =3.03m	Gri-yeşil siltli kum	19.00	25.5	15.14	NP	NP	NP	-	SM SİLTİLİ KUM	γ_n :4.tabaka $w_n = (SK1+SK3)/2$
9 29.43-43.70 =14.27m	Siltli kil	17.07	44	11.85	72	28	44	96	CH YÜKSEK PLAST. KİL	$\gamma_n, w_n, LL, PL, PI, İDO$:5.tabaka
10 43.70-60.00 =16.30m	Gri-yeşil siltli kum	20.00	25.5	15.94	NP	NP	NP	-	SM SİLTİLİ KUM	w_n : 8.tabaka, γ_n : SPT değerleri, deneysel gözlemler ve literatür değerleri ve derinlik dikkate alınarak belirlenmiştir.

Tablo 3.6. SK1 zemin profili başlangıç durumu gerilmeleri

ZEMİN CİNSİ	SPTN NO	YÜKSEKLİK	γ_n	γ_w	σ	u	σ'	
		m	kN/m ³	kN/m ³	kPa	kPa	kPa	
CL (3.10 m)	SPT 1	0.80	13.87	0	11.096	0	11.096	
		0.70	19.00	10.00	13.300	7.000	6.300	
	SPT 2	1.50			24.396	7.000	17.396	
		1.50			28.500	15.000	13.500	
	-3.10		3.00			52.896	22.000	30.896
			0.10			1.900	1.000	0.900
			3.10			54.796	23.000	31.796
	ML (1.50 m)	SPT 3	0.40	17.50	10.00	7.000	4.000	3.000
3.50					61.796	27.000	34.796	
SPT 4		1.00			17.500	10.000	7.500	
		4.50			79.296	37.000	42.296	
-4.60			0.10			1.750	1.000	0.750
			4.60			81.046	38.000	43.046
			1.40	19.00	10.00	26.600	14.000	12.600
CL (1.50 m)		SPT 5	6.00			107.646	52.000	55.646
	0.10				1.900	1.000	0.900	
	-6.10		6.10		109.546	53.000	56.546	
SM/SP (2.70 m)	SPT 6	1.40	19.00	10.00	26.600	14.000	12.600	
		7.50			136.146	67.000	69.146	
	-8.80		1.30			24.700	13.000	11.700
			8.80			160.846	80.000	80.846
CH (3.55 m)	SPT 7	0.20	17.07	10.00	3.414	2.000	1.414	
		9.00			164.260	82.000	82.260	
		1.40			23.898	14.000	9.898	
	SPT 8	10.40			188.158	96.000	92.158	
		0.10			1.707	1.000	0.707	
		10.50			189.865	97.000	92.865	
	SPT 9	0.40			6.828	4.000	2.828	
		10.90			196.693	101.000	95.693	
		1.10			18.777	11.000	7.777	
	-12.35		12.00			215.470	112.000	103.470
			0.35			5.975	3.500	2.475
			12.35			221.445	115.500	105.945
	ML (1.55 m)	SPT 10	1.55	17.50	10.00	27.125	15.500	11.625
			13.90			248.570	131.000	117.570
	CH (12.50 m)	SPT 11	1.10	17.07	10.00	18.777	11.000	7.777
			15.00			267.347	142.000	125.347
SPT 12		0.73			12.461	7.300	5.161	
		15.73			279.808	149.300	130.508	
		2.00			34.140	20.000	14.140	
SPT 13		17.73			313.948	169.300	144.648	
		1.50			25.605	15.000	10.605	
SPT 14		19.23			339.553	184.300	155.253	
		1.50			25.605	15.000	10.605	
SPT 15		20.73			365.158	199.300	165.858	
		1.50			25.605	15.000	10.605	
SPT 16		22.23			390.763	214.300	176.463	
		1.50			25.605	15.000	10.605	
SPT 17		23.73			416.368	229.300	187.068	
		1.50			25.605	15.000	10.605	
SPT 18		25.23			441.973	244.300	197.673	
		1.17			19.972	11.700	8.272	
-26.40			26.40			461.945	256.000	205.945
		SM (3.03 m)	SPT 19	0.33	19.00	10.00	6.270	3.300
26.73						468.215	259.300	208.915
SPT 20	1.50				28.500	15.000	13.500	
	28.23				496.715	274.300	222.415	
-29.43		1.20			22.800	12.000	10.800	
		29.43			519.515	286.300	233.215	
CH (14.27 m)	SPT 21	0.30	17.07	10.00	5.121	3.000	2.121	
		29.73			524.636	289.300	235.336	
	SPT 22	3.49			59.574	34.900	24.674	
		33.22			584.210	324.200	260.010	
	SPT 23	3.01			51.381	30.100	21.281	
		36.23			635.591	354.300	281.291	
	SPT 24	3.00			51.210	30.000	21.210	
		39.23			686.801	384.300	302.501	
	SPT 25	3.00			51.210	30.000	21.210	
		42.23			738.011	414.300	323.711	
-43.70		1.47			25.093	14.700	10.393	
		43.70			763.104	429.000	334.104	
SM (16.30 m)	SPT 26	1.49	20.00	10.00	29.800	14.900	14.900	
		45.19			792.904	443.900	349.004	
	SPT 27	2.94			58.800	29.400	29.400	
		48.13			851.704	473.300	378.404	
	SPT 28	3.10			62.000	31.000	31.000	
		51.23			913.704	504.300	409.404	
	SPT 29	3.00			60.000	30.000	30.000	
		54.23			973.704	534.300	439.404	
	SPT 30	2.98			59.600	29.800	29.800	
		57.21			1.033.304	564.100	469.204	
	-60.00	SPT 31	2.79			55.800	27.900	27.900
			60.00			1.089.105	592.000	497.104

Tablo 3.7. SK1 zemin profili düzeltilmiş SPTN değerleri

SPT No	Derinlik(m)	SPTN30	C_E	C_B	C_R	C_S	SPTN60 $C_{*} = \sqrt{\frac{1}{0.01\sigma'}}$	$N_{1.60}$		
SPT 1	CL	-1.50	5	0.75	1	0.80	1.2	4 (2.40)1.70	7	
SPT 2	CL	-3.00	5	0.75	1	0.85	1.2	4 (1.80)1.70	7	
SPT 3	ML	-3.50	9	0.75	1	0.85	1.2	7	1.70	12
SPT 4	ML	-4.50	9	0.75	1	0.95	1.2	8	1.54	12
SPT 5	CL	-6.00	22	0.75	1	0.95	1.2	19	1.34	25
SPT 6	SM/SP	-7.50	(69)50	0.75	1	0.95	1.2	43	1.20	52
SPT 7	CH	-9.00	14	0.75	1	1	1.2	13	1.10	14
SPT 8	CH	-10.50	(78)50	0.75	1	1	1.2	45	1.04	47
SPT 9	CH	-12.00	26	0.75	1	1	1.2	23	0.98	23
SPT 10	ML	-13.50	29	0.75	1	1	1.2	26	0.92	24
SPT 11	CH	-15.00	36	0.75	1	1	1.2	32	0.89	28
SPT 12	CH	-15.73	33	0.75	1	1	1.2	30	0.88	26
SPT 13	CH	-17.73	14	0.75	1	1	1.2	13	0.83	11
SPT 14	CH	-19.23	16	0.75	1	1	1.2	14	0.80	11
SPT 15	CH	-20.73	14	0.75	1	1	1.2	13	0.78	10
SPT 16	CH	-22.23	17	0.75	1	1	1.2	15	0.75	11
SPT 17	CH	-23.73	16	0.75	1	1	1.2	14	0.73	10
SPT 18	CH	-25.23	19	0.75	1	1	1.2	17	0.71	12
SPT 19	SM	-26.73	50	0.75	1	1	1.2	45	0.69	31
SPT 20	SM	-28.23	63	0.75	1	1	1.2	57	0.67	38
SPT 21	CH	-29.73	23	0.75	1	1	1.2	21	0.65	14
SPT 22	CH	-33.22	27	0.75	1	1	1.2	24	0.62	15
SPT 23	CH	-36.23	29	0.75	1	1	1.2	26	0.60	16
SPT 24	CH	-39.23	29	0.75	1	1	1.2	26	0.57	15
SPT 25	CH	-42.23	32	0.75	1	1	1.2	29	0.56	16
SPT 26	SM	-45.19	75	0.75	1	1	1.2	68	0.54	37
SPT 27	SM	-48.13	46	0.75	1	1	1.2	41	0.51	21
SPT 28	SM	-51.23	50	0.75	1	1	1.2	45	0.49	22
SPT 29	SM	-54.23	76	0.75	1	1	1.2	68	0.48	33
SPT 30	SM	-57.21	91	0.75	1	1	1.2	82	0.46	38
SPT 31	SM	-60.00	98	0.75	1	1	1.2	88	0.45	40



Şekil 3.22. SK1 zemin profili

3.4.2.2. SK2 Zemin profili fiziksel özellikleri

Birinci Tabaka (0-2.30 m): Bu tabakaya ait herhangi bir deney sonucu ve SPTN değeri bulunmamaktadır. 2.90 m'deki $SPTN_{30}=5$ değerinin bu tabaka için de geçerli olduğu kabul edilmiştir.

Doğal birim hacim ağırlığı γ_n , doğal su muhtevası w_n SPTN sayılarına bağlı olarak ve deneysel gözlemler ile yakın çevrede yapılmış olan sondaj logları deney raporları da dikkate alınarak belirlenmiştir.

USCS kriterlerine göre “siltli kum-SM” sınıfındadır.

Literatürdeki ve yakın çevredeki BHA değerleri aşağıda verilmiş olup, $\gamma_n=18.00$ kN/m^3 ile $w_n=15\%$ seçilmiştir:

$SPTN_{30} \approx 5$ BHA=14-18 kN/m^3 (Bowles,1996) ;

BHA=14-16 kN/m^3 (Budhu, 2007);

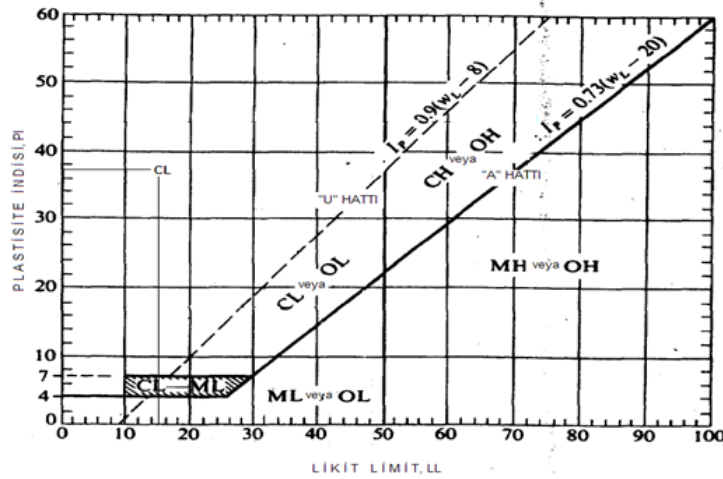
$\gamma_n=14.56/15.50$ kN/m^3 Yürüt Apt. Araştırılan yapıya yaklaşık 300.00 m mesafede ve 0-3.00 m derinlikte (Erken ve ark., 2004a).

İkinci Tabaka (2.30-5.70 m): 2.30 m-2.80 m arasında UD numune alınarak kıvam limiti ve UU deneyleri yapılmıştır ve zemin tabakasına ait parametreler bu deney sonucundan alınmıştır.

Sondaj logunda 3.60 m- 3.90 m arasında görülen 0.30 m kalınlığındaki “sarı ince kum” ve 5.30 m – 5.60 m arasındaki “silt” tabakaları ihmal edilerek tabaka sonu 5.70 m olarak belirlenmiştir.

LL=37 ve PI=15 değerleri ile “düşük plastisiteli kil-CL” olarak sınıflandırılmıştır (Şekil 3.23.).

$\gamma_n=(18.71+17.78)/2=18.25$ kN/m^3 ve $w_n=(43+36+46+32)/4=39\%$ seçilmiştir.



Şekil 3.23. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında SK2-ikinci tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996)

Üçüncü Tabaka (5.70-8.70m): 9.00 m’de alınmış olan SPTN değerine bağlı olarak tabaka yüksekliği $9.00 - 0.30 = 8.70$ m’de sonlandırılmıştır. 7.00 m’deki $SPTN_{30} = 101$ değeri $SPTN_{30} = 50$ olarak normalleştirilmiştir. 7.00 m-7.45 m arasında alınmış olan SPT numunesinde elek analizi deneyi yapılmıştır. Doğal su muhtevası deney sonucundan ve doğal birim hacim ağırlığı SK1 sondaj logundan alınmıştır. Elek analizi deney sonuçlarına göre “siltli kum-SM” olarak sınıflandırılmıştır.

Dördüncü Tabaka (8.70-26.40 m): Parametreler, SK1 sondaj logunda aynı derinlikte yapılmış olan deney sonuçlarından alınmış ve “yüksek plastisiteli kil-CH” sınıfında belirlenmiştir.

Bu sondaj loguna ait diğer zemin tabakaları SK1 zemin profili ile aynı olup, tanımlamada SK1 zemin profili tanımındaki kaynaklar ve literatür değerleri kullanılmış olduğundan, tekrarı yapılmayarak sonuçlar Tablo 3.8.’de özetlenmiştir.

SK1 zemin profilinde olduğu gibi önce başlangıç durumu zemin gerilmeleri hesaplanmış (Tablo 3.9.), daha sonra Tablo 3.4.’de verilmiş olan parametrelerle $SPTN_{60}$ ve $(N_1)_{60}$ değerleri hesaplanmıştır (Tablo 3.10.).

Son olarak da Şekil 3.24.’de sunulmuş olan zemin profilinin grafik çizimi oluşturulmuştur.

Tablo 3.8. SK2 sondaj logu zemin tabakaları fiziksel özellikleri

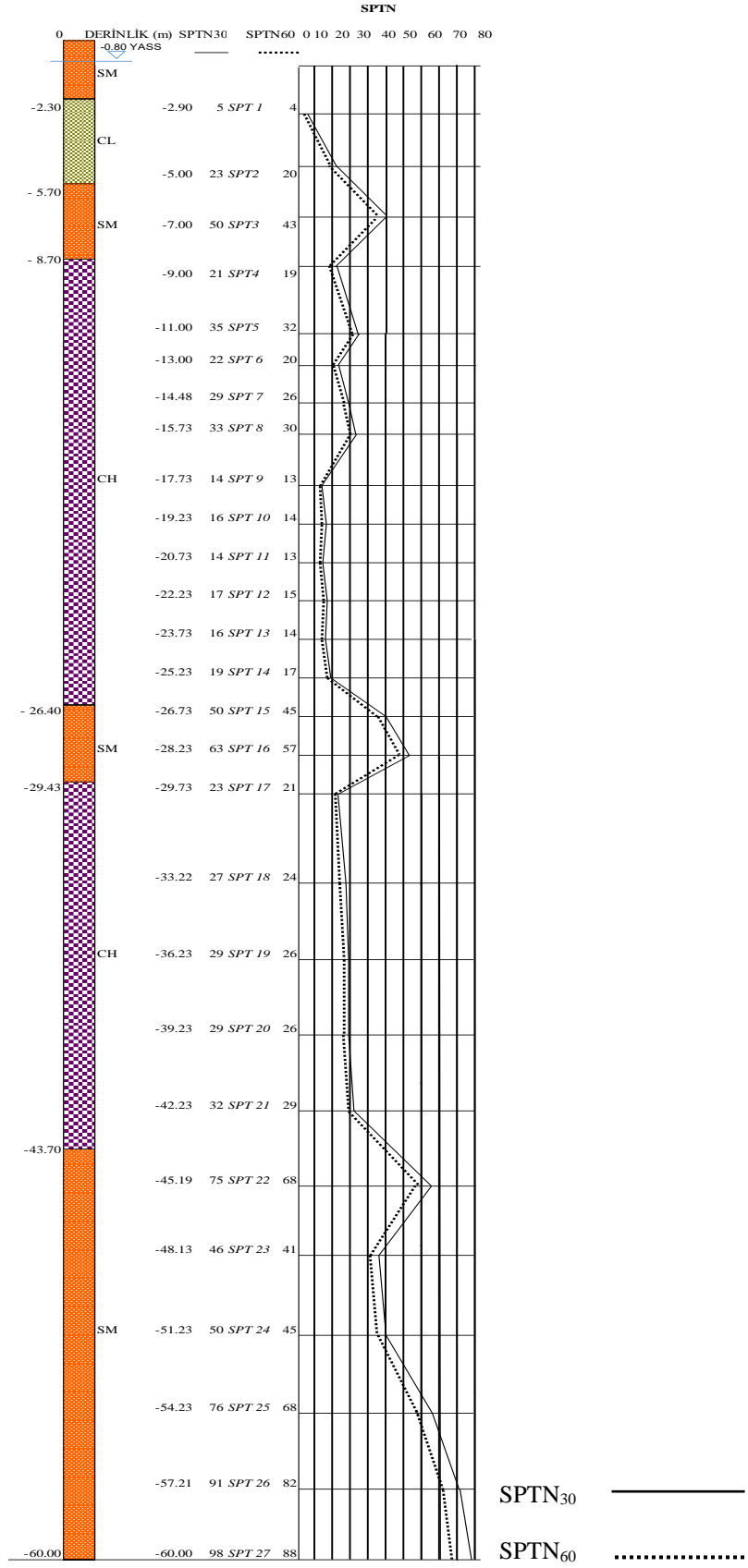
Tabaka no ve kalınlık	Sondaj logundaki tanım	BHA γ_n kN/m ³	Su içeriği w_n %	Kuru BHA $\gamma_k = \frac{\gamma_n}{1 + w_n}$ (3.7) kN/m ³	LL %	PL %	PI %	İDO %	Zemin sınıfı (USCS)	Açıklama
1 0-2.30 =2.30m	İnce kum	18.00	15	15.65	NP	NP	NP	-	SM SİİTLİ KUM	w_n, γ_n : deneysel gözlemler, yakın çevre incelemeleri, SPT değerleri ve literatür değerleri
2 2.30-5.70 =3.40m	Kahve kil Sarı ince kum Yeşil az siltli kil Silt Yeşil kil	19.00	42	13.38	37	22	15	98	CL DÜŞÜK PLASTİSİTELİ KİL	$\gamma_n, w_n, LL, PL, PI, İDO$: deney raporu
3 5.70-8.70 =3.00m	Gri-sarı kum Gri kil Gri-sarı kum Gri çakıl	19.00	25	15.20	NP	NP	NP	-	SM SİİTLİ KUM	γ_n : SK1 sondajı w_n : deney raporu
4 8.70-26.40 =17.70m	Gri çakıl Gri kil İnce kum Gri-kahve kil	17.07	44	11.85	72	28	44	96	CH YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİL	Tüm parametreler SK1 sondaj logundan alınmıştır.
5 26.40-29.43 =3.03m	Gri-yeşil siltli kum	19.00	25.5	15.14	NP	NP	NP	-	SM SİİTLİ KUM	Tüm parametreler SK1 sondaj logundan alınmıştır
6 29.43-43.70 =14.27m	Siltli kil	17.07	44	11.85	72	28	44	96	CH YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİL	Tüm parametreler SK1 sondaj logundan alınmıştır
7 43.70-60.00 =16.30m	Gri-yeşil siltli kum	20.00	25.5	15.94	NP	NP	NP	-	SM SİİTLİ KUM	Tüm parametreler SK1 sondaj logundan alınmıştır

Tablo 3.9. SK2 zemin profili başlangıç durumu gerilmeleri

ZEMİN CİNSİ	SPTN NO	YÜKSEKLİK	γ_n	γ_w	σ	u	σ'	
		m	kN/m ³	kN/m ³	kPa	kPa	kPa	
SM (2.30m) -2.30		0.80	15.65	0	12.520	0	12.520	
		1.50	18.00	10.00	27.000	15.000	12.000	
		2.30			39.520	15.000	24.520	
CL (3.40m) -5.70	SPT 1	0.60	19.00	10.00	11.400	6.000	5.400	
		2.90			50.920	21.000	29.920	
		2.00			38.000	20.000	18.000	
		4.90			88.920	41.000	47.920	
	SPT 2	0.10			1.900	1.000	0.900	
		5.00			90.820	42.000	48.820	
		0.70			13.300	7.000	6.300	
		5.70			104.120	49.000	55.120	
	SM (3.00m) -8.70	SPT 3	1.30	19.00	10.00	24.700	13.000	11.700
			7.00			128.820	62.000	66.820
1.70					32.300	17.000	15.300	
	8.70			161.120	79.000	82.120		
CH (17.70m) -26.40	SPT 4	0.30	17.07	10.00	5.121	3.000	2.121	
		9.00			166.241	82.000	84.241	
		1.20			20.484	12.000	8.484	
		10.20			186.725	94.000	92.725	
	SPT 5	0.80			13.656	8.000	5.656	
		11.00			200.381	102.000	98.381	
	SPT 6	2.00			34.140	20.000	14.140	
		13.00			234.521	122.000	112.521	
	SPT 7	1.48			25.264	14.800	10.464	
		14.48			259.785	136.800	122.985	
	SPT 8	1.25			21.338	12.500	8.838	
		15.73			281.123	149.300	131.823	
	SPT 9	2.00			34.140	20.000	14.140	
		17.73			315.263	169.300	145.963	
	SPT 10	1.50			25.605	15.000	10.605	
		19.23			340.868	184.300	156.568	
	SPT 11	1.50			25.605	15.000	10.605	
		20.73			366.473	199.300	167.173	
	SPT 12	1.50			25.605	15.000	10.605	
		22.23			392.078	214.300	177.778	
	SPT 13	1.50			25.605	15.000	10.605	
		23.73			417.683	229.300	188.383	
SPT 14	1.50			25.605	15.000	10.605		
	25.23			443.288	244.300	198.988		
	1.17			19.972	11.700	8.272		
	26.40			463.260	256.000	207.260		
SM (3.03m) -29.43	SPT 15	0.33	19.00	1.000	6.270	3.300	2.970	
		26.73			469.530	259.300	210.230	
	SPT 16	1.50			28.500	15.000	13.500	
		28.23			498.030	274.300	223.730	
	1.20			22.800	12.000	10.800		
	29.43			520.830	286.300	234.530		
CH (14.27m) -43.70	SPT 17	0.30	17.07	10.00	5.121	3.000	2.121	
		29.73			525.951	289.300	236.651	
	SPT 18	3.49			59.574	34.900	24.674	
		33.22			585.525	324.200	261.325	
	SPT 19	3.01			51.381	30.100	21.281	
		36.23			636.906	354.300	282.606	
	SPT 20	3.00			51.210	30.000	21.210	
		39.23			688.116	384.300	303.816	
	SPT 21	3.00			51.210	30.000	21.210	
		42.23			739.326	414.300	325.026	
	1.47			25.093	14.700	10.393		
	43.70			764.419	429.000	335.419		
SM (16.30m) -60.00	SPT 22	1.49	20.00	10.00	29.800	14.900	14.900	
		45.19			794.219	443.900	350.319	
	SPT 23	2.94			58.800	29.400	29.400	
		48.13			853.019	473.300	379.719	
	SPT 24	3.10			62.000	31.000	31.000	
		51.23			915.019	504.300	410.719	
	SPT 25	3.00			60.000	30.000	30.000	
		54.23			975.019	534.300	440.719	
	SPT 26	2.98			59.600	29.800	29.800	
		57.21			1.034.619	564.100	470.519	
	2.79			55.800	27.900	27.900		
	60.00			1.090.419	592.000	498.419		

Tablo 3.10. SK2 zemin profili düzeltilmiş SPTN değerleri

SPT No	Derinlik(m)	SPTN30	C_E	C_B	C_R	C_S	SPTN60	$C_N = \sqrt{\frac{1}{0.01\sigma'}}$	$N_{1.60}$
	SM	5	0.75	1	0.80	1.2	4	(2.02)1.70	7
SPT 1	CL	-2.90	5	0.75	1	0.85	4	(1.83)1.70	7
SPT 2	CL	-5.00	23	0.75	1	0.95	20	1.43	28
SPT 3	SM	-7.00	(101)50	0.75	1	0.95	43	1.22	52
SPT 4	CH	-9.00	21	0.75	1	1	19	1.09	21
SPT 5	CH	-11.00	35	0.75	1	1	32	1.01	32
SPT 6	CH	-13.00	22	0.75	1	1	20	0.94	19
SPT 7	CH	-14.48	29	0.75	1	1	26	0.90	23
SPT 8	CH	-15.73	33	0.75	1	1	30	0.87	26
SPT 9	CH	-17.73	14	0.75	1	1	13	0.83	11
SPT 10	CH	-19.23	16	0.75	1	1	14	0.80	11
SPT 11	CH	-20.73	14	0.75	1	1	13	0.77	10
SPT 12	CH	-22.23	17	0.75	1	1	15	0.75	11
SPT 13	CH	-23.73	16	0.75	1	1	14	0.73	10
SPT 14	CH	-25.23	19	0.75	1	1	17	0.71	12
SPT 15	SM	-26.73	50	0.75	1	1	45	0.69	31
SPT 16	SM	-28.23	63	0.75	1	1	57	0.67	38
SPT 17	CH	-29.73	23	0.75	1	1	21	0.65	14
SPT 18	CH	-33.22	27	0.75	1	1	24	0.62	15
SPT 19	CH	-36.23	29	0.75	1	1	26	0.59	15
SPT 20	CH	-39.23	29	0.75	1	1	26	0.57	15
SPT 21	CH	-42.23	32	0.75	1	1	29	0.55	16
SPT 22	SM	-45.19	75	0.75	1	1	68	0.53	36
SPT 23	SM	-48.13	46	0.75	1	1	41	0.51	21
SPT 24	SM	-51.23	50	0.75	1	1	45	0.49	22
SPT 25	SM	-54.23	76	0.75	1	1	68	0.48	33
SPT 26	SM	-57.21	91	0.75	1	1	82	0.46	38
SPT 27	SM	-60.00	98	0.75	1	1	88	0.45	40

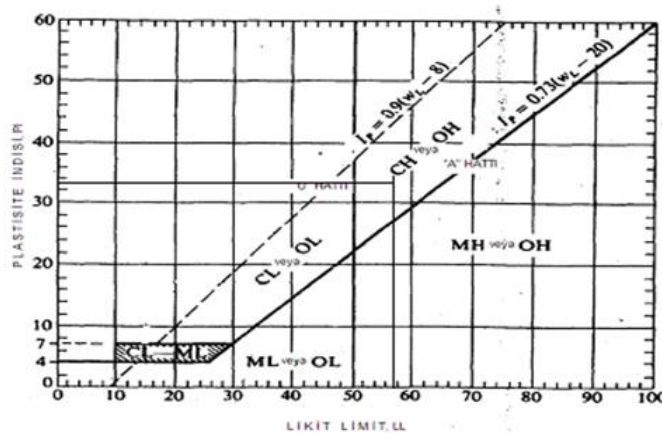


Şekil 3.24. SK2 zemin profili

3.4.2.3. SK3 Zemin profili fiziksel özellikleri

Birinci Tabaka (0-1.90 m): Bu tabakaya ait herhangi bir deney sonucu ve SPTN değeri bulunmamaktadır. Zemin tabakasına ait parametreler SK2 sondaj logunun aynısı alınarak “düşük plastisiteli silt-CL” olarak tanımlanmıştır.

İkinci Tabaka (1.90-4.70 m): 1.90 m–2.80 m arasındaki “sarı ince kum tabakası ihmal edilmiştir. 2.70 m-3.20 m arasında UD numune alınarak kıvam limiti ve UU deneyleri yapılmıştır. Zemin parametrelerinin tümü deney sonuçlarından alınmıştır. LL=57, PI=33 ve İDO=99% değerleri ile “yüksek plastisiteli kil-CH” olarak sınıflandırılmıştır (Şekil 3.25.).



Şekil 3.25. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında SK3-ikinci tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996)

$w_n=(45+46+47)/3=46\%$ $\gamma_n=(17.33+18.05)/2=17.69 \text{ kN/m}^3$ olarak hesaplanmıştır. Ancak Plaxis yazılımında deprem öncesi şartlar değerlendirildiğinden, deneysel gözlemler ve çevrede yapılmış olan araştırmalar dikkate alınarak $\gamma_n=19.00 \text{ kN/m}^3$ değerinde tayin edilmiştir.

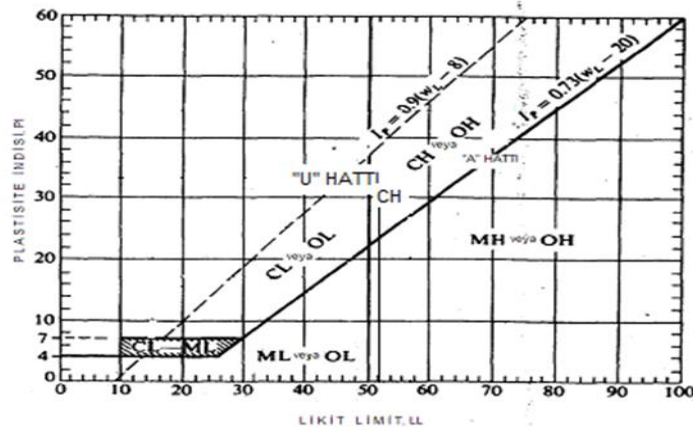
Üçüncü Tabaka (4.70-6.25m): 5.40 m-5.85 m arasında elek analizi deneyi yapılmıştır. Bu tabaka USCS kriterlerinde “siltli kum- SM” sınıfına dahil edilmiştir. Doğal su muhtevası w_n deney sonucundan alınmıştır. Doğal birim hacim ağırlığı γ_n , SPTN sayılarına bağlı olarak ve yakın çevrede yapılmış olan sondaj logları deney raporları da dikkate alınarak belirlenmiştir. 5.40 m’deki SPTN30=104 değeri ile 7.30 m’deki

SPTN30=139 değeri SPTN30=50 olarak normleştirilmiştir. Fiziksel endeks özellikleri SK2 sondaj logundan ve bir üst tabakadaki deney raporundan yararlanılarak belirlenmiştir.

Dördüncü Tabaka (8.50-26.40 m): 9.25 m-9.70 m arasında SPT numunesinde kıvam limiti deneyi yapılmıştır. Doğal birim hacim ağırlığı ikinci tabakanın aynısı $\gamma_n=(17.33+18.05)/2=17.69 \text{ kN/m}^3$, doğal su içeriği $w_n=35\%$ deney sonuçlarından alınmıştır. $LL=52$, $PI=30$ ve $\dot{I}DO=92\%$ değerleri ile USCS kriterlerinde “yüksek plastisiteli kil-CH” sınıfına girmiştir. Sondaj logunda 9.40 m-11.00 m arasında “gri organik iri kum” olarak tanımlanan tabaka, bu sınıflandırma içine katılmıştır.

Beşinci Tabaka (26.40-29.43 m): SK1 zemin profilindeki sekizinci tabaka ile aynı olup, “düşük plastisiteli siltli kum-SM” olarak sınıflandırılmış ve bu tabaka değerleri alınmıştır.

Altıncı Tabaka (29.43-43.70 m): SK1 sondaj logu dokuzuncu tabaka ile aynı özellikte olduğundan, bu tabakaya ait fiziksel parametreler alınmış ve “yüksek plastisiteli kil-CH” olarak sınıflandırılmıştır (Şekil 3.26.).



Şekil 3.26. USCS sınıflandırma kriteri plastisite kartında SK3-altıncı tabaka zemin cinsinin tayini (Bowles, 1996)

Bu sondaj loguna ait son zemin tabakası da SK1 zemin profili ile aynı olup, tanımlamada SK1 zemin profili tanımındaki kaynaklar ve literatür değerleri kullanılmış olduğundan, tekrarı yapılmayarak sonuçlar Tablo 3.11.’de özetlenmiştir.

Tablo 3.11. SK3 sondaj logu zemin tabakaları fiziksel özellikleri

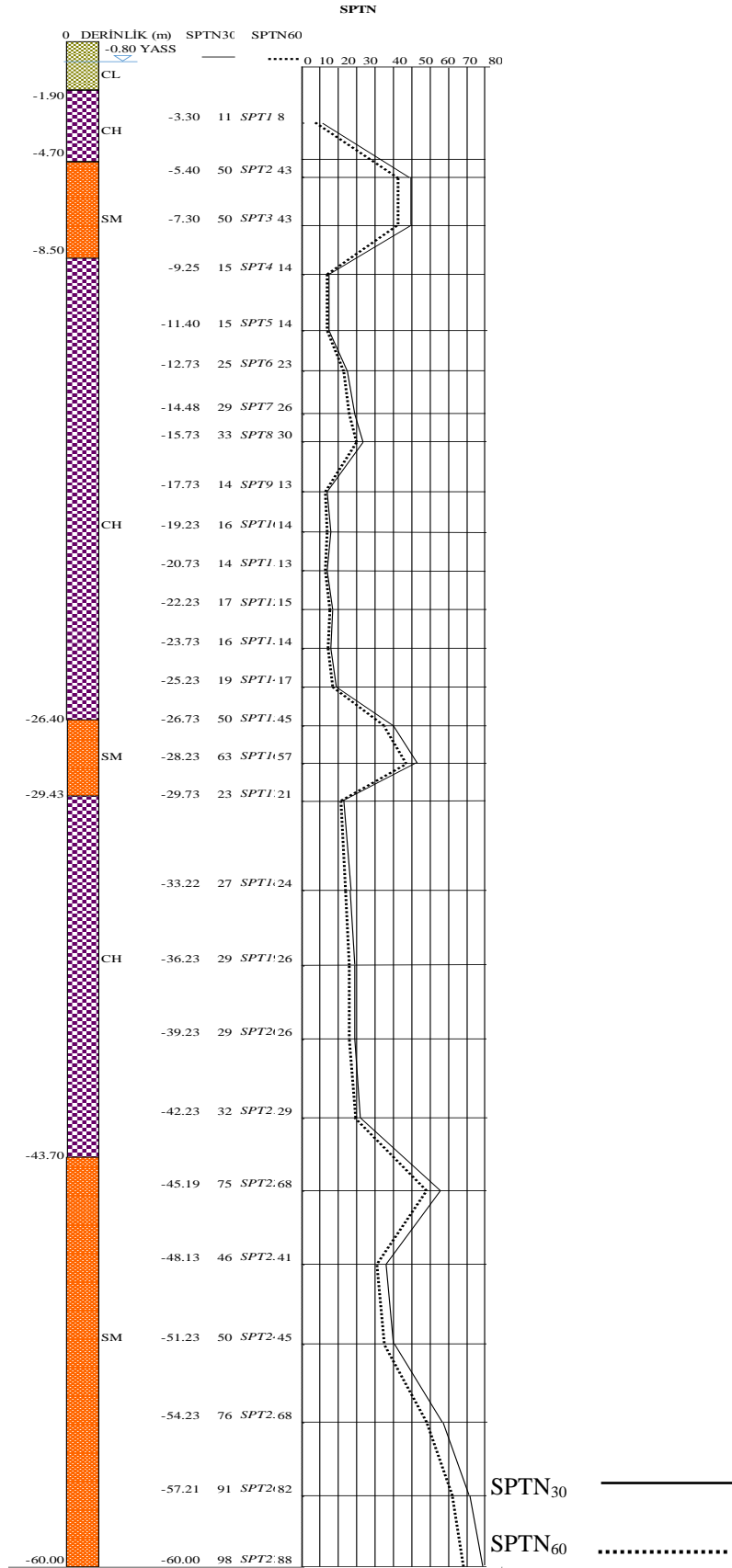
Tabaka no ve kalınlık	Sondaj logundaki tanım	BHA γ_n kN/m ³	Su içeriği w_n %	Kuru BHA $\gamma_k = \frac{\gamma_n}{1 + w_n}$ (3.7) kN/m ³	LL %	PL %	PI %	İDO %	Zemin sınıfı (USCS)	Açıklama
1 0-1.90 =1.90 m	Yeşil killi silt	19.00	42	13.38	37	22	15	98	CL DÜŞÜK PLASTİSİTELİ KİL	SK2 sondaj logundan alınmıştır.
2 1.90-4.70 =2.80 m	Sarı ince kum Kahverengi, az kumlu kil Kahverengi kil Gri kil	19.00	46	13.01	57	24	33	99	CH YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİL	$w_n, LL, PL, PI, İDO$:deney raporu γ_n : deprem öncesi şartlarına göre SPT değerleri, deneysel gözlemler ve literatür değerleri
3 4.70-8.50 =3.80 m	Sarı kum Organik kil-silt Sarı iri kum	19.00	24	15.32	NP	NP	NP	-	SM SİLTİLİ KUM	γ_n : SK2 sondajı w_n :deney raporu
4 8.50- 26.40 =17.90 m	Organik kil Gri organik iri kum Siltli kil Kil	17.69	44	12.28	52	22	30	92	CH YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİL	Tüm parametreler SK1 sondaj logundan alınmıştır
5 26.40-29.43 =3.03 m	Gri-yeşil siltli kum	19.00	25.5	15.14	NP	NP	NP	-	SM SİLTİLİ KUM	Tüm parametreler SK1 sondaj logundan alınmıştır
6 29.43-43.70 =14.27 m	Siltli kil	17.07	44	11.85	72	28	44	96	CH YÜKSEK PLASTİSİTELİ KİL	Tüm parametreler SK1 sondaj logundan alınmıştır
7 43.70-60.00 =16.30 m	Gri-yeşil siltli kum	20.00	25.5	15.94	NP	NP	NP	-	SM SİLTİLİ KUM	Tüm parametreler SK1 sondaj logundan alınmıştır

Tablo 3.12. SK3 zemin profili başlangıç durumu gerilmeleri

ZEMİN CİNSİ	SPTN NO	YÜKSEKLİK	γ_n	γ_w	σ	u	σ^*
		m	kN/m ³	kN/m ³	kPa	kPa	kPa
CL (1.90m) -1.90		0.80	13.38	0	10.704	0	10.704
		1.10	19.00	10.00	20.900	11.000	9.900
		1.90			31.604	11.000	20.604
CH (2.80m) -4.70	SPT 1	0.90	19.00	10.00	17.100	9.000	8.100
		2.80			48.704	20.000	28.704
		0.50			9.500	5.000	4.500
		3.30			58.204	25.000	33.204
		1.40			26.600	14.000	12.600
		4.70			84.804	39.000	45.804
SM (3.80m) -8.50	SPT 2	0.70	19.00	10.00	13.300	7.000	6.300
		5.40			98.104	46.000	52.104
		0.85			16.150	8.500	7.650
	SPT 3	6.25			114.254	54.500	59.754
		1.05			19.950	10.500	9.450
		7.30			134.204	65.000	69.204
SPT 4	1.20			22.800	12.000	10.800	
	8.50			157.004	77.000	80.004	
CH (17.90m) -26.40	SPT 4	0.75	17.07	10.00	12.803	7.500	5.303
		9.25			169.807	84.500	85.307
		0.15			2.561	1.500	1.061
		9.40			172.368	86.000	86.368
		1.60			27.312	16.000	11.312
		11.00			199.680	102.000	97.680
	SPT 5	0.40			6.828	4.000	2.828
		11.40			206.508	106.000	100.508
		1.33			22.703	13.300	9.403
	SPT 6	12.73			229.211	119.300	109.911
		1.75			29.873	17.500	12.373
	SPT 7	14.48			259.084	136.800	122.284
		1.25			21.338	12.500	8.838
	SPT 8	15.73			280.422	149.300	131.122
		2.00			34.140	20.000	14.140
	SPT 9	17.73			314.562	169.300	145.262
		1.50			25.605	15.000	10.605
	SPT 10	19.23			340.167	184.300	155.867
		1.50			25.605	15.000	10.605
	SPT 11	20.73			365.772	199.300	166.472
		1.50			25.605	15.000	10.605
	SPT 12	22.23			391.377	214.300	177.077
		1.50			25.605	15.000	10.605
	SPT 13	23.73			416.982	229.300	187.682
		1.50			25.605	15.000	10.605
	SPT 14	25.23			442.587	244.300	198.287
1.17				19.972	11.700	8.272	
-26.40				462.559	256.000	206.559	
SM (3.03m) -29.43	SPT 15	0.33	19.00	10.00	6.270	3.300	2.970
		26.73			468.829	259.300	209.529
	SPT 16	1.50			28.500	15.000	13.500
SPT 17	28.23			497.329	274.300	223.029	
	1.20			22.800	12.000	10.800	
-29.43				520.129	286.300	233.829	
CH (14.27m) -43.70	SPT 17	0.30	17.07	10.00	5.121	3.000	2.121
		29.73			525.250	289.300	235.950
		3.49			59.574	34.900	24.674
	SPT 18	33.22			584.824	324.200	260.624
		3.01			51.381	30.100	21.281
	SPT 19	36.23			636.205	354.300	281.905
		3.00			51.210	30.000	21.210
	SPT 20	39.23			687.415	384.300	303.115
		3.00			51.210	30.000	21.210
	SPT 21	42.23			738.625	414.300	324.325
		1.47			25.093	14.700	10.393
-43.70				763.718	429.000	334.718	
SM (16.30m) -60.00	SPT 22	1.49	20.00	10.00	29.800	14.900	14.900
		45.19			793.518	443.900	349.618
	SPT 23	2.94			58.800	29.400	29.400
		48.13			852.318	473.300	379.018
	SPT 24	3.10			62.000	31.000	31.000
		51.23			914.318	504.300	410.018
	SPT 25	3.00			60.000	30.000	30.000
		54.23			974.318	534.300	440.018
SPT 26	2.98			59.600	29.800	29.800	
	57.21			1.033.918	564.100	469.818	
-60.00	SPT 27	2.79			55.800	27.900	27.900
		60.00			1.089.718	592.000	497.718

Tablo 3.13. SK3 zemin profili düzeltilmiş SPTN değerleri

SPT N0	Derinlik(m)	SPTN30	C_E	C_B	C_R	C_S	SPTN60	$C_w = \sqrt{\frac{1}{0.01\sigma^2}}$	$N_{1.60}$	
CL										
	CH	5	0.75	1	0.80	1.2	4	(1.87)1.70	7	
SPT 1	CH	-3.30	11	0.75	1	0.85	1.2	8 (1.74)1.70	14	
SPT 2	SM	-5.40	(104)50	0.75	1	0.95	1.2	43	1.39	60
SPT 3	SM	-7.30	(139)50	0.75	1	0.95	1.2	43	1.20	52
SPT 4	CH	-9.25	15	0.75	1	1	1.2	14	1.08	15
SPT 5	CH	-11.40	15	0.75	1	1	1.2	14	1.00	14
SPT 6	CH	-12.73	25	0.75	1	1	1.2	23	0.91	21
SPT 7	CH	-14.48	29	0.75	1	1	1.2	26	0.90	23
SPT 8	CH	-15.73	33	0.75	1	1	1.2	30	0.87	26
SPT 9	CH	-17.73	14	0.75	1	1	1.2	13	0.83	11
SPT 10	CH	-19.23	16	0.75	1	1	1.2	14	0.80	11
SPT 11	CH	-20.73	14	0.75	1	1	1.2	13	0.78	10
SPT 12	CH	-22.23	17	0.75	1	1	1.2	15	0.75	11
SPT 13	CH	-23.73	16	0.75	1	1	1.2	14	0.73	10
SPT 14	CH	-25.23	19	0.75	1	1	1.2	17	0.71	12
SPT 15	SM	-26.73	50	0.75	1	1	1.2	45	0.69	31
SPT 16	SM	-28.23	63	0.75	1	1	1.2	57	0.67	38
SPT 17	CH	-29.73	23	0.75	1	1	1.2	21	0.65	14
SPT 18	CH	-33.22	27	0.75	1	1	1.2	24	0.62	15
SPT 19	CH	-36.23	29	0.75	1	1	1.2	26	0.60	16
SPT 20	CH	-39.23	29	0.75	1	1	1.2	26	0.57	15
SPT 21	CH	-42.23	32	0.75	1	1	1.2	29	0.56	16
SPT 22	SM	-45.19	75	0.75	1	1	1.2	68	0.53	36
SPT 23	SM	-48.13	46	0.75	1	1	1.2	41	0.51	21
SPT 24	SM	-51.23	50	0.75	1	1	1.2	45	0.49	22
SPT 25	SM	-54.23	76	0.75	1	1	1.2	68	0.48	33
SPT 26	SM	-57.21	91	0.75	1	1	1.2	82	0.46	38
SPT 27	SM	-60.00	98	0.75	1	1	1.2	88	0.45	40



Şekil 3.27. SK3 zemin profili

SK1 ve SK2 zemin profillerinde olduğu gibi önce başlangıç durumu zemin gerilmeleri hesaplanmış (Tablo 3.12.), daha sonra Tablo 3.4.'de verilmiş olan parametrelerle $SPTN_{60}$ ve $(N_1)_{60}$ değerleri hesaplanmıştır (Tablo 3.13.). Son olarak da Şekil 3.27.'de sunulmuş olan zemin profilinin grafik çizimi oluşturulmuştur.

3.4.2.4. SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerinin dinamik parametrelerinin tayini

Yukarıdaki bölümlerde ayrıntılı şekilde anlatıldığı üzere zemin profillerinin oluşturulmasından sonra, SPTN değerlerine göre araştırmacılar tarafından geliştirilmiş olan ve açılımları aşağıdaki denklemlerle verilmiş olan korelasyonlardan Imai ve Yoshimura, 1970; Imai ve ark., 1975; Ohta ve Goto, 1978; Imai ve Tonouchi, 1982; Seed ve ark., 1983; İyisan, 1996 (Denklemler 3.4) ile Kiku ve ark., 2001 (Hasancebi ve Ulusay, 2007) yaklaşımları kullanılarak her üç profile ait kayma dalgası hızları hesaplanmıştır. Yapılmış olan bu hesaplamalar Tablo 3.14., Tablo 3.15. ve Tablo 3.16.'da sunulmuştur.

$$V_s = 76N^{0.33} \quad \text{Tüm zeminler için} \quad (\text{Imai ve Yoshimura, 1970}) \quad (3.7)$$

$$V_s = 89.8N^{0.341} \quad \text{Tüm zeminler için} \quad (\text{Imai ve ark., 1975}) \quad (3.8)$$

$$V_s = 69N^{0.17} H^{0.2} \quad \text{Killer için} \quad (\text{Ohta ve Goto, 1978}) \quad (3.9)$$

$$V_s = 69N^{0.17} H^{0.2} 1.09 \quad \text{Kumlar için} \quad (\text{Ohta ve Goto, 1978}) \quad (3.10)$$

$$V_s = 97N^{0.314} \quad \text{Tüm zeminler için} \quad (\text{Imai ve Tonouchi, 1982}) \quad (3.11)$$

$$V_s = 56.4N^{0.5} \quad (\text{Seed ve ark., 1983}) \quad (3.12)$$

$$V_s = 68.3N^{0.292} \quad \text{Tüm zeminler için} \quad (\text{Kiku ve ark., 2001}) \quad (3.13)$$

Tablo 3.14. SK1 zemin profili kayma dalgası hızı hesabı

SPT No	Zemin cinsi	Derinlik m	SPTN30	SPTN30x0.75	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs	
					m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	
					Imai ve Yoshimura 1970	Imai ve ark. 1975	Ohta ve Goto 1978	Imai ve Tonouchi 1982	Seed ve ark. 1983	İyisan 1996	Kiku ve ark. 2001	
					tüm zemin. $76N^{0.33}$	tüm zemin. $89.8N^{0.341}$	kıl-kum $69N^{0.17}H^{0.2}$	tüm zemin. $97N^{0.314}$	$56.4N^{0.5}$	tüm zemin. $51.5N^{0.516}$	tüm zemin. $68.3N^{0.292}$	
					$69N^{0.17}H^{0.2}1.09$							
SPT 1	CL	-1.50	5	4	120	144	95	150	113	105	102	
SPT 2	CL	-3.00	5	4	120	144	109	150	113	105	102	
SPT 3	ML	-3.50	9	7	144	174	123	179	149	141	121	
SPT 4	ML	-4.50	9	7	144	174	130	179	149	141	121	
SPT 5	CL	-6.00	22	17	194	236	160	236	233	222	156	
SPT 6	SM/SP	-7.50	(69)50	38	252	310	209	304	348	336	198	
SPT 7	CH	-9.00	14	11	168	203	161	206	187	177	138	
SPT 8	CH	-10.50	(78)50	38	252	310	205	304	348	336	198	
SPT 9	CH	-12.00	26	20	204	249	189	248	252	242	164	
SPT 10	ML	-13.50	29	22	211	258	196	256	265	254	168	
SPT 11	CH	-15.00	36	27	226	276	208	273	293	282	179	
SPT 12	CH	-15.73	33	25	220	269	207	267	282	271	175	
SPT 13	CH	-17.73	14	11	168	203	184	206	187	177	138	
SPT 14	CH	-19.23	16	12	173	210	190	212	195	186	141	
SPT 15	CH	-20.73	14	11	168	203	190	206	187	177	138	
SPT 16	CH	-22.23	17	13	177	215	198	217	203	193	144	
SPT 17	CH	-23.73	16	12	173	210	198	212	195	186	141	
SPT 18	CH	-25.23	19	14	182	221	206	222	211	201	148	
SPT 19	SM	-26.73	50	38	252	310	269	304	348	336	198	
SPT 20	SM	-28.23	63	47	271	334	282	325	387	375	210	
SPT 21	CH	-29.73	23	17	194	236	220	236	233	222	156	
SPT 22	CH	-33.22	27	20	204	249	231	248	252	242	164	
SPT 23	CH	-36.23	29	22	211	258	239	256	265	254	168	
SPT 24	CH	-39.23	29	22	211	258	243	256	265	254	168	
SPT 25	CH	-42.23	32	24	217	265	250	263	276	265	173	
SPT 26	SM	-45.19	75	56	287	354	320	343	422	411	221	
SPT 27	SM	-48.13	46	35	246	302	299	296	334	323	193	
SPT 28	SM	-51.23	50	38	252	310	307	304	348	336	198	
SPT 29	SM	-54.23	76	57	289	356	332	345	426	415	222	
SPT 30	SM	-57.21	91	91	337	418	364	400	538	528	255	
SPT 31	SM	-60.00	98	98	345	429	372	409	558	549	261	

SPT30 ve SPT31 noktaları ana kaya geniş olup, Vs hesabında SPTN30 değerleri alınmıştır.

Tablo 3.15. SK2 zemin profili kayma dalgası hızı hesabı

SPT No	Zemin cinsi	Derinlik m	SPTN30	SPTN30x0.75	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs	
					m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	
					Imai ve Yoshimura 1970	Imai ve ark. 1975	Ohta ve Goto 1978	Imai ve Tonouchi 1982	Seed ve ark. 1983	İyisan 1996	Kiku ve ark. 2001	
					tüm zemin. 76N ^{0.33}	tüm zemin. 89.8N ^{0.341}	kil-kum 69N ^{0.17} H ^{0.2}	tüm zemin. 97N ^{0.314}	56.4N ^{0.5}	tüm zemin. 51.5N ^{0.516}	tüm zemin. 68.3N ^{0.292}	
					69N ^{0.17} H ^{0.2} 1.09							
	SM	-2.30	5	4	120	144	112	150	113	105	102	
SPT1	CL	-2.90	5	4	120	144	108	150	113	105	102	
SPT2	CL	-5.00	23	17	194	236	154	236	233	222	156	
SPT3	SM	-7.00	50	38	252	310	206	304	348	336	198	
SPT4	CH	-9.00	21	16	190	231	172	232	226	215	153	
SPT5	CH	-11.00	35	26	223	273	194	270	288	277	177	
SPT6	CH	-13.00	22	17	194	236	187	236	233	222	156	
SPT7	CH	-14.48	29	22	211	258	199	256	265	254	168	
SPT8	CH	-15.73	33	25	220	269	207	267	282	271	175	
SPT9	CH	-17.73	14	11	168	203	184	206	187	177	138	
SPT10	CH	-19.23	16	12	173	210	190	212	195	186	141	
SPT11	CH	-20.73	14	11	168	203	190	206	187	177	138	
SPT12	CH	-22.23	17	13	177	215	198	217	203	193	144	
SPT13	CH	-23.73	16	12	173	210	198	212	195	186	141	
SPT14	CH	-25.23	19	14	182	221	206	222	211	201	148	
SPT15	SM	-26.73	50	38	252	310	269	304	348	336	198	
SPT16	SM	-28.23	63	47	271	334	282	325	387	375	210	
SPT17	CH	-29.73	23	17	194	236	220	236	233	222	156	
SPT18	CH	-33.22	27	20	204	249	231	248	252	242	164	
SPT19	CH	-36.23	29	22	211	258	239	256	265	254	168	
SPT20	CH	-39.23	29	22	211	258	243	256	265	254	168	
SPT21	CH	-42.23	32	24	217	265	250	263	276	265	173	
SPT22	SM	-45.19	75	56	287	354	320	343	422	411	221	
SPT23	SM	-48.13	46	35	246	302	299	296	334	323	193	
SPT24	SM	-51.23	50	38	252	310	307	304	348	336	198	
SPT25	SM	-54.23	76	57	289	356	332	345	426	415	222	
SPT26	SM	-57.21	91	91	337	418	364	400	538	528	255	
SPT27	SM	-60.00	98	98	345	429	372	409	558	549	261	

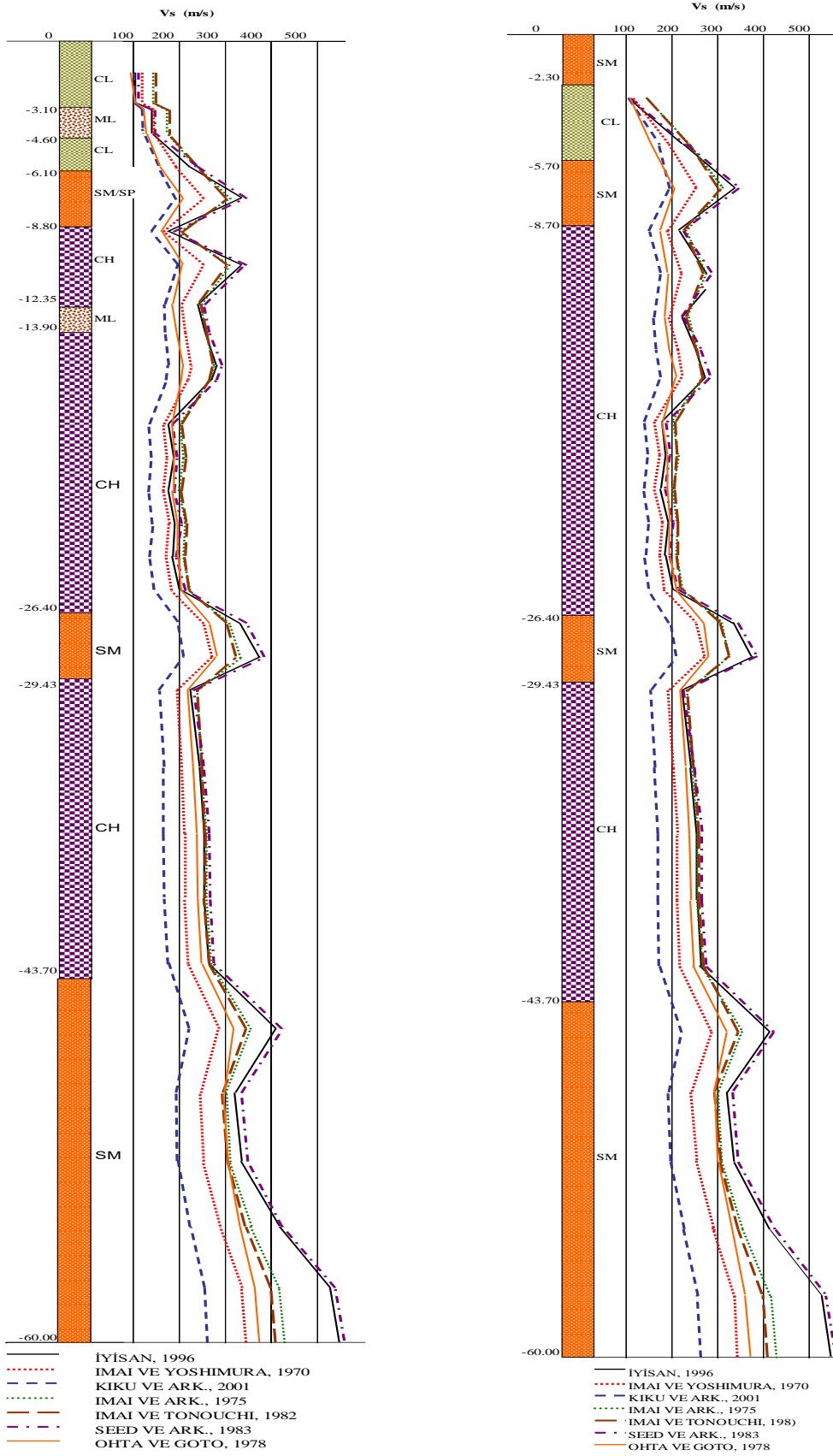
SPT26 ve SPT27 noktalan ana kaya girişi olup, Vs hesabında SPTN30 değerleri alınmıştır.

Tablo 3.16. SK3 zemin profili kayma dalgası hızı hesabı

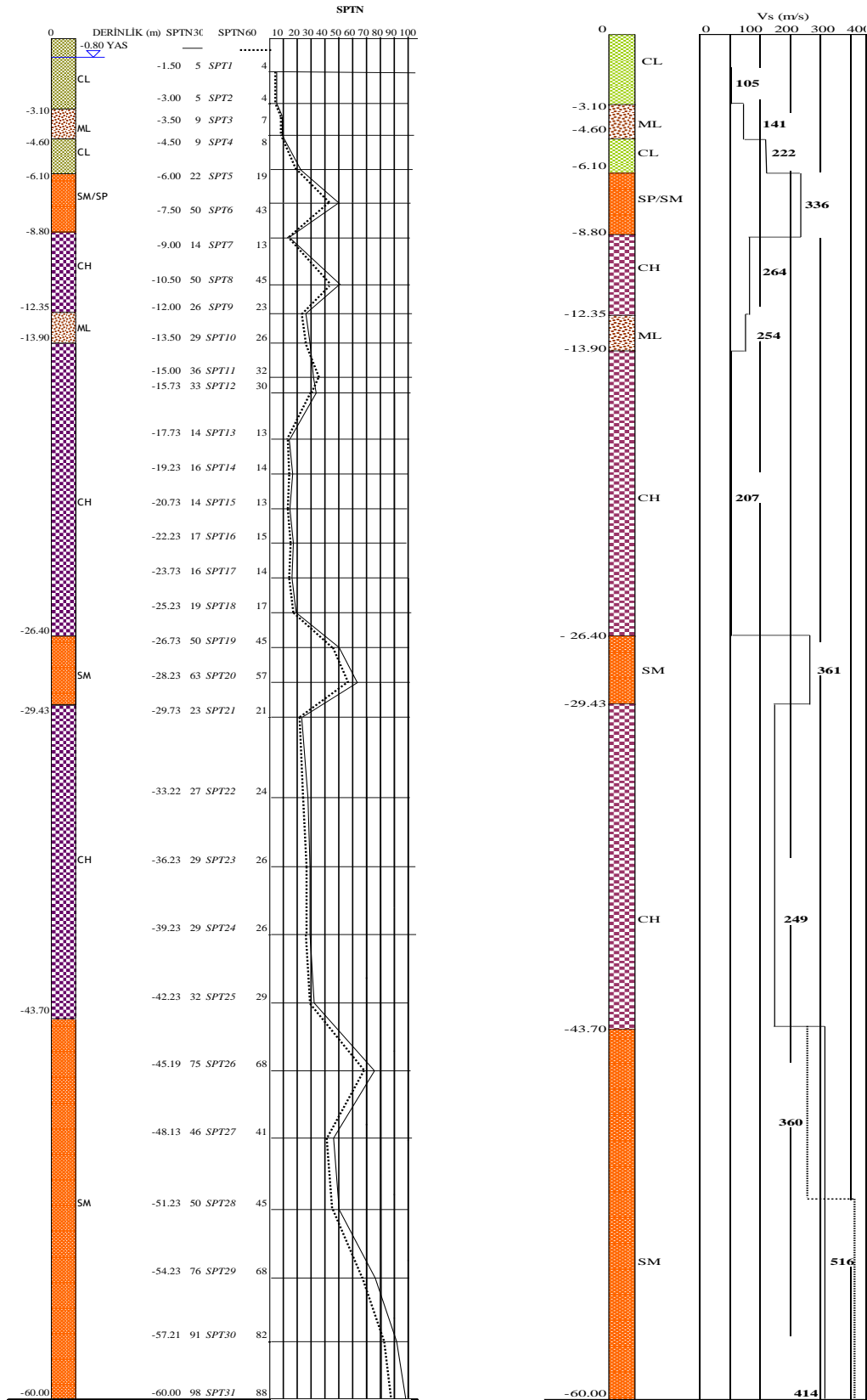
SPT No	Zemin cinsi	Derinlik m	SPTN30	SPTN30x0.75	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs	Vs
					m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	m/sn	m/sn
					Imai ve Yoshimura 1970 tüm zemin. 76N ^{0.33}	Imai ve ark. 1975 tüm zemin. 89.8N ^{0.341}	Ohta ve Goto 1978 kil-kum 69N ^{0.17} H ^{0.2}	Imai ve Tonouchi 1982 tüm zemin. 97N ^{0.314}	Seed ve ark. 1983 56.4N ^{0.5}	İyisan 1996 tüm zemin. 51.5N ^{0.516}	Kiku ve ark. 2001 tüm zemin. 68.3N ^{0.292}
							69N ^{0.17} H ^{0.2} 1.09				
	CL										
	CH										
SPT1	CH	-3.30	11	8	151	182	125	186	160	151	125
SPT2	SM	-5.40	50	38	252	310	196	304	348	336	198
SPT3	SM	-7.30	50	38	252	310	208	304	348	336	198
SPT4	CH	-9.25	15	11	168	203	162	206	187	177	138
SPT5	CH	-11.40	15	11	168	203	169	206	187	177	138
SPT6	CH	-12.73	25	19	201	245	189	245	246	235	161
SPT7	CH	-14.48	29	22	211	258	199	256	265	254	168
SPT8	CH	-15.73	33	25	220	269	207	267	282	271	175
SPT9	CH	-17.73	14	11	168	203	184	206	187	177	138
SPT10	CH	-19.23	16	12	173	210	190	212	195	186	141
SPT11	CH	-20.73	14	11	168	203	190	206	187	177	138
SPT12	CH	-22.23	17	13	177	215	198	217	203	193	144
SPT13	CH	-23.73	16	12	173	210	198	212	195	186	141
SPT14	CH	-25.23	19	14	182	221	206	222	211	201	148
SPT15	SM	-26.73	50	38	252	310	269	304	348	336	198
SPT16	SM	-28.23	63	47	271	334	282	325	387	375	210
SPT17	CH	-29.73	23	17	194	236	220	236	233	222	156
SPT18	CH	-33.22	27	20	204	249	231	248	252	242	164
SPT19	CH	-36.23	29	22	211	258	239	256	265	254	168
SPT20	CH	-39.23	29	22	211	258	243	256	265	254	168
SPT21	CH	-42.23	32	24	217	265	250	263	276	265	173
SPT22	SM	-45.19	75	56	287	354	320	343	422	411	221
SPT23	SM	-48.13	46	35	246	302	299	296	334	323	193
SPT24	SM	-51.23	50	38	252	310	307	304	348	336	198
SPT25	SM	-54.23	76	57	289	356	332	345	426	415	222
SPT26	SM	-57.21	91	91	337	418	364	400	538	528	255
SPT27	SM	-60.00	98	98	345	429	372	409	558	549	261

SPT26 ve SPT27 noktaları ana kaya girişi olup, Vs hesabında SPTN30 değerleri alınmıştır.

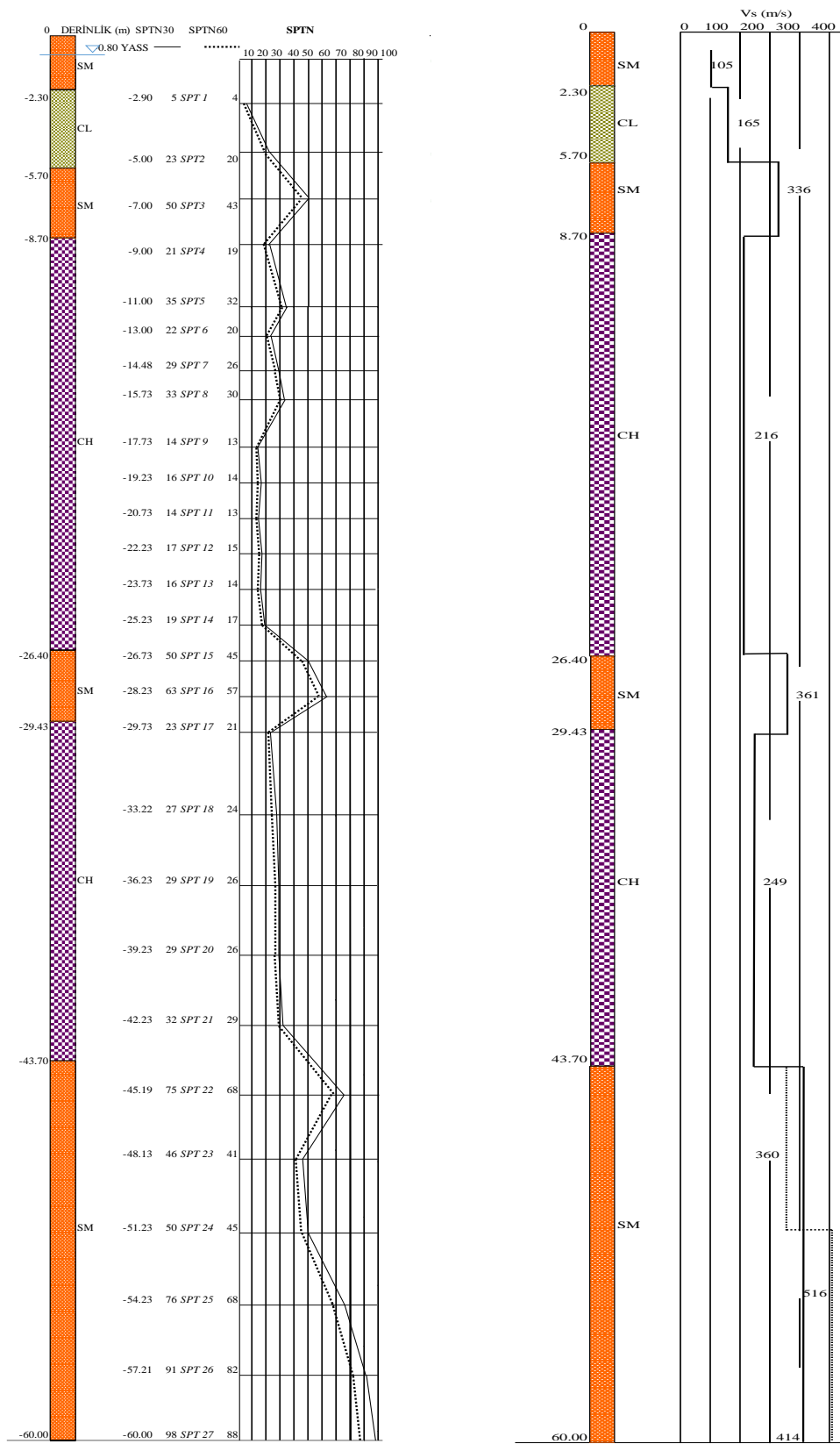
Hesaplanmış olan bu değerler, SK1 ve SK2 profillerinde grafik şeklinde dönüştürülerek yaklaşımların mukayesesi yapılmıştır (Şekil 3.28.).



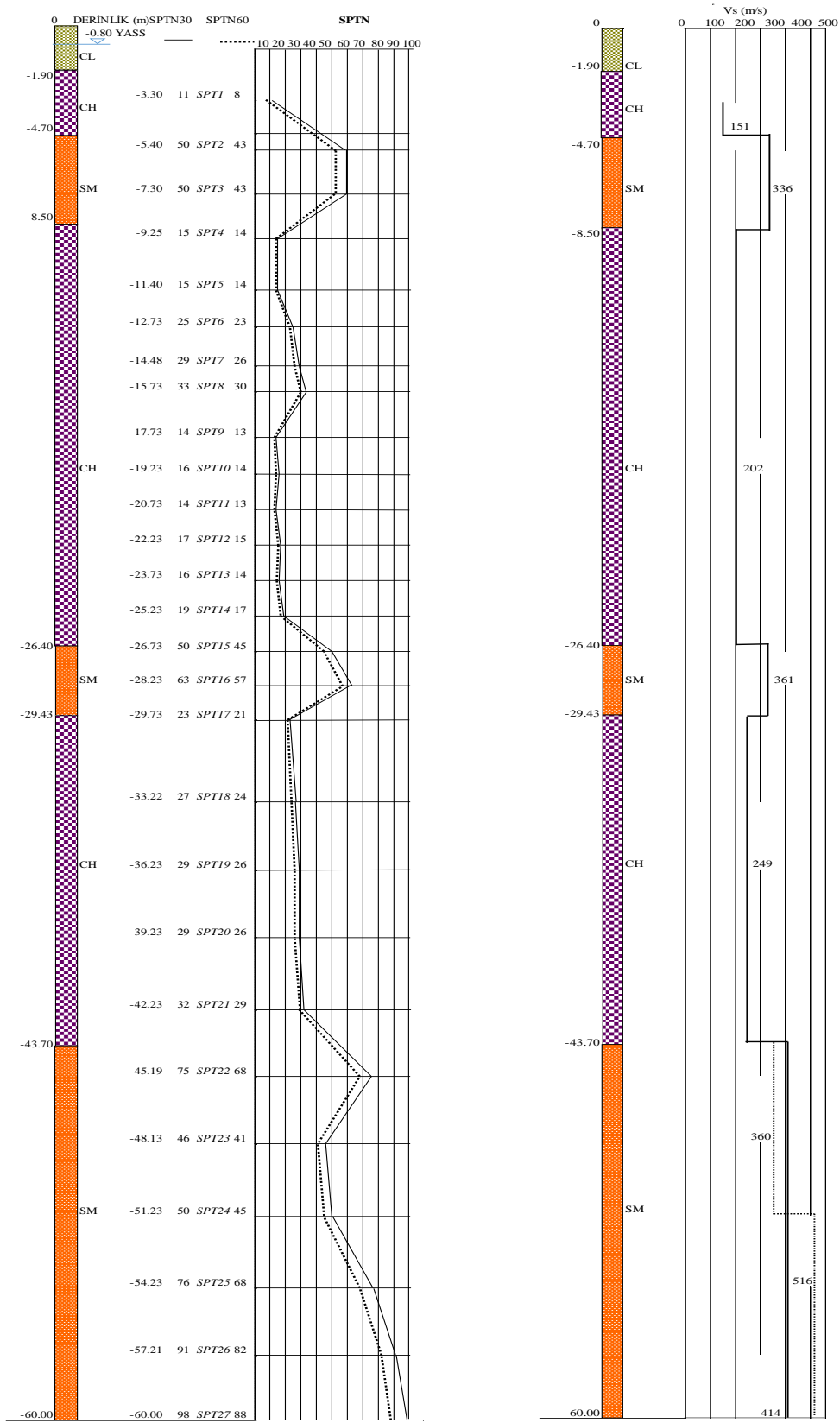
Şekil 3.28. Farklı yaklaşımlara göre SK1 ve SK2 zemin profillerinde kayma dalgası hızının derinlikle değişimi



Şekil 3.29. SK1 zemin profili ve İyisan, 1996 yaklaşımı ile kayma dalgası hızının derinlikle değişimi



Şekil 3.30. SK2 zemin profili ve İyisan, 1996 yaklaşımı ile kayma dalgası hızının derinlikle değişimi



Şekil 3.31. SK3 zemin profili ve İyisan, 1996 yaklaşımı ile kayma dalgası hızının derinlikle değişimi

Çizilen grafiklerde İyisan, 1996 ile Seed ve ark., 1983 bağıntılarının birbiri ile uyumlu olduğu görülmüş ve bunların arasından çalışmada kullanılmak üzere Denklem 3.4 ile ifade edilen İyisan, 1996 yaklaşımı, Türkiye zeminlerini yansıtmaları açısından daha doğru olanı düşüncesi ile seçilmiştir.

Şekil 3.29., Şekil 3.30. ve Şekil 3.31.'de SK1, SK2 ve SK3 zemin profilleri ve bu profillere ait İyisan, 1996 yaklaşımı ile hesaplanmış kayma dalgası hızının derinlikle değişimi sunulmuştur.

Bu aşamadan sonra Denklem 3.5 bağıntısı kullanılarak dinamik kayma modülü ve Denklem 3.6 bağıntısı ile elastisite modülü hesaplanmıştır.

Tablo 3.17. SK1 zemin profili dinamik parametreleri

Tabaka No	Zemin cinsi	Derinlik m	BHA (g) kN/m ³	g m/s ²	γ/g	V _s m/s	G=(γ/g)V _s ² MPa	G* MPa	ν'	E'=2G(1+ ν') MPa
1	CL	-3.10	19.00	9.81	1.937	105	21*	56	0.35	151
2	ML	-4.60	17.50	9.81	1.784	141	35*	58	0.30	151
3	CL	-6.10	19.00	9.81	1.937	222	95	95	0.35	258
4	SM/SP	-8.80	19.00	9.81	1.937	336	219	219	0.25	547
5	CH	-12.35	17.07	9.81	1.740	264	121	121	0.35	327
6	ML	-13.90	17.50	9.81	1.784	254	115	115	0.30	299
7	CH	-26.40	17.07	9.81	1.740	207	75	75	0.35	201
8	SM	-29.43	19.00	9.81	1.937	361	252	252	0.25	631
9	CH	-43.70	17.07	9.81	1.740	249	108	108	0.35	291
10**	SM	-60.00	20.00	9.81	2.039	414	349	349	0.30	909
	SMB	-51.23	20.00	9.81	2.039	360	264	264	0.30	687
	SMA	-75.00	20.00	9.81	2.039	516	543	543	0.30	1411

(*) Deprem öncesi zemin şartları canlandırıldığından, işaretli değerlerde hesaplanan sonuçlar yerine deneysel gözlem değerleri alınmıştır.

Tablo 3.18. SK2 zemin profili dinamik parametreleri

Tabaka No	Zemin cinsi	Derinlik m	BHA (γ) kN/m ³	g m/s ²	γ/g	V _s m/s	G=(γ/g)V _s ² MPa	ν'	E'=2G(1+ ν') MPa
1	SM	-2.30	18.00	9.81	1.835	105	20	0.25	51
2	CL	-5.70	19.00	9.81	1.937	165	53	0.35	142
3	SM	-8.70	19.00	9.81	1.937	336	219	0.25	547
4	CH	-26.40	17.07	9.81	1.740	216	81	0.35	219
5	SM	-29.43	19.00	9.81	1.937	361	252	0.25	631
6	CH	-43.70	17.07	9.81	1.740	249	108	0.35	291
7**	SM	-60.00	20.00	9.81	2.039	414	349	0.30	909
	SMB	-51.23	20.00	9.81	2.039	360	264	0.30	687
	SMA	-75.00	20.00	9.81	2.039	516	543	0.30	1411

Tablo 3.19. SK3 zemin profili

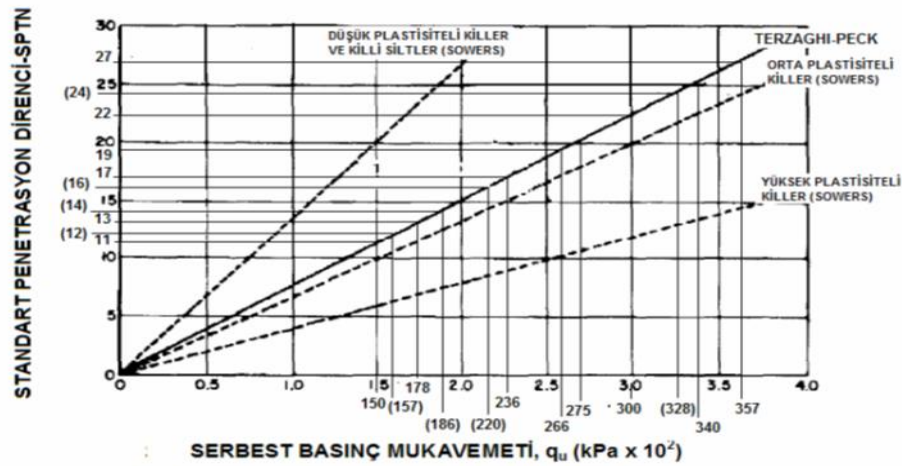
Tabaka No	Zemin cinsi	Derinlik m	BHA (γ) kN/m ³	g m/s ²	γ/g	Vs m/s	G=(γ/g)Vs ² MPa	G* MPa	ν'	E'=2G(1+ ν') MPa
1	CL	-1.90	19.00	9.81	1.937	105	21	56	0.35	151
2	CH	-4.70	19.00	9.81	1.937	151	44	74	0.35	200
3	SM	-8.50	19.00	9.81	1.937	336	219	219	0.25	548
4	CH	-26.40	17.69	9.81	1.803	202	74	74	0.35	200
5	SM	-29.43	19.00	9.81	1.937	361	252	252	0.25	631
6	CH	-43.70	17.07	9.81	1.740	249	108	108	0.35	291
7**	SM	-60.00	20.00	9.81	2.039	414	349	349	0.30	909
	SMB	-51.23	20.00	9.81	2.039	360	264	264	0.30	687
	SMA	-75.00	20.00	9.81	2.039	516	543	543	0.30	1411

(**) Plaxis yazılımında model denemeleri yapılırken 75.00 m derinlik alındığında 10 ve 7 no ile işaretlenen SM tabakası ikiye bölünmüştür.

Plaxis yazılımındaki “drenajsız” seçeneği poisson oranı değeri için $\nu' < 0.35$ şartını getirmiş olduğundan, poisson oranı bu şart dikkate alınarak literatürde oluşturulmuş tablolar vasıtası ile belirlenmiştir (Bowles, 1996; Budhu, 2007) . Tablo 3.17., Tablo 3.18. ve Tablo 3.19.’da SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerine ait dinamik parametreler verilmiştir.

3.4.3. SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerinin kayma direnci parametrelerinin tayini

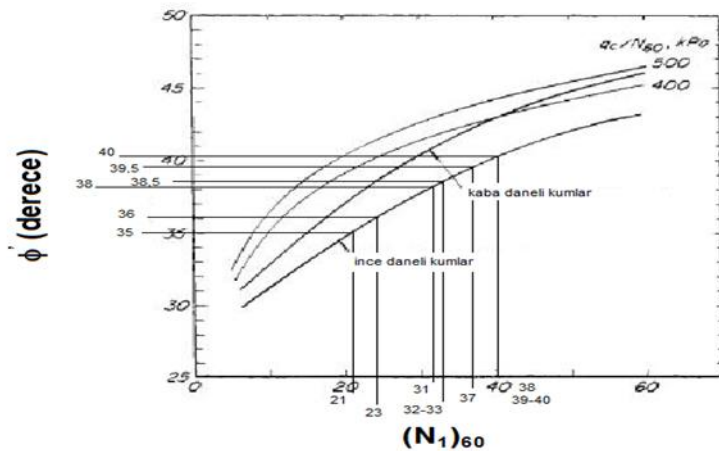
Zemin davranışının daima efektif gerilmeler tarafından kontrol edildiği prensibinden hareketle, üzerinde çalışılan konunun ana maddelerinden birisi de oturma olayı olduğundan ve bu oluşum da boşluk suyu basıncı değişimi ile belirlendiğinden, çalışma sırasında toplam gerilme cinsinden analiz yöntemi tercih edilmemiştir. Üzerinde çalışılan zemin tabakaları için $c=c_u$, $\phi=0$ ve $c'=1$, ϕ' parametreleri SPTN değerlerine bağlı olarak literatürde geçerli yaklaşımlar çerçevesinde tesbit edilmiştir. Çeşitli araştırmacılar tarafından zeminin cinsine bağlı olarak serbest basınç mukavemeti (q_u)-SPTN arasında bağıntılar geliştirilmiştir (Sivrikaya ve Toğrol, 2007). Bunların arasında Terzaghi ve Peck 1967, Bowles 1968, Sowers 1979 sayılabilir. İyisan ve Ansal, 1990 ise c_u (drenajsız kayma direnci)-SPTN arasındaki ilişkiyi tanımlamışlardır. İncelenen zemin tabakalarının drenajsız kayma direnci parametresini tanımlamada kullanılan, NAVFAC, 1982 (Amerika Deniz Kuvvetleri) tarafından oluşturulmuş q_u -SPTN ilişkisini gösteren grafik Şekil 3.32’de sunulmuştur.



(N: Enerji düzeltilmesi yapılmış SPTN değeri)

Şekil 3.32. q_u -SPTN ilişkisi (Navfac,1982) (<http://www.vulcanhammer.org>)

SPTN değerleri kumlar ve siltler için arazideki efektif kayma direnci açısını (ϕ') belirlemede de kullanılmaktadır. Bunun için literatürde kullanılan birçok bağıntı vardır. Bu bağıntılar, kumun doymun, temiz, çakıllı olması gibi farklı durumlara göre değişiklikler göstermektedirler. Peak ve ark., 1974 tarafından grafik formunda verilmiş olan $(N_1)_{60}-\phi'$ ilişkisi, Wolff, 1989 tarafından yaklaşık bir şekilde bağıntıya dönüştürülmüştür. Schmertmann'ın $N_{60}-\sigma'_0-\phi'$ ilişkisini, Kulhawy ve Mayne, 1990 matematiksel yaklaşık bir bağıntıya çevirmiştir (Das, 2004). Üzerinde çalışılan zemin tabakalarının efektif kayma direnci açısının değerlerini belirlemede Şekil 3.33.'de verilen, Terzaghi ve ark., 1996 tarafından oluşturulmuş grafik kullanılarak, gerekli görülen durumlarda deneysel gözlemlere de yer verilmiştir.



Şekil 3.33. Efektif kayma direnci açısı-SPTN ilişkisi (Terzaghi ve ark., 1996)

İncelenen zemin tabakalarına ait c_u ve ϕ' değerlerinin elde edildiği deney sonuçları sınırlı sayıda olup, Şekil 3.32. ve Şekil 3.33.'deki verilmiş olan grafikler kullanılarak elde edilen sonuçlar Tablo 3.20., Tablo 3.21. ve Tablo 3.22.'de özetlenmiştir.

Tablo 3.20. SK1 zemin profili kayma direnci parametreleri

SPT No	Derinlik (m)	SPTN ₃₀	SPTN ₃₀ x0.75	(N ₁) ₆₀	Zemin cinsi	$c_u=q_u/2$ NAVFAC 1982 (kPa)	ϕ' (Terzaghi ve ark.,1996) (derece)	c_u (kPa)/ ϕ' (derece) (****)
SPT1	1.50-3.00	5	4	7	CL	90(*)		90(*)
SPT2								
SPT3	3.50-4.50	9	7	12	ML	90(**)		90(**)
SPT4								
SPT5	6.00	22	17	25	CL	118		118
SPT6	7.50	50	38	52	SM/SP		35(***)	35(***)
SPT7	9.00	14	11	14	CH	75		109
SPT8	10.50	50	38	47	CH	110**		
SPT9	12.00	26	20	23	CH	137.5		
SPT10	13.50	29	22	24	ML	150		150
SPT11	15.00	36	27	28	CH	178.5		103
SPT12	15.73	33	25	26	CH	170		
SPT13	17.73	14	11	11	CH	75		
SPT14	19.23	16	12	11	CH	78.5		
SPT15	20.73	14	11	10	CH	75		
SPT16	22.23	17	13	11	CH	89		
SPT17	23.73	16	12	10	CH	78.5		
SPT18	25.23	19	14	12	CH	93		
SPT19	26.73	50	38	31	SM		38	38*****
SPT20	28.23	63	47	38	SM		40	
SPT21	29.73	23	17	14	CH	118		145
SPT22	33.22	27	20	15	CH	137.5		
SPT23	36.23	29	22	16	CH	150		
SPT24	39.23	29	22	15	CH	150		
SPT25	42.23	32	24	16	CH	164		
SPT26	45.19	75	56	37	SM		39.5	40*****
SPT27	48.13	46	35	21	SM		35	
SPT28	51.23	50	38	22	SM		35.5	
SPT29	54.23	76	57	33	SM		38.5	
SPT30	57.21	91	91	38	SM		40	
SPT31	60.00	98	98	40	SM		40	

(*) Deprem öncesi zemin şartları canlandırıldığından, işaretli değerlerde hesaplanan sonuçlar yerine deneysel gözlem değerleri alınmıştır.

(**) SK2 zemin profilinden.

(***) Deneysel gözlem.

(****) Geometrik ortalama.

(*****) Hesaplanan değerlerden en uygunu seçildi.

Tablo 3.21. SK2 zemin profili kayma direnci parametreleri

SPT No	Derinlik (m)	SPTN ₃₀	SPTN ₃₀ x0.75	(N ₁) ₆₀	Zemin cinsi	c _u =q _u /2 NAVFAC 1982 (kPa)	φ' (Terzaghi ve ark., 1996) (derece)	c _u (kPa) φ' (derece)
					SM		29.5	29.5
SPT1	2.90	5	4	7	CL	90(*)		104
SPT2	5.00	23	17	32	CL	118		
SPT3	7.00	50	38	57	SM		35(**)	35(**)
SPT4	9.00	21	16	22	CH	110		110
SPT5	11.00	35	26	34	CH	172		
SPT6	13.00	22	17	20	CH	118		
SPT7	14.48	29	22	24	CH	150		
SPT8	15.73	33	25	27	CH	170		
SPT9	17.73	14	11	11	CH	75		
SPT10	19.23	16	12	11	CH	78.5		
SPT11	20.73	14	11	10	CH	75		
SPT12	22.23	17	13	12	CH	89		
SPT13	23.73	16	12	11	CH	78.5		
SPT14	25.23	19	14	12	CH	93		
SPT15	26.73	50	38	32	SM		38.5	38***
SPT16	28.23	63	47	39	SM		40	
SPT17	29.73	23	17	14	CH	118		145
SPT18	33.22	27	20	15	CH	137.5		
SPT19	36.23	29	22	16	CH	150		
SPT20	39.23	29	22	15	CH	150		
SPT21	42.23	32	24	17	CH	164		
SPT22	45.19	75	56	37	SM		39.5	40***
SPT23	48.13	46	35	21	SM		35	
SPT24	51.23	50	38	23	SM		36	
SPT25	54.23	76	57	33	SM		38.5	
SPT26	57.21	91	91	39	SM		40	
SPT27	60.00	98	98	40	SM		40	

(*) Deprem öncesi zemin şartları canlandırıldığından, işaretli değerlerde hesaplanan sonuçlar yerine deneysel gözlem değerleri alınmıştır

(**) Deneysel gözlem

(***) SK1 zemin profilinden

Tablo 3.22. SK3 zemin profili kayma direnci parametreleri

SPT No	Derinlik (m)	SPTN ₃₀	SPTN ₃₀ x0.75	(N ₁) ₆₀	Zemin cinsi	c _u =q _u /2 NAVFAC 1982 (kPa)	φ' (Terzaghi ve ark., 1996) (derece)	c _u (kPa) φ' (derece)
					CL	90(*)		90(*)
SPT1	3.30	11	8	7	CH	100(*)		100(*)
SPT2	5.40	50	38	14	SM		35(**)	35(**)
SPT3	7.30	50	38	62	SM			
SPT4	9.25	15	11	54	CH	75		(99) 100(*)
SPT5	11.40	15	11	14	CH	75		
SPT6	12.73	25	19	22	CH	133		
SPT7	14.48	29	22	24	CH	150		
SPT8	15.73	33	25	26	CH	170		
SPT9	17.73	14	11	11	CH	75		
SPT10	19.23	16	12	11	CH	78.5		
SPT11	20.73	14	11	10	CH	75		
SPT12	22.23	17	13	11	CH	89		
SPT13	23.73	16	12	10	CH	78.5		
SPT14	25.23	19	14	12	CH	93		
SPT15	26.73	50	38	31	SM		38	38
SPT16	28.23	63	47	38	SM		40	
SPT17	29.73	23	17	14	CH	118		145
PT18	33.22	27	20	15	CH	137.5		
SPT19	36.23	29	22	16	CH	150		
SPT20	39.23	29	22	15	CH	150		
SPT21	42.23	32	24	16	CH	164		
SPT22	45.19	75	56	37	SM		39.5	40
SPT23	48.13	46	35	21	SM		35	
SPT24	51.23	50	38	22	SM		35.5	
SPT25	54.23	76	57	33	SM		38.5	
SPT26	57.21	91	91	38	SM		40	
SPT27	60.00	98	98	40	SM		40	

(*) Deprem öncesi zemin şartları canlandırıldığından, işaretli değerlerde hesaplanan sonuçlar yerine deneysel gözlem değerleri alınmıştır.

(**) Deneysel gözlem

Her üç profilin fiziksel özellikleri ve dinamik parametrelerine ait toplu sonuçlar Tablo 3.23., Tablo 3.24. ve Tablo 3.25.'de özetlenmiştir.

Tablo 3.23. SK1 zemin profili fiziksel özellik ve dinamik parametreleri (özet tablo)

DERİNLİK (m)-SPTN30	γ_n	w_n	γ_s	γ/g	v'	LL	PL	PI	Sr	İDO	N*	Vs	G	E	$c'-c_u$	ϕ'							
																	$\frac{\gamma}{1+w_n}$	N*	Vs	G	E	$c'-c_u$	ϕ'
																	kN/m ³	%	kN/m ³	t/m ³	SPTN30x0.75	51.5N ^{0.677x}	(γ/g)Vs ²
0																							
-0.80 YASS																							
CL2	-1.50 SPT1	5	19.00	37	13.87	1.937	0.35	47	22	25	100	100	4	105	56	151	90	0					
	-3.00 SPT2	5											4										
-3.10	ML2	-3.50 SPT3	9	17.50	34	13.06	1.784	0.30	29	NP	NP		7	141	58	151	90	0					
-4.60		-4.50 SPT4	9										7										
	CL1	-6.00 SPT5	22	19.00	39	13.67	1.937	0.35	41	24	17		17	222	95	258	118	0					
-6.10																							
	SM/SP	-7.50 SPT6	50	19.00	26	15.08	1.937	0.25	NP	NP	NP		38	336	219	547	1	35					
-8.80		-9.00 SPT7	14										11										
	CH3	-10.50 SPT8	50	17.07	44	11.85	1.740	0.35	72	28	44	98	38	264	121	327	109	0					
-12.35		-12.00 SPT9	26										20										
	ML1	-13.50 SPT10	29	17.50	37	12.77	1.784	0.30	33	NP	NP		22	254	115	299	150	0					
-13.90		-15.00 SPT11	36										27										
		-15.73 SPT12	33										25										
		-17.73 SPT13	14										11										
		-19.23 SPT14	16										12										
	CH2	-20.73 SPT15	14	17.07	44	11.85	1.740	0.35	72	28	44	96	11	207	75	201	103	0					
		-22.23 SPT16	17										13										
		-23.73 SPT17	16										12										
		-25.23 SPT18	19										14										
-26.40		-26.73 SPT19	50										38										
	SM2	-28.23 SPT20	63	19.00	25.5	15.14	1.937	0.25	NP	NP	NP		47	361	252	631	1	38					
-29.43		-29.73 SPT21	23										17										
		-33.22 SPT22	27										20										
	CH1	-36.23 SPT23	29	17.07	44	11.85	1.740	0.35	72	28	44	96	22	249	108	291	145	0					
		-39.23 SPT24	29										22										
		-42.23 SPT25	32										24										
-43.70																							
(75 miçin)	SM1B	-45.19 SPT26	75	20.00	25.5	15.94	2.039	0.30	NP	NP	NP		56	360	264	687	1	40					
		-48.13 SPT27	46										35										
(75 miçin)	SM1A	-51.23 SPT28	50	20.00	25.5	15.94	2.039	0.30	NP	NP	NP		38	516	543	1411	1	40					
		-54.23 SPT29	76										57										
		-57.21 SPT30	91										91										
60.00	SM1	-60.00 SPT31	98	20.00	25.5	15.94	2.039	0.30	NP	NP	NP		98	414	349	909	1	40					

Tablo 3.24. SK2 zemin profili fiziksel özellik ve dinamik parametreleri (özet tablo)

DERİNLİK (m)-SPTN30	γ_n kN/m ³	w_n %	γ_k kN/m ³	γ'/g t/m ³	v'	LL	PL	PI	Sr	IDO	N*	Vs m/s	G MPa	E' MPa	$c'-c_u$ kPa	ϕ' derece
0 -0.80 YASS																
-2.30 SM4	18.00	15	15.65	1.835	0.25	NP	NP	NP	100			105	20	51	1	29.5
-2.90 SPT1	5										4					
-5.00 CL3	19.00	42	13.38	1.937	0.35	37	22	15		98		165	53	142	104	0
-5.00 SPT2	23										17					
-5.70 SM3	19.00	25	15.20	1.937	0.25	NP	NP	NP			38	336	219	547	1	35
-7.00 SPT3	50															
-8.70 SM3											16					
-9.00 SPT4	21															
-11.00 SPT5	35										26					
-13.00 SPT6	22										17					
-14.48 SPT7	29										22					
-15.73 SPT8	33										25					
-17.73 SPT9	14	17.07	44	11.85	1.740	0.35	72	28	44	96	11	216	81	219	110	0
-19.23 SPT10	16										12					
-20.73 SPT11	14										11					
-22.23 SPT12	17										13					
-23.73 SPT13	16										12					
-25.23 SPT14	19										14					
-26.40 SM2	19.00	25.5	15.14	1.937	0.25	NP	NP	NP			38	361	252	631	1	38
-28.23 SPT16	63										47					
-29.43 SM2											17					
-29.73 SPT17	23															
-33.22 SPT18	27										20					
-36.23 SPT19	29	17.07	44	11.85	1.740	0.35	72	28	44	96	22	249	108	291	145	0
-39.23 SPT20	27										22					
-42.23 SPT21	32										24					
-43.70 SM1B											56	360	264	687	1	40
-45.19 SPT22	75	20.00	25.5	15.94	2.039	0.30	NP	NP	NP							
-48.13 SPT23	46										35					
-51.23 SPT24	50										38					
-54.23 SPT25	76										57	516	543	1411	1	40
-57.21 SPT26	91										91					
-60.00 SM1A											98	414	349	909	1	40
-60.00 SPT27	98	20.00	25.5	15.94	2.039	0.30	NP	NP	NP							

Tablo 3.25. SK3 zemin profili fiziksel özellik ve dinamik parametreleri (özet tablo)

DERİNLİK (m)-SPTN30		γ_s	w_n	γ_s	γ/g	v^*	LL	PL	PI	Sr	IDO	N*	Vs	G	E'	e_u	ϕ^*						
																		$\frac{\gamma_s}{1 + w_n}$	$\frac{1 + w_n}{\gamma_s}$	SPTN30/0.75	$51.5N^{0.516}$	$(\gamma/g)Vs^2$	$2G(1+v)$
																		kN/m ³	%	kN/m ³	t/m ²		
-0.80 YASS	CL4	19.00	42	13.38	1.937	0.35	37	22	15		98		105	56	151	90	0						
-1.90	CH6	-3.30 SPT1	11	19.00	46.00	13.01	1.937	0.35	57	24	33	100	99	8	151	74	200	100	0				
-4.70	SM5	-5.40 SPT2	50																				
		-7.30 SPT3	50	19.00	24	15.32	1.937	0.25	NP	NP	NP			38	336	219	548	1	35				
-8.50		-9.25 SPT4	15																				
		-11.40 SPT5	15																				
		-12.73 SPT6	25																				
		-14.48 SPT7	29																				
		-15.73 SPT8	33																				
	CH5	-17.73 SPT9	14	17.07	44	11.85	1.740	0.35	72	28	44		98	11	202	74	200	100	0				
		-19.23 SPT10	16																				
		-20.73 SPT11	14																				
		-22.23 SPT12	17																				
		-23.73 SPT13	16																				
		-25.23 SPT14	19																				
-26.40		-26.73 SPT15	50																				
	SM2	-28.23 SPT16	63	19.00	25.5	15.14	1.937	0.25	NP	NP	NP			47	361	252	631	1	38				
-29.43		-29.73 SPT17	23																				
		-33.22 SPT18	27																				
	CH1	-36.23 SPT19	29	17.07	44	11.85	1.740	0.35	72	28	44		96	22	249	108	291	145	0				
		-39.23 SPT20	29																				
		-43.23 SPT21	29																				
43.70		-45.19 SPT22	68	20.00	25.5	15.94	2.039	0.30	NP	NP	NP			56	360	264	687	1	40				
(75 m için)	SM1B	-48.13 SPT23	41																				
		-51.23 SPT24	45																				
(75 m için)	SM1A	-54.23 SPT25	68	20.00	25.5	15.94	2.039	0.30	NP	NP	NP			38	516	543	1411	1	40				
		-57.21 SPT26	82																				
-60.00	SM1	-60.00 SPT27	88	20.00	25.5	15.94	2.039	0.30	NP	NP	NP			57	91	349	909	1	40				

3.5. Sonuçlar

1999 Kocaeli Depreminde birçok yapının sivilaşma ve taşıma gücü kaybı nedeni ile etkilenmiş olduğu Sakarya İli Adapazarı İlçesi Tığcılar mahallesi bu çalışmanın konusu olarak seçilmiştir. Bu bölümde çalışma konusu için seçilmiş olan yapı ve zemin özellikleri tanıtılmıştır.

Zemin zellikleri tanımlanmadan önce Adapazarı'nda 1999 Kocaeli Depremi ncesi ve sonrası sondaj logları karşılaştırılarak, depremin zeminin st tabakalarına olan etkisi gösterilmiştir. Bu etki zemin profillerine yansıtılmıştır.

Zemin incelemelerinde yaygın olarak kullanılan standart penetrasyon deneyi verilerinden ve literatürdeki yaklaşımlardan faydalanılarak çalışmada incelenecek olan zemin profillerinin fiziksel özellikleri ve dinamik parametreleri tanımlanmıştır.

BÖLÜM 4. 1999 KOCAELİ DEPREMİNDE ADAPAZARI'NDA İNCELENEN TEMEL ZEMİNİ DEPLASMANLARI

4.1. Giriş

17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi sonucunda en çok deformasyon, seçilen veri gurubuna ait (3) nolu yapıda görülmüş ve bu yapıya ait biri ön cephede SK2, diğeri ise arka cephede SK3 olmak üzere iki adet sondaj logu mevcuttur. Dolayısı ile en elverişsiz örnek olarak (3) nolu yapı seçilmiştir. Araştırmanın bu etabında öncelikle Plaxis-2016 yazılımı kullanılarak oluşturulan model deformasyonları değerlendirilmiştir. Daha sonra da literatürdeki yaklaşımlar kullanılarak sınıvlaşma analizleri yapılmış ve bağılı olarak düşey ve yanal deplasmanlar hesaplanmıştır.

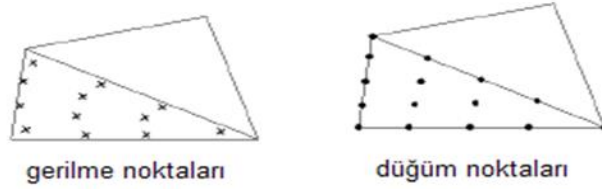
4.2. Plaxis-2016 Yazılımı İle Çözüm

Sonlu elemanlar yöntemi, geoteknikte de yaygın olarak kullanılan ileri bir sayısal analiz yöntemidir. Bu yöntemde, gerçeğe uygun zemin özellikleri tanımlanabilmekte, tüm dış yapı ve yükleme etkileri dikkate alınabilmektedir. Bu araştırmada uygulanan “Plaxis-2016” yazılımı da geoteknik mühendisliğinde iki boyutlu olarak dinamik (+sınıvlaşma) analizleri de yapabilen, deformasyon ve stabilite problemlerini çözmek için geliştirilmiş bir ticari sonlu elemanlar yöntemi yazılımıdır. Aşağıdaki alt bölümlerde seçilen model doğrultusunda hem yazılımın esas prensipleri özetlenmiş hem de yapılan işlemler gerçekleştirilme sırası ile anlatılmıştır.

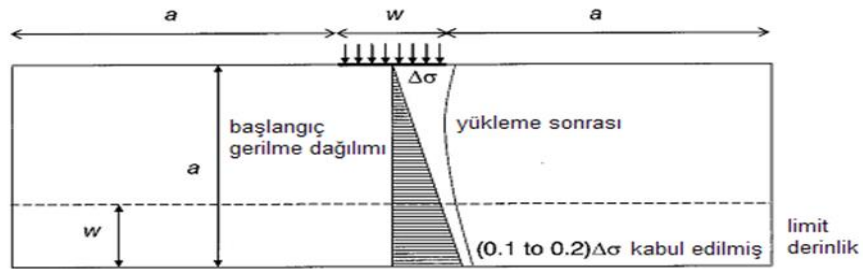
4.2.1. İncelenen yapı-zemin sisteminin Plaxis-2016 yazılımında modellenmesi

Yazılımın ilk aşamasında genel özellikler tanımlanmakta olup, geometrik model oluşturularak birimler ve eleman tipleri seçimi yapılmaktadır. Deprem problemlerinde

dinamik yük kaynağının modelin en altında olduğu ve yukarıya doğru kayma dalgalarını yaydığı kabulü yapıldığından ve bu tür problemler düzlem gerilme modeli ile canlandırıldığından, yazılımda düzlem gerilme modeli seçilmiştir. Sonlu eleman ağının oluşturulması sırasında hücreler üçgen elemanlara ayrılmış ve yazılımda varsayılan üçgen eleman 15-düğümlü elemandır (Şekil 4.1.). Ayrıca 6-düğümlü üçgen eleman da tanımlanmışsa da göçme yüklerinin hesaplanmasında 15-düğümlü elemanların %10 daha doğru çözüm yaptığı belirtildiğinden, 15-düğümlü eleman kullanılmıştır.

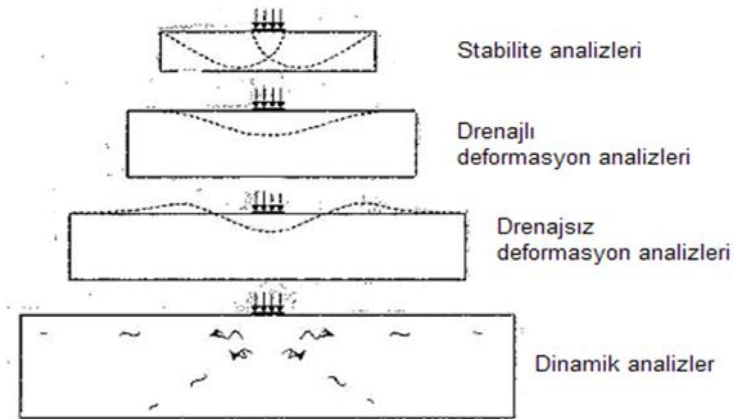


Şekil 4.1. Plaxis-2016 yazılımında 15-düğüm noktalı üçgen eleman (Plaxis 2D-2016, manual)

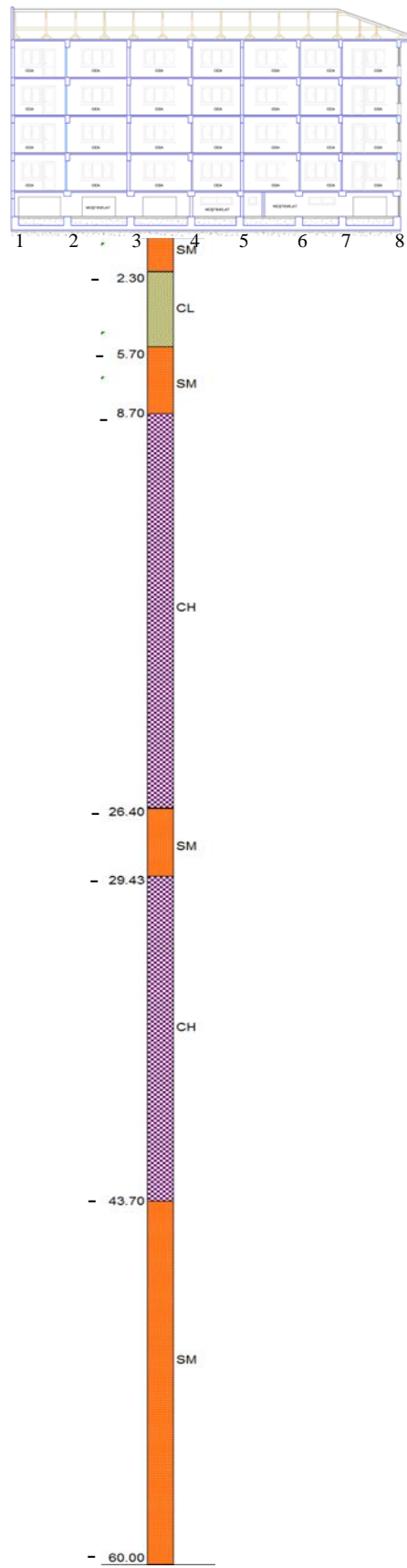


ÖNERİLER:

Stabilite analizleri:	$a \geq 2w$
Drenajlı deformasyon:	$a \geq 3w$
Drenajsız deformasyon	$a \geq 4w$



Şekil 4.2. Plaxis yazılımında modele ait geometrik sınır önerisi (Plaxis course)



Şekil 4.3. Plaxis-2016 yazılımında uygulanan model (3 nolu yapı kesiti ve SK2 zemin profili)

Yazılımda birinci aşamada yapı-zemin modelinin geometrik boyutları oluşturulmaktadır. Bunun için Şekil 4.2.'de görülen yazılımın önerileri ile literatür çalışmaları doğrultusunda Şekil 4.3.'de kesiti verilmiş olan modelde önce bina boyutu belirlenmiş ve bu boyut esas alınarak zemin geometrik boyutları tesbit edilmiştir. Yapılmış olan araştırmalarda gerilme dalgalarının sınırlardan yansıyarak geri dönme probleminin önlenmesi için sınır yerlerinin üstyapıdan temel taban genişliğinin en az 8-10 katı kadar uzakta olması önerilmiştir (Karahan, 2012). İncelenen yapı uzunluğu 26.80 m, sondaj derinliği ise 60.00 m olup, yazılımda boyutların etkisini deneme için $X_1=350.00$ m $Y_1=60.00$ m, $X_2=400.00$ m $Y_2=60.00$ m, $X_3=450.00$ m $Y_3=60.00$ m ve $X_4=450.00$ m $Y_4=75.00$ m olmak üzere dört farklı geometri oluşturulmuştur.

Gerilme dalgaları yer kabuğunda yayılırken “geometrik sönüm” ve “fiziksel sönüm” mekanizmaları nedeni ile dalga genliği küçülmektedir. Bu mekanizmalardan geometrik sönümde kaynaktan uzaklaşan dalga enerjisi daha büyük hacimli malzeme içinde yayılarak sönümlenmekte, fiziksel sönümde ise dalga içinden geçtiği malzemede sönümlenmektedir. Plaxis yazılımında fiziksel sönüm, Rayleigh sönüm katsayıları ile temsil edilmektedir. Ancak düzlem gerilme modeli ile temsil edilen deprem problemleri geometrik sönümü kapsamamakta olup, yazılımda bu sorun sınır şartları ile çözümlenmiştir.

Plaxis yazılımında geometrik modelin sınırlarında otomatik olarak genel mesnetler tanımlanmıştır. Bu sınırlara ait yazılımdaki seçenekler aşağıda sıralanmış olup, köşeli parantez içindekiler yazılımda varsayılanlar olup, tez çalışmasında plastik hesap fazı için seçilmiş olanlarıdır.

X_{\min} sınırı : Free, [Normally fixed], Horizontally fixed, Vertically fixed, Fully fixed

X_{\max} sınırı : Free, [Normally fixed], Horizontally fixed, Vertically fixed, Fully fixed

Y_{\min} sınırı : Free, Normally fixed, Horizontally fixed, Vertically fixed, [Fully fixed]

Y_{\max} sınırı : [Free], Normally fixed, Horizontally fixed, Vertically fixed, Fully fixed

Yer değiştirme sınır koşulları için dipte “prescribed displacements” tanımlanmıştır.

Bunda da displacement-x:prescribed ($u_{x,start,ref}=0.01m$), displacement-y:fixed, distribution:uniform olarak seçilmiştir. Dinamik problemlerde ise kayma dalgalarının yansımaları hesaplanmış sonuçların bozulmasına yol açacağından, sınırların statik problemlerdekinden çok daha uzun seçilmesi zorunluluğu doğmaktadır ki bu da daha fazla sayıda eleman gerektirmekte olup, daha fazla hafıza ve hesaplama zamanı demektir. Bu olayın önüne geçmek için yazılımda önerilen sınır koşulları aşağıda verilmiş olup, köşeli parantez içinde olanlar tez çalışmasında genelde seçilmiş olanlarıdır. Ancak aradaki farkı mukayese edebilmek için “Free-field” seçeneği de değerlendirilmiştir.

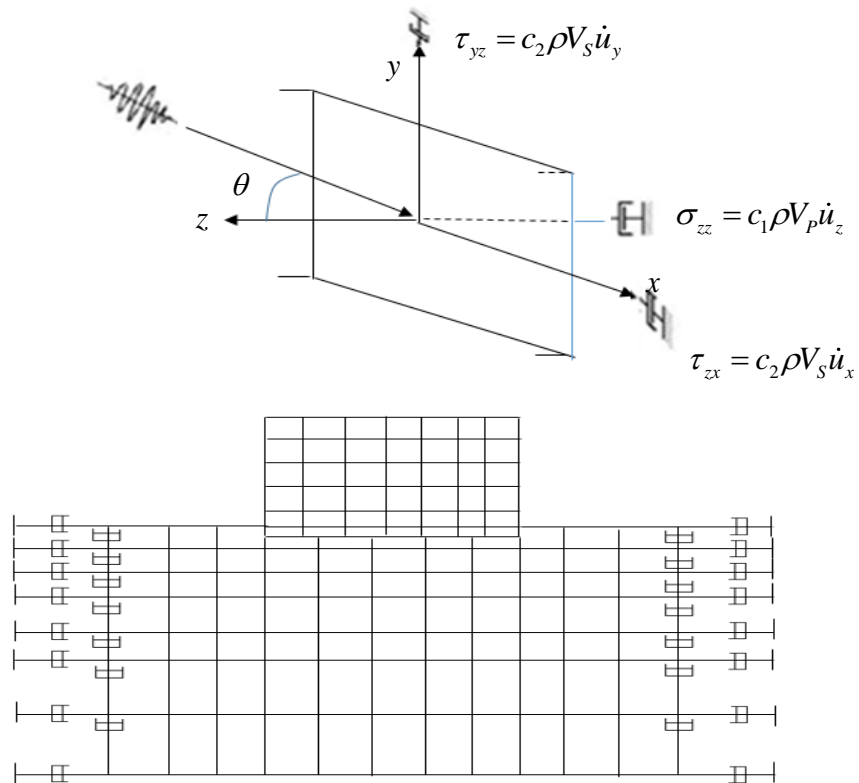
X_{min} sınırı : None, [Viscous], Free-field, Tied degrees of freedom

X_{max} sınırı : None, [Viscous], Free-field, Tied degrees of freedom

Y_{min} sınırı : [None], Viscous, Compliant base

Y_{max} sınırı : [None], Viscous

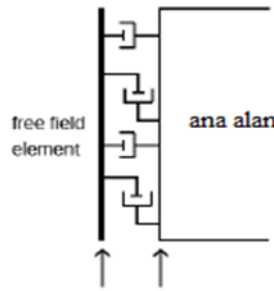
Tüm nokta mesnetleri : [None], Fixed in x-direction, Fixed in y-direction



Şekil 4.4. Viskoz elemanlarla zemin sınırlarının idealleştirilmesi

Yutucu sınırlarda belirlenen yönde uygulanan mesnetlerin yerine sönümleyiciler yerleştirilmiştir. Bu sönümleyiciler sınırlardaki gerilme artışının geri tepme olmaksızın yutulmasını sağlamaktadırlar. Yutucu sınırların amacı sınırlarda dinamik yüklemenin sebep olduğu gerilme artışını, diğer bir deyişle zemin gövdesindeki yansımayı yutmaktır. Ayrıca yutucu sınırlardaki dalga emilimini iyileştirmek için C1, C2 katsayıları da kullanılmaktadır. C1 katsayısı ile sınırdaki normal yöndeki dağılıma düzeltilmede, C2 katsayısı ile ise teğetsel yöndeki dağılıma düzeltilmekte olup kayma dalgalarının etkidiği durumda sınırlardaki emilimin iyileştirilmesi sağlanmaktadır. Bu katsayıların standart değerleri $C1=C2=1$ olarak tanımlanmıştır. Yazılımda otomatik olarak tanımlanmakta olan yutucu sınırların mekanizması ve sınırlarda meydana gelen ve eşdeğer viskoz sönümleyiciler tarafından emilen normal ve kayma gerilmelerine ait bağıntılar Şekil 4.4.' te verilmiştir.

Free-field sınır koşulları da Şekil 4.5.'te gösterilmiş olup, yatay sınırdaki her noktaya normal ve kayma yönünde ilave edilmiş olan iki sönümleyici ile iç bünyeden yansıyan dalgaların yutulması sağlanmıştır. Compliant base koşulunda derin zemin içinde dalgaların devamı sınırdaki minimum yansıma ile canlandırılmıştır.



Şekil 4.5. Free-field sınır koşulları (Plaxis-2016 manual)

Bu tez çalışmasında çizilmiş olan geometride “viskoz” ve “free-field” sınır koşulları ayrı ayrı seçilerek hesaplama yapılmış olmakla beraber, yine de sınır şartlarının hesaplama sonucunu bozup bozmadığını kontrol etmek için, yapılan hesaplamalar farklı boyutlardaki geometride tekrarlanmıştır. İncelenen sondaj derinliği 60.00 m olup, sondaj logunda 45.00 m’den sonra görülen 46, 50, 76, 91, 98 değerlerindeki SPTN sayıları göz önüne alınarak, 60.00 m (75.00 m)’de ana kaya varlığı kabul edilerek deprem kaydı bu derinlikte uygulanmıştır.

İlk çözüm için çizilen geometride SK2 zemin profiline ait tabakalar ve (3) nolu yapı elemanları oluşturularak, malzeme tanımı etabına geçilmiştir. Yazılımda zeminlerin mekanik davranışının modellenenebilmesi için başlıcaları “Linear Elastic model (LE)”, “Linear elastic perfectly plastic (Mohr-Coulomb) model (MC)”, “Hardening Soil model (HS)”, “Hardening Soil model with small-strain stiffness (HSsmall)”, “Soft Soil model (SS)”, “Soft Soil Creep model (SSC)”, “Jointed Rock model (JR)”, “Modified Cam-Clay model (MCC)”, “NGI-ADP model (NGI-ADP)”, “Sekiguchi-Ohta model (Sekiguchi-Ohta)”, “Hoek-Brown model (HB)” ve “User Defined Soil Models (UDSM)” olmak üzere farklı seçenekler mevcuttur. Bu çalışmada önce deprem analizleri için önerilen HSsmall modeli ile çözümler yapılmış, daha sonra UDSM modeli uygulanarak sıvılaşma yönünden de değerlendirilmede bulunulmuştur. HSsmall modelinin temel parametreleri:

Genel özellikler:

1. γ_{unsat} : Kuru birim hacim ağırlık [kN/m³]
2. γ_{sat} : Doygun birim hacim ağırlık [kN/m³]

İleri parametreler:

1. e_{init} (0.500)
2. e_{min} (0.000)
3. e_{max} (0.999)

Sönüm parametreleri:

1. Rayleigh α
2. Rayleigh β

Zemin rijitliği parametreleri:

1. E_{50}^{ref} : Drenajlı üçeksenli deneydeki sekant rijitliği [kN/m²]
 $(E_{50}^{\text{ref}} = 1.25 E_{\text{oed}}^{\text{ref}})^*$ (4.1)
2. $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$: Birinci ödometre yüklemesi için tanjant rijitliği [kN/m²]
3. $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$: Drenajlı üçeksenli deneydeki boş./yeniden yükleme rijitliği [kN/m²]

$$(E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref})^* \quad (4.2)$$

4. m : Güç katsayısı [-]
5. G_0^{ref} : Çok küçük birim şekil değiştirmelerde referans kayma modülü
($\varepsilon < 10^{-6}$) [kN/m²]
6. $\gamma_{0.7}$: $G_s = 0.722 G_0$ için eşik kayma birim şekil değiştirme [-]

Direnç parametreleri:

7. c' : Efektif kohezyon [kN/m²]
8. ϕ' : Efektif kayma direnci açısı [⁰]
9. ψ' : Genleşme açısı [⁰]

İleri parametreler (varsayılan değerlerin kullanılması öngörülüyor):

10. v'_{ur} : Boşaltma/yeniden yükleme için poisson oranı ($v_{ur}=0.2$)* [-]
11. p^{ref} : Rijitlikler için referans gerilme ($p^{ref}=100$ kN/m²)* [kN/m²]
12. K_0^{nc} : Normal konsolidasyon için K_0 değeri ($K_0^{nc} = 1 - \sin \phi$)* [-] (4.3)
13. R_f : Yenilme oranı ($R_f=0.9$)* [-]
14. Tension cut-off (0)*
15. Tensile strength (0)*

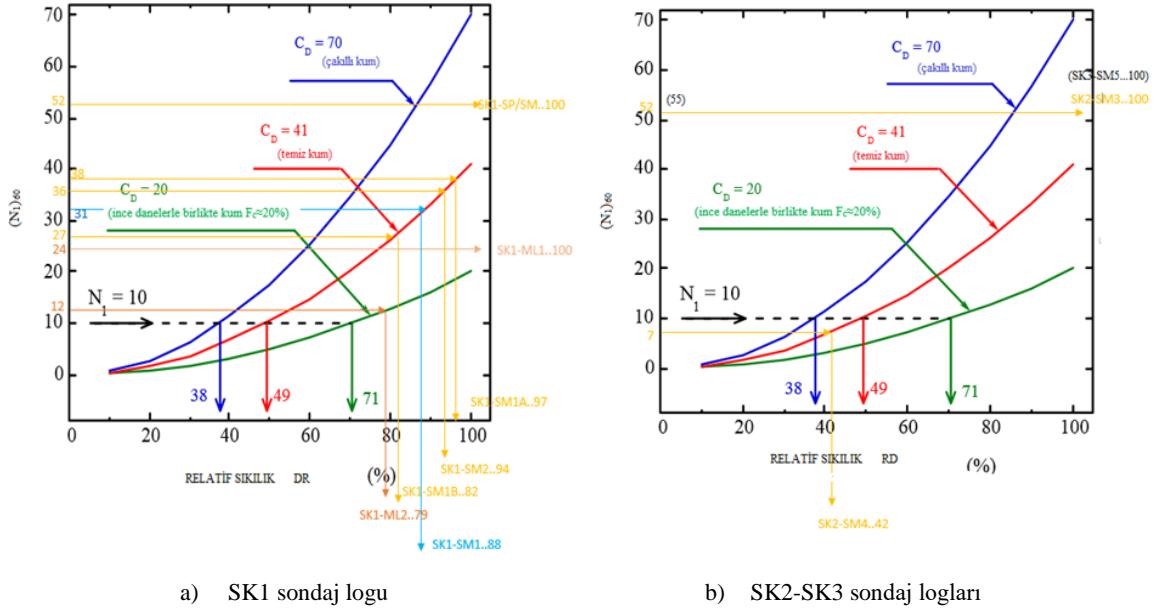
(*Plaxis-2016 yazılımında kabul edilen değerler)

Prensip olarak yazılımdaki tüm model parametreleri, efektif zemin tepkisini temsil edecek anlamdadır. Zeminin en önemli özelliği boşluklarındaki suyun varlığı olup, boşluk basınçlarının zemin tepkisini önemli oranda etkilediği bilinmektedir. Bunun için Plaxis yazılımı “drenajlı davranış”, “drenajsız davranış A-B” ve “non-porous davranış” olmak üzere üç davranış modeli önermiştir. Deprem yüklerinin söz konusu olduğu bu çalışmada “drenajsız davranış A” seçilmiştir.

4.2.1.1. Plaxis-2016 yazılımında HSsmall model için zemin parametrelerinin hesaplanması

Kohezyonsuz zemin parametrelerini hesaplamada Brinkgreve ve ark., 2010'nun

önermiş oldukları bağıntılar kullanılmıştır. Bu bağıntıları hesaplamada zeminlerin relatif sıklığı (RD) değerinin bilinmesi gerekmektedir. SK1, SK2, SK3 sondaj logları için RD değeri Cubrinovski ve Ishihara, 2001 tarafından geliştirilmiş olan grafikler kullanılarak hesaplanmıştır (Şekil 4.6.).



Şekil 4.6. Kohezyonsuz zeminlerde relatif sıklık tayini (Cubrinovski ve Ishihara, 2001)

“m” katsayısı kohezyonsuz zeminlerde Denklem 4.4 ile, kohezyonlu zeminlerde ise likit limite bağlı olarak Şekil 4.7.’de verilmiş olan grafikte hesaplanmıştır (Benz, 2007).

$$m = 0.7 - \frac{RD}{320} \quad (\text{Brinkgreve ve ark., 2010}) \quad (4.4)$$

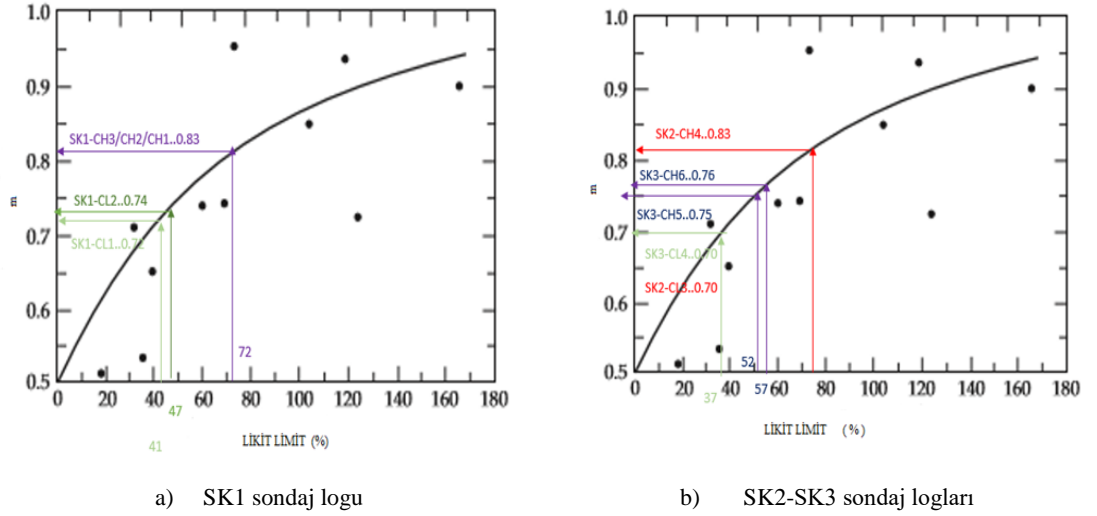
Zemin rijitliği parametrelerini hesaplamada kohezyonsuz zeminlerde Brinkgreve ve ark., 2010 ile Plaxis-2016 manual’da verilmiş olan aşağıdaki eşitlikler kullanılmıştır. Killi zeminlerde ise öncelikle üç eksenli deney sonuçları olan tabakalar değerlendirilmiştir.

$$G_0 = 60000 + 68000 \times \frac{RD}{100} \quad (4.5)$$

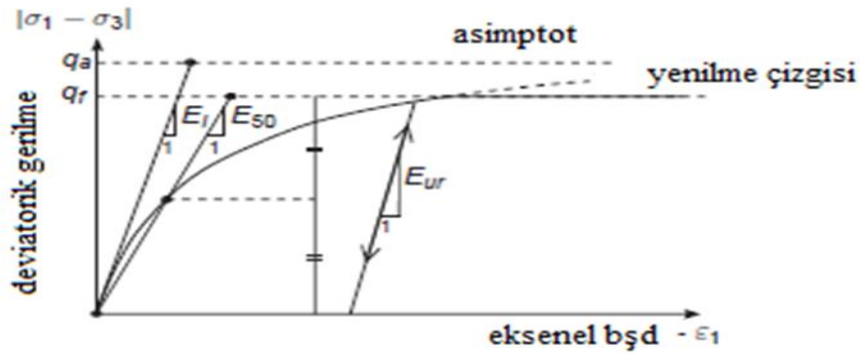
$$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = 60000 \times \frac{RD}{100} \quad (4.6)$$

$$E_{ur} = 2(1 + \nu_{ur}) \times G_{ur} \quad (4.7)$$

$$\gamma_{0.7} = \left(2 - \frac{RD}{100}\right) \times 10^{-4} \quad (4.8)$$



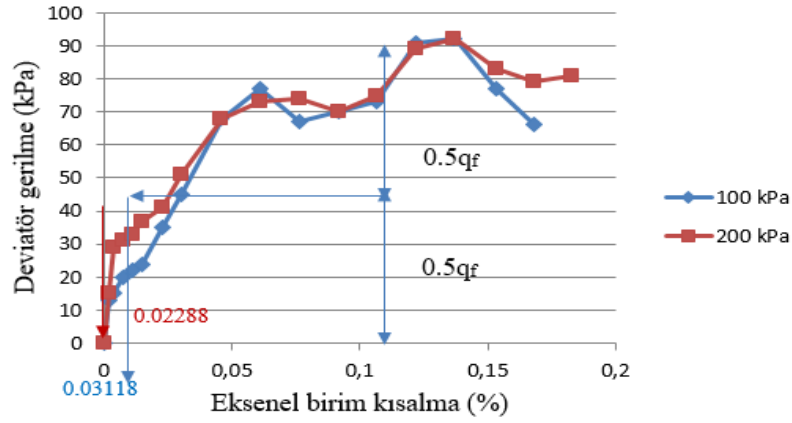
Şekil 4.7. Kohezyonlu zeminlerde m katsayısı tayini (Benz, 2007; Viggiani ve Atkinson, 1995 ile Hicher, 1996'dan sonra)



Şekil 4.8. Standard drenajlı üç eksenli deneyde birincil yüklemde hiperbolik gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis-2016 manual)

SK1 sondaj logunda CL2-CH3 tabakalarında, SK2 sondaj logunda CL3 tabakasında ve SK3'te ise CH6 tabakasında drenajlı üç eksenli deney sonuçları mevcuttur. Bu deney sonuçlarına göre oluşturulan gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri Şekil

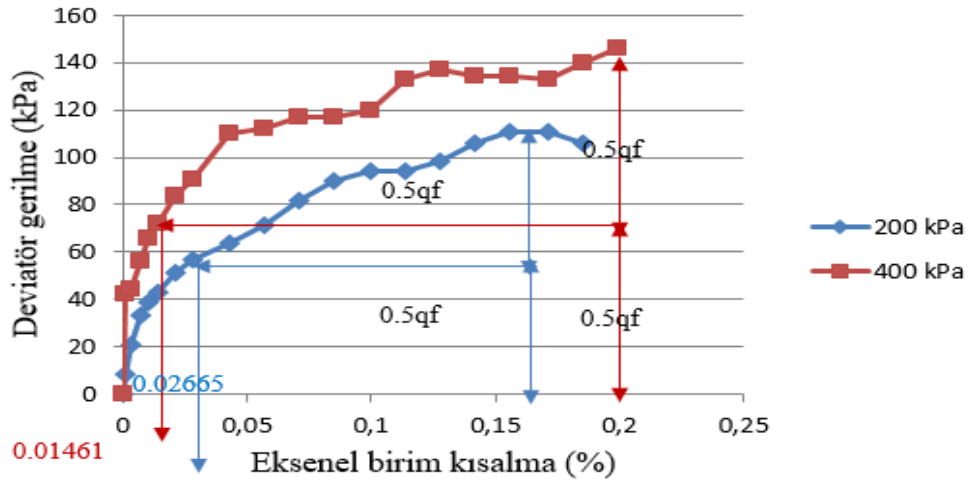
4.9.'da verilmiş olup, hesaplanan E_{50} değerleri aşağıda gösterilmiştir. Plaxis-2016 yazılımında $1 < \frac{G_0}{G_{ur}} < 10$ şartı bulunmakta olup, Şekil 4.9.'da elde edilen değerlere göre Tablo 4.1.'de söz konusu şartın sağlanıp sağlanmadığı gösterilmiştir. Hesaplamalarda tabaka derinliğine göre çevre basıncının 100 kPa ya da 200 kPa değerleri dikkate alınmıştır.



$$E_{50(\sigma_3=100\text{kPa})}^{ref} = \frac{46}{0,03118} = 1,48\text{MPa}$$

$$E_{50(\sigma_3=200\text{kPa})}^{ref} = \frac{41}{0,02288} = 1,79\text{MPa}$$

a) SK1 sondaj logu CL2 tabakası

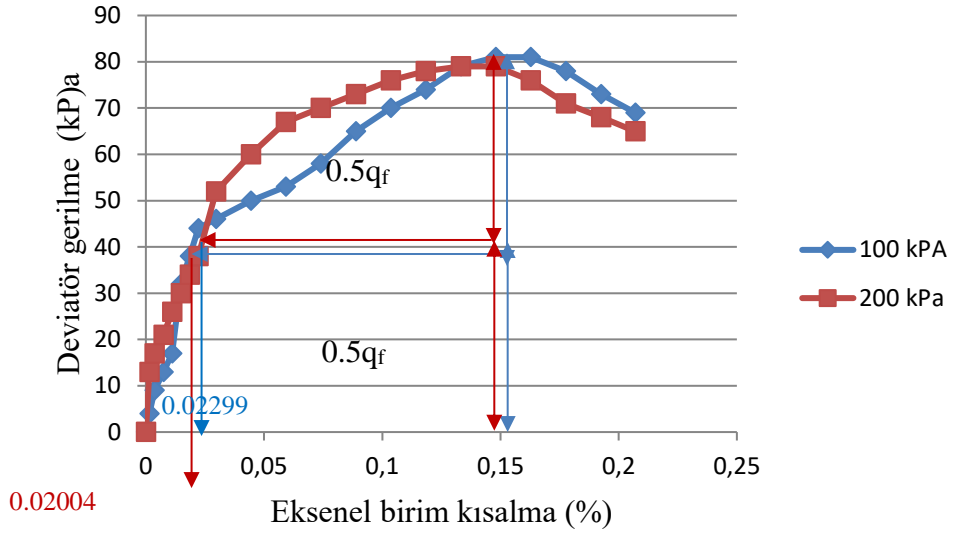


$$E_{50(\sigma_3=200\text{kPa})}^{ref} = \frac{55,5}{0,02665} = 2,08\text{MPa}$$

$$E_{50(\sigma_3=400\text{kPa})}^{ref} = \frac{83}{0,01461} = 5,68\text{MPa}$$

b) SK1 sondaj logu CH3 tabakası

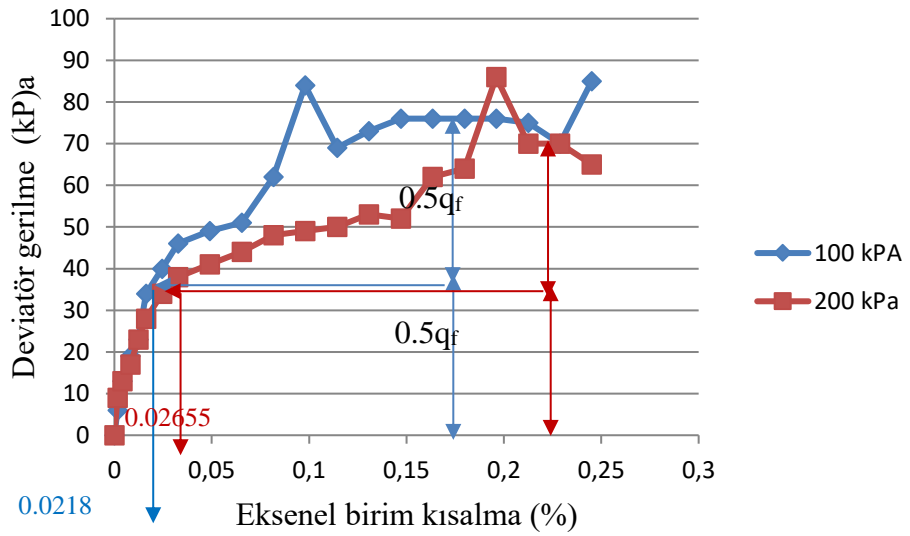
Şekil 4.9. (Devamı)



$$E_{50(\sigma_3=100\text{kPa})}^{ref} = \frac{39.5}{0.02299} = 1.72\text{MPa}$$

$$E_{50(\sigma_3=200\text{kPa})}^{ref} = \frac{40.5}{0.02004} = 2.02\text{MPa}$$

c) SK2 sondaj logu CL3 tabakası



$$E_{50(\sigma_3=100\text{kPa})}^{ref} = \frac{38}{0.0218} = 1.74\text{MPa}$$

$$E_{50(\sigma_3=200\text{kPa})}^{ref} = \frac{35}{0.02655} = 1.32\text{MPa}$$

d) SK3 sondaj logu CH6 tabakası

Şekil 4.9. SK1,SK2 ve SK3 sondaj logları gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi

Tablo 4.1. SK1, SK2 ve SK3 profilleri zemin tabakalarının standard üç eksenli deney sonucu verileri ile Plaxis-2016 yazılımı şartının karşılaştırılması

Tabaka adı	G_0	ν_{ur}	E_{50}^{ref}	E_{ur}^{ref}	G_{ur}	$\frac{G_0}{G_{ur}}$
	(MPa)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	
SK1-CL2	56	0.2	1.48	4.44	1.85	30>10
SK1-CH3	121	0.2	2.08	6.24	2.60	47>10
SK2-CL3	53	0.2	1.72	5.16	2.15	25>10
SK3-CH6	74	0.2	1.74	5.22	2.18	34>10

Tablo 4.1.'de görüldüğü üzere hiçbir tabakadaki deney sonucu Plaxis-2016 yazılımındaki $\frac{G_0}{G_{ur}} < 10$ şartını sağlamamıştır. Bu durumda $\frac{G_0}{G_{ur}} = 9.99$ kabulü ve G_0 değerinin bilindiği gözönünde tutularak, geri dönüş hesabı ile Denklem 4.9'dan E_{ur} ve Plaxis-2016 manual'daki öneriler doğrultusunda diğer parametreler hesaplanmıştır.

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (4.9)$$

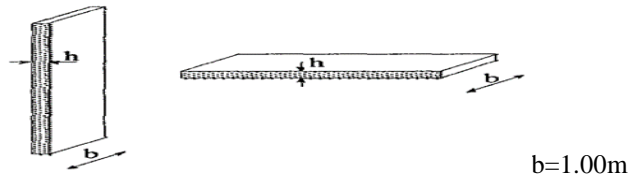
Eşik kayma birim şekil değiştirmesi ise yine yazılımın önerisi doğrultusunda 4.10 eşitliği ile hesaplanmıştır. Bu eşitlikte K_0 sükunetteki toprak basıncı katsayısını, σ_1' ise efektif düşey gerilmeyi temsil etmektedir.

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos(2\phi')) - \sigma_1'(1 + K_0) \sin(2\phi')] \quad (4.10)$$

4.2.1.2. Plaxis-2016 yazılımında HSsmall model için yapı parametrelerinin hesaplanması

Plaxis yazılımında duvar, döşeme ve kirişler için perdeler ve kabuklar kullanılmıştır. İncelenen yapının BA elemanları yazılımda perde eleman olarak temsil edilmiş ve yazılımda tanımlanmış olan elastik ve elastoplastik davranış modellerinden elastik davranış biçimi seçilmiştir. Perdeler için yazılımda girilen en önemli parametreler

eğilme rijitliği ile aksenal rijitliktir.



Şekil 4.10. Plaxis yazılımında perdeler için giriş parametreleri hesabında boyutlandırma (Plaxis course)

Yazılımda üstyapı elemanları 1 m genişliğinde ve d (h) kalınlığında düzlemsel rijit elemanlarla oluşturulmaktadır. Bu elemanlar için; normal (EA) ve eğilme (EI) rijitliği, eleman kalınlığı (d) ve ağırlığı (w) program girdileri kısmında tanımlanmaktadır. Düzlem çerçeve sistemini temsil eden üstyapı elemanları Plaxis programında rijit eleman olarak tanımlanırken, eleman rijitliklerinin değişmemesine dikkat edilmelidir. Atalet momentleri eşitlenerek düzlemsel elemanlara ait kalınlıklar hesaplanmıştır (Denklem 4.11 ve 4.12) (Karahana, 2012).

$$I_{rijit\ eleman} = \frac{b \times d^3}{12} \quad I_{üstyapı\ eleman} = \frac{b \times h^3}{12} \quad (4.11)$$

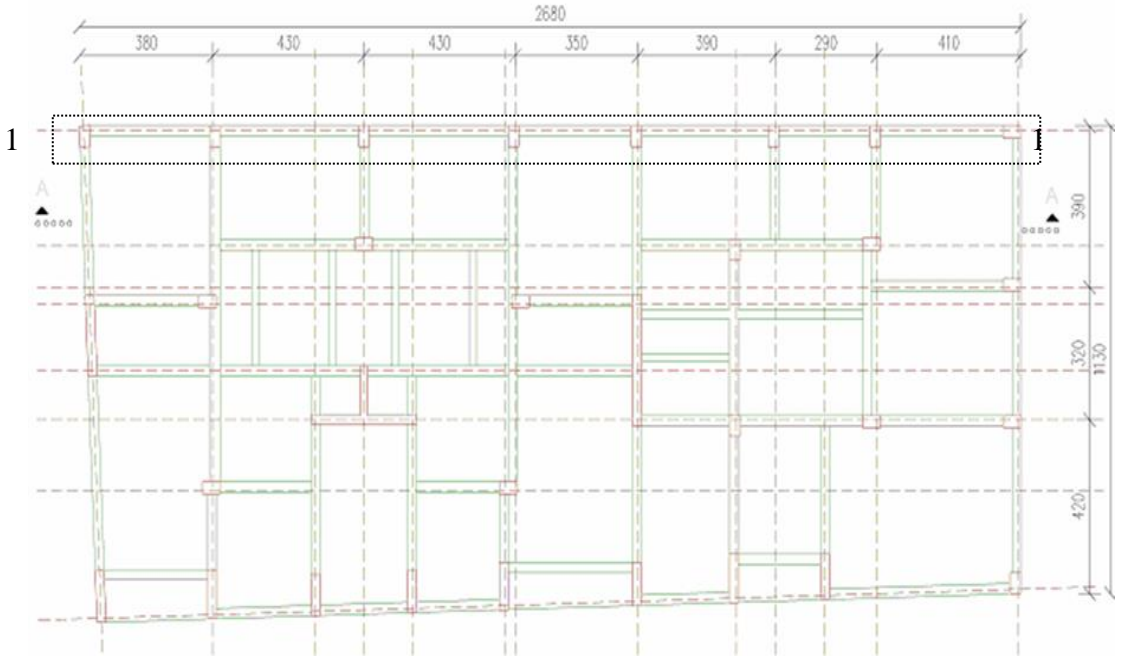
$$I_{rijit\ eleman} = I_{üstyapı\ eleman} \dots \dots \dots \text{“d” değeri hesaplanır.} \quad (4.12)$$

Düzlem gerilme durumunda b=1.00 m için eğilme rijitliği Denklem 4.13 ve aksenal rijitlik Denklem 4.14’te verilmiş olan bağıntıları ile hesaplanmıştır.

$$EI = E \times \frac{h^3 \times b}{12} \quad (4.13)$$

$$EA = E \times h \times b \quad (4.14)$$

İncelenen (3) nolu yapıda Şekil 4.11.’de gösterilmiş olan 1-1 aksı kolon-kiriş sisteminin daha düzenli oluşu nedeni ile Plaxis yazılımında modellenmiş ve yapının projesine uygun olarak yapılmış hesaplamalar aşağıda gösterilmiştir. Sonuçlar toplu halde Tablo 4.2.’de özetlenmiştir.



Şekil 4.11. Plaxis-2016 yazılımında modellenen (3) nolu yapı 1-1 aksı

- Temel kirişleri (60/100)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}} = EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.60 \times 1.00^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d = 0.84 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times 0.84 \times 1.00 = 21,966,000 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.84^3}{12} = 1,291,601 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}} = 0.84 \times 25 = 21.00 \text{ kN/m}$$

- Bodrum kat kirişleri (50/40)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}} = EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.50 \times 0.40^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d = 0.317 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times 0.317 \times 1.00 = 8,289,550 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.317^3}{12} = 69,417 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}} = 0.317 \times 25 = 7.925 \text{ kN/m/m}$$

- Normal kat kirişleri (25/60)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}} = EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.25 \times 0.60^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d = 0.378 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.378 \times 1.00 = 9,884,700 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.378^3}{12} = 117,697 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.378 \times 25=9.45 \text{ kN/m/m}$$

- Bodrum kat kolonları

1-7 akslarında 35/60

$$EI_{\text{üst yapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.35 \times 0.60^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.42 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.42 \times 1.00 = 10,983,000 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.42^3}{12} = 161,450 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad W_{\text{rijit eleman}}=0.42 \times 25=10.50 \text{ kN/m/m}$$

8 aksında 60/40

$$EI_{\text{üst yapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.60 \times 0.40^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.337 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.337 \times 1.00 = 8,812,550 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.337^3}{12} = 83,403 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.337 \times 25=8.425 \text{ kN/m/m}$$

- Zemin ve 1. kat kolonları

1-7 akslarında 35/60 ... (Bodrum katın aynı)

8 aksında 60/35

$$EI_{\text{üst yapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.60 \times 0.35^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.295 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.295 \times 1.00 = 7,714,250 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.295^3}{12} = 55,944 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.295 \times 25=7.375 \text{ kN/m/m}$$

- 2. Kat ve 3. kat kolonları

1-7 akslarında 30/50

$$EI_{\text{üst yapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.30 \times 0.50^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.33 \text{ m}$$

$$EA_{rijit\ eleman}=26,150,000 \times 0.33 \times 1.00 = 8,629,500 \text{ kN/m}$$

$$EI_{rijit\ eleman} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.33^3}{12} = 78,313 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{rijit\ eleman}=0.33 \times 25=8.25 \text{ kN/m/m}$$

8 aksında 50/30

$$EI_{üstyapı\ elemanı}=EI_{rijit\ eleman} \quad E \times \frac{0.50 \times 0.30^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.327 \text{ m}$$

$$EA_{rijit\ eleman}=26,150,000 \times 0.327 \times 1.00 = 8,551,050 \text{ kN/m}$$

$$EI_{rijit\ eleman} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.327^3}{12} = 76,196 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{rijit\ eleman}=0.327 \times 25=8.175 \text{ kN/m/m}$$

Tablo 4.2. Plaxis-2016 yazılımında (3) nolu yapı parametreleri

Parametre	Normal rijitlik EA	Eğilme rijitliği EI	Ağırlık w	Poisson oranı v (*)
Malzeme modeli	Elastik	Elastik	Elastik	Elastik
Formül	$E_x h_x b$ (**)	$E_x h^3 x b / 12$	$\gamma x h + q$ (***)	
Birim	kN/m	kNm ² /m	kN/m/m	
Temel kiriş	21,966,000	1,291,601	21.00	0.20
Bodrum kat kiriş	8,289,550	69,417	7.925	0.20
Normal kat kiriş	9,884,700	117,697	9.45	0.20
Bodrum – zemin - 1. kat kolonları (1-7 akslar)	10,983,000	161,450	10.50	0.20
Bodrum kat kolonları (8. aks)	8,812,550	83,403	8.425	0.20
Zemin – 1. kat kolonları (8. aks)	7,714,250	55,944	7.375	0.20
2. ve 3. Kat kolonları (1-7 akslar)	8,629,500	78,313	8.25	0.20
2. ve 3. Kat kolonları (8. aks)	8,551,050	76,196	8.175	0.20

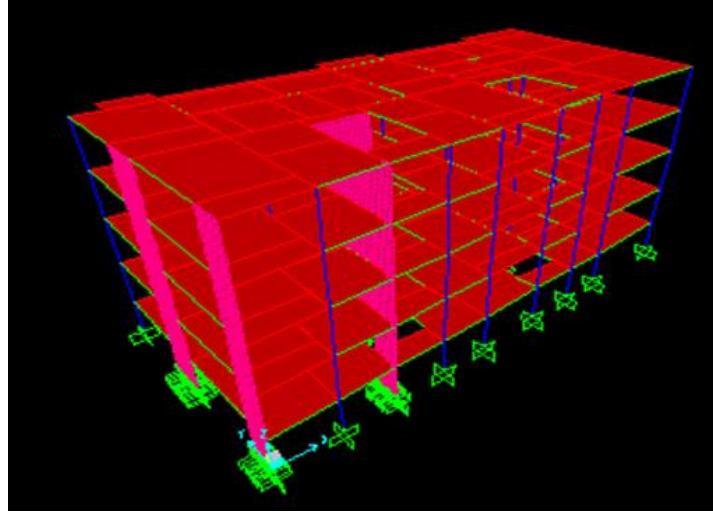
(*) v (μ_c)= 0.20 (TS500)

(**) C 14 için $E_c=26\ 150$ MPa (Celep, Kumbasar, 2001)

(***) $\gamma_{beton}=25$ kN/m³ (TS ISO 9194)

İncelenen yapının yazılımda tam anlamıyla temsil edilip edilemediğini belirlemek için yapı önce Sap2000 yazılımında modellenerek (Şekil 4.12.) çözümlenmiştir. Yapılan

çözüm sonucunda kütle oranları incelenmiş ve kütle oranının en büyük olduğu yönün yatay yön olduğu görülmüştür (Tablo 4.3.).



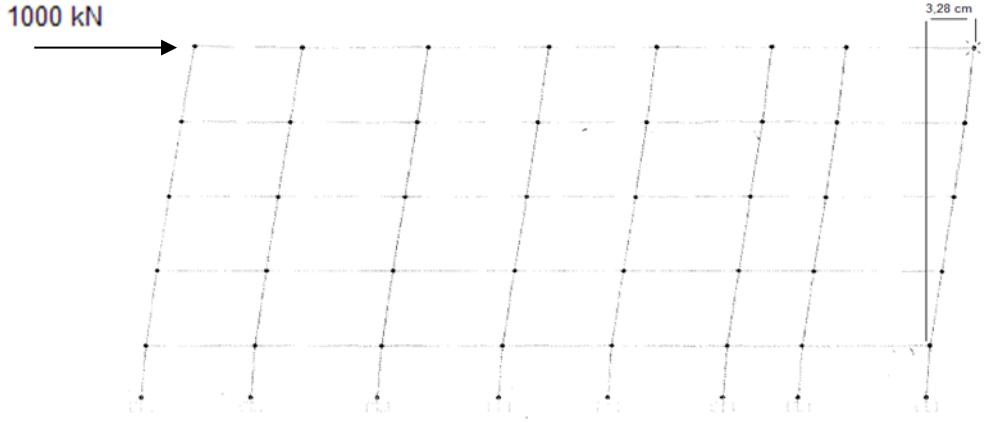
Şekil 4.12. Sap2000 yazılımında (3) nolu yapı modeli

Daha sonra hem Sap2000 yazılımında hem de Plaxis yazılımında oluşturulan modelde yapının üst köşesinden aynı büyüklükte yatay kuvvet uygulanmış ve her iki yazılımda oluşan deplasman büyüklüğü karşılaştırılarak yapının rijitliği kontrol edilmiştir.

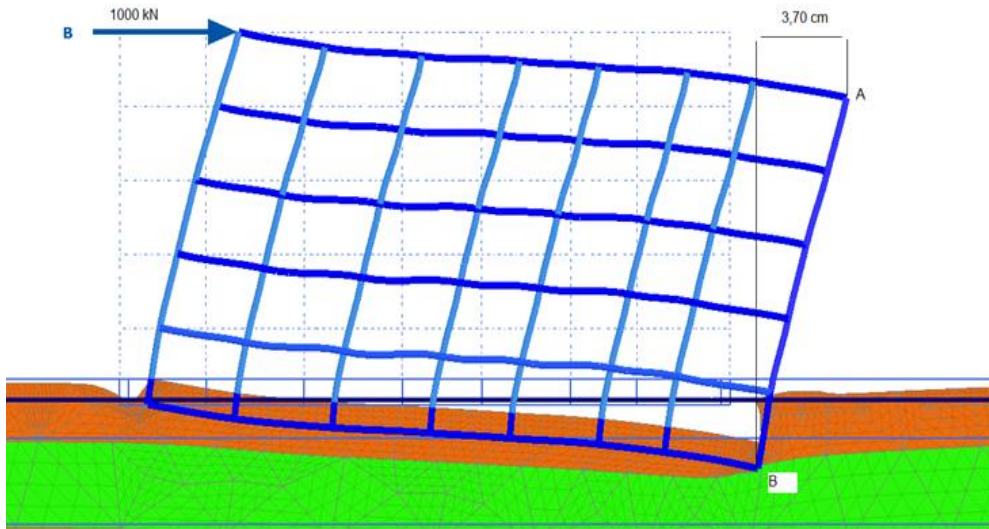
Tablo 4.3. Sap2000 yazılımında (3) nolu yapı kütle oranları

Adım	Periyod (saniye)	u_x	u_y	u_x (toplam)	u_y (toplam)	r_z (toplam)	r_z (toplam)
1	0.54	0.72	0	0.72	0	0.08	0.08
2	0.48	0.02	0	0.74	0	0.26	0.34
3	0.47	0	0.71	0.74	0.72	0.40	0.74
4	0.16	0.12	0	0.86	0.72	0.02	0.76
5	0.14	0	0.03	0.86	0.74	0.08	0.84
6	0.13	0	0.11	0.86	0.86	0.03	0.87
7	0.09	0.05	0	0.92	0.86	0	0.87
8	0.08	0	0.01	0.92	0.87	0.03	0.90
9	0.07	0	0	0.92	0.87	0.01	0.91
10	0.07	0	0	0.92	0.87	0	0.91
11	0.06	0.02	0	0.94	0.87	0	0.91
12	0.06	0	0.04	0.94	0.91	0.01	0.92
13	0.05	0	0.01	0.94	0.92	0.01	0.93
14	0.05	0	0	0.94	0.92	0	0.93
15	0.05	0.05	0	1	0.92	0.01	0.94
16	0.04	0	0.04	1	0.96	0.04	0.97
17	0.04	0	0	1	0.96	0	0.97
18	0.03	0	0.04	1	1	0.01	0.98
19	0.02	0	0	1	1	0	0.98
20	0.01	0	0	1	1	0	0.98

Şekil 4.13.'de Sap2000 yazılımında modele 1000 kN büyüklüğünde yatay kuvvet uygulaması ve hesaplama sonucu modelde oluşan 3.28 cm değerindeki yatay deplasman gösterilmiştir. Plaxis yazılımı iki boyutlu olduğundan, Sap2000 yazılımında da yatay kuvvet iki boyutlu çerçevede uygulanmıştır.

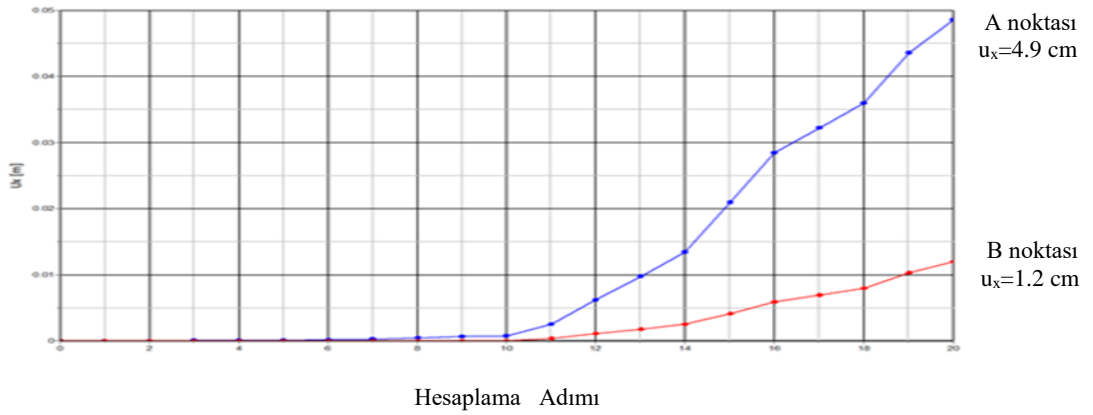


Şekil 4.13. Sap2000 yazılımında (3) nolu yapıya ait iki boyutlu çerçevede yatay kuvvet uygulaması



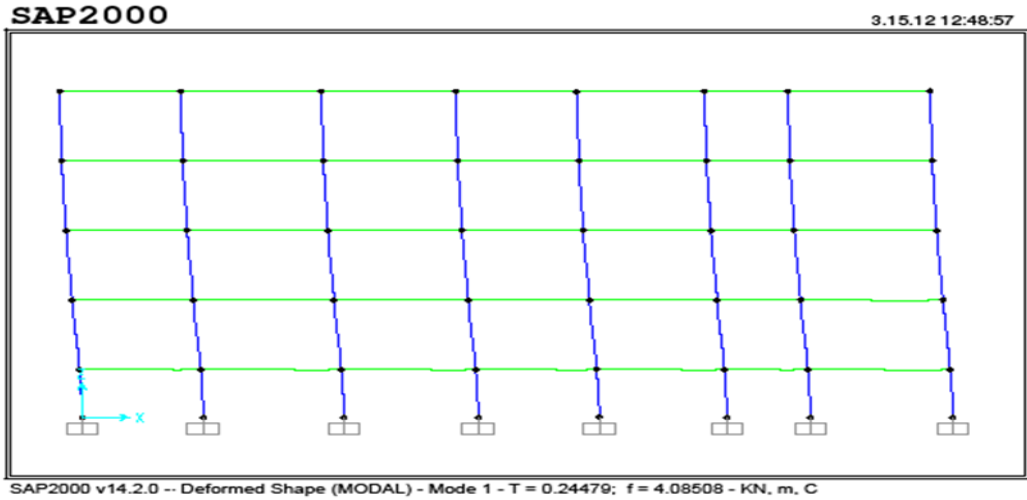
Şekil 4.14. Plaxis yazılımında (3) nolu yapıya yatay kuvvet uygulanması sonucu oluşan yatay deplasman

Plaxis yazılımında (3) nolu yapı modeli Tablo 4.2.'deki parametrelerle tanımlanmış ve yine 1000 kN büyüklüğünde yatay kuvvet uygulanarak çözüm yapılmıştır. Hesaplama sonuçlarında elde edilen deplasman Şekil 4.14.'te sunulmuş ve Şekil 4.15'de ise grafik gösterimi verilmiştir.



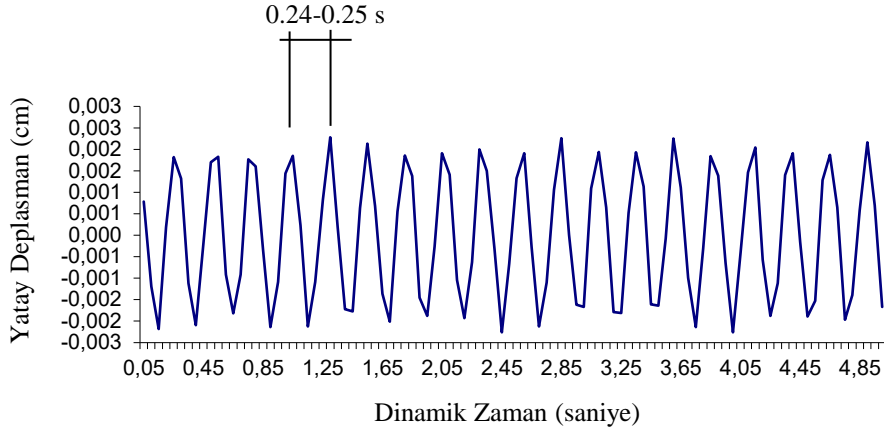
Şekil 4.15. Plaxis yazılımında (3)nolu yapıya yatay kuvvet uygulanması sonucu yapı köşelerindeki yatay deplasman ($4.9-1.20=3.7$ cm)

Sonuç olarak, Sap2000 ve Plaxis yazılımlarında (3) nolu yapıya aynı büyüklükte (1000 kN) kuvvet uygulanması sonucu elde edilen deplasmanlar sırasıyla 3.28 cm ve 3.9 cm olup, Plaxis yazılımında modellenen yapının rijitlik yönünden gerçekteki yapıyı temsil ettiği kabul edilmiştir.



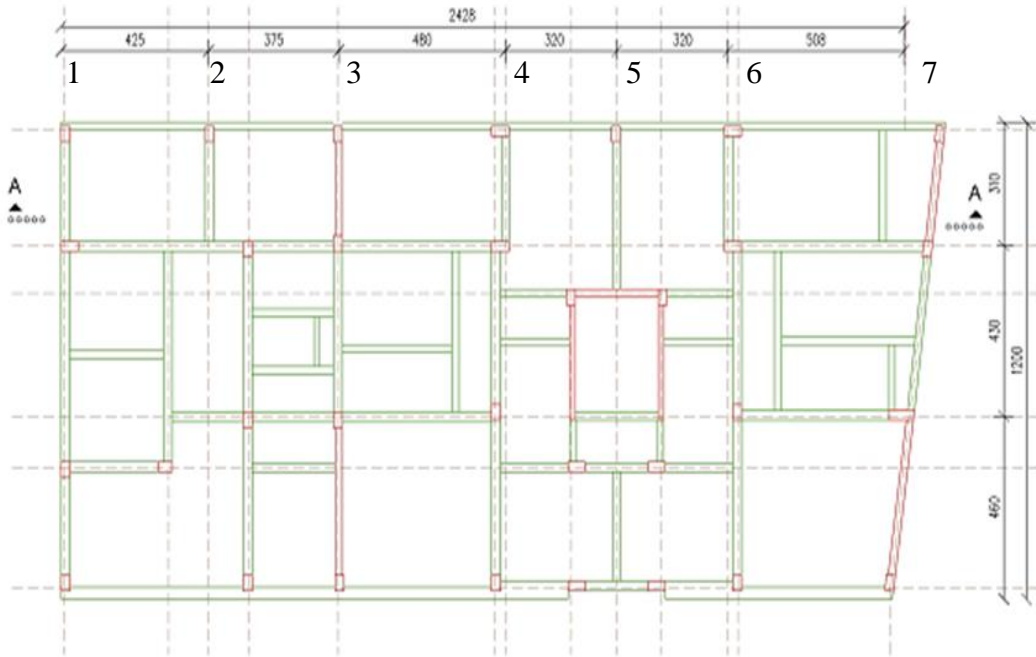
Şekil 4.16. İncelenen (3) nolu yapı 1-1 aksı çerçevesi Sap2000 yazılımında çözümü sonucu hesaplanan periyodu

İncelenen yapı her iki programda bir de periyotlar açısından karşılaştırılmıştır. (3) Nolu yapı 1-1 aksına ait çerçevenin Sap2000 yazılımındaki çözümü sonucundaki periyodu 0.24 saniye olarak hesaplanmıştır (Şekil 4.16.) Aynı çerçeve sistemi için, zemin tabakalarına ait kayma dalgası hızı $V_s=5000.00$ m/s alınarak rijit hale getirilmiş ve Plaxis yazılımında serbest titreşim analizi yapılmıştır (Şekil 4.17.). Bu analiz sonucunda da periyod 0.24 s – 0.25 s aralığında bulunmuştur.



Şekil 4.17. Plaxis yazılımında (3) nolu yapıya ait serbest titreşim analizi

Sonuç olarak incelenen yapıyı Plaxis yazılımında modellemek için yapılan bu sayısal uygulamaların yeterli olduğu anlaşılmış olup, Tablo 4.2.'de hesaplanan parametreler analizlerde kullanılmıştır.



Şekil 4.18. Plaxis-2016 yazılımında modellenen (1) nolu yapı

Şekil 4.18.'de (1) nolu yapı aksları gösterilmiştir. Plaxis yazılımında bir de üç yapı birarada modellenmiş olduğundan, (1) ve (2) nolu yapılara ait parametreler de yukarıdaki gibi hesaplanarak Tablo 4.4.'de özet olarak verilmiştir.

- (1) Nolu yapı temel kirişleri (50/120)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.50 \times 1.20^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots d=0.95 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.95 \times 1.00 = 24,842,500 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.95^3}{12} = 1,868,363 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.95 \times 25=23.75 \text{ kN/m/m}$$

- (1) Nolu yapı bodrum+zemin kat kolonlar (40/60) (1-2-3-5-7 akslar)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.40 \times 0.60^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots d=0.44 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.44 \times 1.00 = 11,506,000 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.44^3}{12} = 185,630 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.44 \times 25=11.00 \text{ kN/m/m}$$

- (1) Nolu yapı bodrum+zemin kat kolonlar (60/40) (4-6 akslar)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.60 \times 0.40^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots d=0.337 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.337 \times 1.00 = 8,812,550 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.337^3}{12} = 83,403 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.337 \times 25=8.425 \text{ kN/m/m}$$

- (1) Nolu yapı 1.+2. kat kolonları (35/50) (1-2-3-5-7 akslar)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.35 \times 0.50^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots d=0.35 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.35 \times 1.00 = 9,152,500 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.35^3}{12} = 93,432 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.35 \times 25=8.75 \text{ kN/m/m}$$

- (1) Nolu yapı 1.+2. kat kolon (50/5) (4-6 akslar)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.50 \times 0.35^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.278 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.278 \times 1.00 =7,269,700 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.278^3}{12} = 46,819 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.278 \times 25=6.95 \text{ kN/m/m}$$

- (1) Nolu yapı 3. kat kolonları (30/50) (1-2-3-5-7 akslar)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.30 \times 0.50^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.33 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.33 \times 1.00 =8,629,500 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.33^3}{12} = 78,313 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.33 \times 25=8.25 \text{ kN/m/m}$$

- (1) Nolu yapı 3. kat kolonları (50/30) (4-6 akslar)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.50 \times 0.30^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.327 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.327 \times 1.00 =8,551,050 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.327^3}{12} = 76,196 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.327 \times 25=8.175 \text{ kN/m/m}$$

- (1) Nolu yapı normal kat kirişleri (30/60)

$$EI_{\text{üstyapı elemanı}}=EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.30 \times 0.60^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.40 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}}=26,150,000 \times 0.40 \times 1.00 =10,460,000 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.40^3}{12} = 139,467 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}}=0.40 \times 25=10.00 \text{ kN/m/m}$$

- (2) Nolu yapı temel kirişleri (50/100)

$$EI_{\text{üst yapı elemanı}} = EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.50 \times 1.00^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.79 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times 0.79 \times 1.00 = 20,658,500 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.79^3}{12} = 1,074,414 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}} = 0.79 \times 25 = 19.75 \text{ kN/m/m}$$

- (2) Nolu yapı normal kat kolonları (30/50)

$$EI_{\text{üst yapı elemanı}} = EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.30 \times 0.50^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.33 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times 0.33 \times 1.00 = 8,629,500 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.33^3}{12} = 78,313 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}} = 0.33 \times 25 = 8.25 \text{ kN/m/m}$$

- (2) Nolu yapı normal kat kirişleri (25/60)

$$EI_{\text{üst yapı elemanı}} = EI_{\text{rijit eleman}} \quad E \times \frac{0.25 \times 0.60^3}{12} = E \times \frac{1.00 \times d^3}{12} \dots\dots\dots d=0.378 \text{ m}$$

$$EA_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times 0.378 \times 1.00 = 9,884,700 \text{ kN/m}$$

$$EI_{\text{rijit eleman}} = 26,150,000 \times \frac{1.00 \times 0.378^3}{12} = 117,697 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$W_{\text{rijit eleman}} = 0.378 \times 25 = 9.45 \text{ kN/m/m}$$

Tablo 4.4. Plaxis-2016 yazılımında (1) ve (2) nolu yapı parametreleri

Parametre	Normal rijitlik EA	Eğilme rijitliği EI	Ağırlık w	Poisson oranı v (*)
Malzeme modeli	Elastik	Elastik	Elastik	Elastik
Formül	Exhxb (**)	Exh ³ xb/12	γxh+q (***)	
Birim	kN/m	kNm ² /m	kN/m/m	
(1) Nolu Yapı				
Temel kiriş (50/120)	24,842,500	1,868,363	23.75	0.20

Tablo 4.4. (Devamı)

Parametre	Normal rijitlik EA	Eğilme rijitliği EI	Ağırlık w	Poisson oranı ν (*)
Malzeme modeli	Elastik	Elastik	Elastik	Elastik
Formül	Ehx_b (**)	$Ehx^3_b/12$	$\gamma xh+q$ (***)	
Birim	kN/m	kNm ² /m	kN/m/m	
Normal kat kiriş (30/60)	10,460,000	139,467	10.00	0.20
Bodrum+zemin kat kolon (40/60) (1-2-3-5-7 aksları)	11,506,000	185,630	11.00	0.20
Bodrum+zemin kat kolon (60/40) (4-6 aksları)	8,812,550	83,403	8.425	0.20
1+2. Kat kolon (35/50) (1-2-3-5-7 aksları)	9,152,500	93,432	8.75	0.20
1+2. Kat kolon (50/35) (4-6 aksları)	7,269,700	46,819	6.95	0.20
3. Kat kolon (30/50) (1-2-3-5-7 aksları)	8,629,500	78,313	8.25	0.20
3.Kat kolon (50/30) (4-6 aksları)	8,551,050	76,196	8.175	0.20
(2) Nolu Yapı				
Temel kiriş (50/100)	20,658,500	1,074,414	19.75	0.20
Normal kat kiriş (30/50)	9,884,700	117,697	9.45	0.20
Normal kat kolon (25/60)	8,629,500	78,313	8.25	0.20

Plaxis yazılımında yapısal elemanlar arasında bir de zemin-yapı etkileşimi (duvar sürtünmesi, zemin ve yapı arasındaki boşluk veya kaymanın modellenmesi) tanımı amacı ile “ara yüzey” seçeneği vardır. Temel-zemin ara yüzeyi zemine uygulanan azaltma faktörü kum/beton etkileşiminde 1.0-0.8 ve kil/beton etkileşiminde 1.0-0.7 değerleri arasındadır.

4.2.1.3. İncelenen yapı-zemin sisteminde fiziksel sönüm

Dinamik hesaplarda malzeme (fiziksel) sönümü zeminin viskoz özellikleri, sürtünme ve kalıcı şekil değiştirmesi ile oluşmaktadır. Plaxis 2D yazılımındaki tüm plastisite modelleri kalıcı-plastik şekil değiştirmeler oluşturmakta ve bu durum da malzeme sönümünün oluşmasına yol açmaktadır. Literatürde yapılan araştırmada, zemin türünde malzemelerdeki sönüm üzerine yapılan çalışmaların son derece az olduğu ve kullanılan yaklaşımlar üzerinde bir fikir birliği olmadığı görülmüştür. Plaxis yazılımı

malzeme sönümünü Rayleigh sönüm yaklaşımı ile değerlendirmiştir (Plaxis Manual). Aslında bu yaklaşımın fiziksel anlamı olmadığı literatürde belirtilmişse de, özellikle titreşim sistemlerini ifade eden doğrusal diferansiyel denklemlere yine doğrusal bir terim olarak katılmasından ve sayısal olarak kolay hesaplanmasından dolayı tercih edildiği söylenmektedir (Cook, 1995; Dikmen, 2004). Rayleigh yaklaşımında sönüm, Denklem 4.15 ile ifade edilmektedir.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.15)$$

Bu bağıntıda C-sönüm matrisi, M-kütle matrisi, K-rijitlik matrisi olup, α ve β Rayleigh katsayıları olarak tanımlanmıştır. Rayleigh katsayılarının hesaplanması için uygulanan yol, sabitlerin ilgilenilen frekans aralığında en küçük sönüm değerini verecek şekilde seçilmeleridir. Diğer bir deyişle, titreşim sisteminde kullanıcı tarafından belirlenen frekans aralığı ile sönüm oranına bağlı olarak hesaplanır (Dikmen, 2004).

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2 \frac{\omega_1\xi_2 - \omega_2\xi_1}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad \beta = 2 \frac{\omega_1\xi_1 - \omega_2\xi_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (\text{Plaxis manual}) \quad (4.16)$$

$\xi_1 = \xi_2$ kabul edildiğinde yukarıdaki eşitlikler

$$\alpha = 2\xi \frac{\omega_1 \times \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad \beta = 2\xi \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \quad \text{şeklini alır.} \quad (4.17)$$

$\xi = 0.05$ (kabul edilen sönüm oranı)

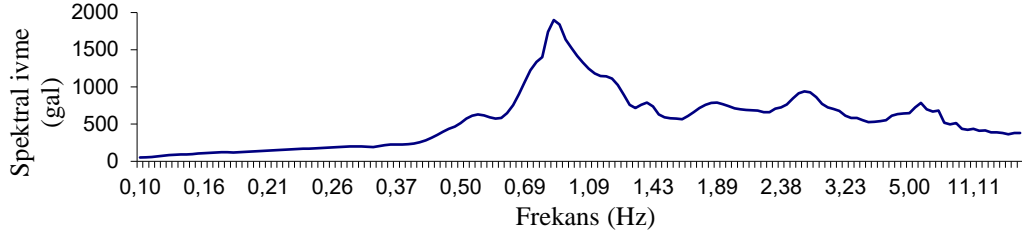
ω_1 : Zeminin birinci doğal titreşim periyoduna karşılık gelen açısal frekans (hesaplanacaktır), ω_2 : İkinci titreşim frekansına karşılık gelen açısal frekans

$$T_{ze \min} = \frac{4H}{V_s} \quad (\text{saniye}) \quad (4.18)$$

H : Tabaka kalınlığı (m) V_s : Kayma dalgası hızı (m/s)

$$f = \frac{1}{T} \quad (\text{Hz}) \quad (4.19)$$

$$\omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{T} \quad (\text{Rd/s}) \quad (4.20)$$



Şekil 4.19. SK2 zemin profili için 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı (PEER veri tabanı) ivme tepki spektrumu

Konu zemin tabakaları açısından incelendiğinde, Shake2000 yazılımı ile SK2 profiline 1999 Kocaeli Depremi SKR istasyonunda ölçülmüş olan ana şok değerleri uygulaması ile yapılan çözümlerde, Şekil 4.19.'da SK2 zemin profili için verilmiş olan tepki spektrumunda da 10 Hz sonrasında spektral ivmenin düşük ve stabil değer aldığı görülmektedir. Dolayısı ile zemin tabakaları için $f_2=10$ Hz kabul edilerek, $\omega_2=62.80$ Hz değerinde hesaplanmıştır. Zeminin hesaplanan birinci doğal titreşim frekansı ve 10 Hz frekans değeri arasındaki zemin davranışı göz önünde tutularak, Rayleigh sönüm katsayıları hesaplanmıştır. Literatürde yeryüzündeki çoğu yapılar için zeminin sönüm oranınının 0.2-10 Hz frekans aralığı dışında önemli olmadığı belirtilmiştir (Kramer, 1996; Ratjhe, 2001; Selçuk ve ark., 2007). Bu nedenle hesaplamalarda yapı için de $f_2=10$ Hz değerinde alınmıştır.

Aynı işlemler yapı elemanları için de yapılmıştır. Yapıya ait birinci doğal titreşim periyodu, Sap2000 yazılımında (3) nolu yapı 1-1 aksı çerçevesine ait hesaplanmış olan 0.245 s değeri alınmıştır (Şekil 4.16.).

$$T_{\text{yapı}}=0.245 \text{ s} \quad f = \frac{1}{0.245} = 4.08 \text{ Hz} \quad \omega_{1(\text{yapı})}=2\pi \times 4.08=25.62 \text{ Rd/s} \quad \omega_2=10 \text{ Hz}$$

$$\alpha = 2 \times 0.05 \frac{25.62 \times 62.80}{25.62 + 62.80} = 1.82 \quad \beta = 2 \times 0.05 \frac{1}{25.62 + 62.80} = 0.0011$$

SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerine ait hesaplanan sönüm katsayıları Tablo 4.5.'de verilmiştir.

Tablo 4.5. SK1,SK2 ve SK3 zemin profili tabaka kalınlıkları ve kayma dalgası hızı değerleri

a) SK1 zemin profili

Tabaka adı	Tabaka kalınlığı	Kayma dalgası hızı	1.Doğal titreim periyodu	Birinci titreşim frekansı	İkinci titreşim frekansı	Açısal frekans		Rayleigh sönüm katsayıları	
						ω_1	ω_2	α	β
H	V_s	T	f_1	f_2	$2\pi f_1$	$2\pi f_2$	$\alpha = 2\xi \frac{\omega_1 \times \omega_2}{\omega_1 + \omega_2}$	$\beta = 2\xi \frac{1}{\omega_1 + \omega_2}$	
m	m/s	s	Hz	Hz	Hz	Hz			
			$T_{\text{min}} = \frac{4H}{V_s}$	$f = \frac{1}{T}$					
CL2	3.10	105	0.1181	8.47	10.00	53.19	62.80	2.88	0.00086
ML2	1.50	141	0.0426 (23.50)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
CL1	1.51	222	0.0270 (37.00)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
SM/SP	2.70	336	0.0321 (31.11)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
CH3	3.55	264	0.0538 (18.59)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
ML1	1.55	254	0.0244 (40.97)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
CH2	12.50	207	0.2415	4.14	10.00	26.00	62.80	1.84	0.00113
SM2	3.03	361	0.0336 (29.79)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
CH1	14.27	249	0.2292	4.36	10.00	27.38	62.80	1.91	0.00111
SM1	16.30	414	0.1575	6.35	10.00	39.88	62.80	2.44	0.00097
SM1B*	7.53	360	0.0837 (11.95)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
SM1A*	23.77	516	0.1843	5.43	10.00	34.10	62.80	2.21	0.00103

b) SK2 zemin profili

Tabaka adı	Tabaka kalınlığı	Kayma dalgası hızı	1.Doğal titreim periyodu	Birinci titreşim frekansı	İkinci titreşim frekansı	Açısal frekans		Rayleigh sönüm katsayıları	
						ω_1	ω_2	α	β
H	V_s	T	f_1	f_2	$2\pi f_1$	$2\pi f_2$	$\alpha = 2\xi \frac{\omega_1 \times \omega_2}{\omega_1 + \omega_2}$	$\beta = 2\xi \frac{1}{\omega_1 + \omega_2}$	
m	m/s	s	Hz	Hz	Hz	Hz			
			$T_{\text{min}} = \frac{4H}{V_s}$	$f = \frac{1}{T}$					
SM4	2.30	105	0.0876 (11.41)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
CL3	3.40	165	0.0824 (12.13)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
SM3	3.00	336	0.0357 (28.00)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
CH4	17.70	216	0.3278	3.05	10.00	19.15	62.80	1.47	0.00122
SM2	3.03	361	0.0336 (29.79)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
CH1	14.27	249	0.2292	4.36	10.00	27.38	62.80	1.91	0.00111
SM1	16.30	414	0.1575	6.35	10.00	39.88	62.80	2.44	0.00097
SM1B*	7.53	360	0.0837 (11.95)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
SM1A*	23.77	516	0.1843	5.43	10.00	34.10	62.80	2.21	0.00103

c) SK3 zemin profili

Tabaka adı	Tabaka kalınlığı	Kayma dalgası hızı	1.Doğal titreim periyodu	Birinci titreşim frekansı	İkinci titreşim frekansı	Açısal frekans		Rayleigh sönüm katsayıları	
						ω_1	ω_2	α	β
H	V_s	T	f_1	f_2	$2\pi f_1$	$2\pi f_2$	$\alpha = 2\xi \frac{\omega_1 \times \omega_2}{\omega_1 + \omega_2}$	$\beta = 2\xi \frac{1}{\omega_1 + \omega_2}$	
m	m/s	s	Hz	Hz	Hz	Hz			
			$T_{\text{min}} = \frac{4H}{V_s}$	$f = \frac{1}{T}$					
CL4	1.90	105	0.0724 (13.82)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
CH6	2.80	151	0.0742 (13.48)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
SM5	3.80	336	0.0542 (22.11)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
CH5	17.90	202	0.3545	2.82	10.00	17.71	62.80	1.38	0.00124
SM2	3.03	361	0.0336 (29.79)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
CH1	14.27	249	0.2292	4.36	10.00	27.38	62.80	1.91	0.00111
SM1	16.30	414	0.1575	6.35	10.00	39.88	62.80	2.44	0.00097
SM1B*	7.53	360	0.0837 (11.95)	10.00	10.00	62.80	62.80	3.14	0.00080
SM1A*	23.77	516	0.1843	5.43	10.00	34.10	62.80	2.21	0.00103

(*) 75.00 m derinlik için

Tablo 4.6. SK1 zemin profili için HSsmall modeli parametreleri

DERİNLİK (m)-SPTN30				γ_n	γ_k	V_{ur}	$(N_1)_{60}$	$[(N_1)_{60}]_{ort}$	RD	LL	α	β	Vs	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m	G _o	G _{ur}	G _o /G _{ur}	c'-c _u	ϕ'	$\gamma_{0.7}$
				kN/m ³	kN/m ³									kPa	kPa	kPa							
0																							
-0.80 YASS																							
CL2	-1.50	SPT1	5	19.00	13.87	0.20	7			47	2.88	0.00086	105	4484	3588	13453	0.74	56000	5606	9.99	90	0	0.000357
	-3.00	SPT2	5				7																
ML2	-3.50	SPT3	9	17.50	13.06	0.20	12	12	79	29	3.14	0.00080	141	47400	47400	142200	0.45	113720	59250	1.92	90	0	0.000121
	-4.50	SPT4	9				12																
CL1	-6.00	SPT5	22	19.00	13.67	0.20	25			41	3.14	0.00080	222	7644	6115	22932	0.72	95453	9555	9.99	118	0	0.000275
SM/SP	-7.50	SPT6	50	19.00	15.08	0.20	52	52	100	NP	3.14	0.00080	336	60000	60000	180000	0.39	128000	75000	1.71	1	35	0.000100
CH3	-9.00	SPT7	14	17.07	11.85	0.20	14			72	3.14	0.00080	264	9712	7769	29135	0.83	121275	12140	9.99	109	0	0.000200
	-10.50	SPT8	50				47																
	-12.00	SPT9	26				23																
ML1	-13.50	SPT10	29	17.50	12.77	0.20	24	24	100	33	3.14	0.00080	254	60000	60000	180000	0.39	128000	75000	1.71	150	0	0.000100
	-15.00	SPT11	36				28																
	-15.73	SPT12	33				26																
	-17.73	SPT13	14				11																
	-19.23	SPT14	16				11																
CH2	-20.73	SPT15	14	17.07	11.85	0.20	10			72	1.84	0.00113	207	5971	4777	17912	0.83	74560	7463	9.99	103	0	0.000307
	-22.23	SPT16	17				11																
	-23.73	SPT17	16				10																
	-25.23	SPT18	19				12																
SM2	-26.73	SPT19	50				31																
	-28.23	SPT20	63	19.00	15.14	0.20	38	36	94	NP	3.14	0.00080	361	56400	56400	169200	0.41	123920	70500	1.76	1	38	0.000106

Tablo 4.8. SK3 zemin profili için HSsmall modeli parametreleri

DERİNLİK (m)-SPTN30	γ_n	γ_k	V_{ur}	$(N_1)_{60}$	$[(N_1)_{60}]_{corr}$	RD	LL	α	β	V_s	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m	G_0	Gur	G ₀ /Gur	c_u	ϕ'	$\gamma_{0.7}$		
	kN/m ³	kN/m ³				%	%			m/s	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa		kPa	derece			
0 -0.80 YASS	19.00	13.38	0.20				37	3.14	0.0008	105	4484	3588	13453	0.70	56000	5606	9.99	90	0	0.000357		
CL4																						
-1.90							57	3.14	0.0008	151	5926	4741	17778	0.76	74000	7407	9.99	100	0	0.000300		
CH6																						
-4.70																						
-5.40 SPT2	50				60																	
SM5																						
-7.30 SPT3	50	19.00	15.32	0.20	52	55	100	NP	3.14	0.0008	336	60000	60000	180000	0.39	128000	75000	1.71	1	35	0.000100	
-8.50																						
-9.25 SPT4	15				15																	
-11.40 SPT5	15				14																	
-12.73 SPT6	25				21																	
-14.48 SPT7	29				23																	
-15.73 SPT8	33				26																	
CH5																						
-17.73 SPT9	14	17.07	11.85	0.20	11			72	1.38	0.00124	202	5892	4714	17677	0.75	73580	7365	9.99	100	0	0.000302	
-19.23 SPT10	16				11																	
-20.73 SPT11	14				10																	
-22.23 SPT12	17				11																	
-23.73 SPT13	16				10																	
-25.23 SPT14	19				12																	
-26.40																						
-26.73 SPT15	50				31																	
SM2																						
-28.23 SPT16	63	19.00	15.14	0.20	38			94	NP	3.14	0.0008	361	56400	56400	169200	0.41	123920	70500	1.76	1	38	0.000106

SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerine ait Hssmall modeli ile ilgili parametreler Tablo 4.6., Tablo 4.7. ve Tablo 4.8.'de özet olarak verilmiştir.

4.2.1.4. İncelenen yapı-zemin sistemi için Plaxis-2016 yazılımında sonlu eleman ağı oluşturulması

Yazılımda istenilen sıklıkta sonlu elemanağı elde etmek mümkündür. Ancak deprem yükleri benzeri yükler genellikle oldukça geniş bantta önemli frekansları içermekte olduklarından, bu tür problemlerin analizinde sonlu eleman ağının belirlenebilmesi için literatürde çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Sonlu eleman ağının yeterliliğini belirlemedeki standart teknik, ağ ve eleman boyutunu değiştirmektir. Fakat büyük boyutlu problemler için bu yöntemin epey pahalı olduğu aşikardır. Bu konuda yapılmış olup, literatürde sıkça kullanılan çalışmalardan bir tanesi Kuhlemeyer ve Lysmer, 1973 tarafından yapılmıştır. Sonlu eleman ağında kullanılan eleman boyutu dalga yayılma hızı ve yük kaynağının frekans aralığından etkilenmekte olup, Kuhlemeyer ve Lysmer, 1973 yapmış oldukları çalışma sonucunda elastik malzemede en yavaş cisim dalgası yayılımında en büyük eleman boyunun dalga boyunun sekizde biri olmasını önermişlerdir. Bazı çalışmalarda bu aralık 5-10 arasında değişmektedir (Karahan, 2012). Bu araştırmada $\lambda_{\min}/8$ değeri alınarak tabakalara göre hesaplanan en büyük sonlu eleman boyu Tablo 4.9.'da her üç zemin profili için özetlenmiştir.

Tablo 4.9. SK1, SK2 ve SK3 zemin profilleri için sonlu eleman boyutları

a) SK1 zemin profili

Tabaka adı ve derinliği	Tabaka kalınlığı H	Kayma dalgası hızı V_s	Periyod $T=4H/V_s$	Frekans $f=1/T$	Dalga boyu $\lambda=V_s/f$	En büyük sonlu elem. boyu $\lambda/8$
(m)	(m)	(m/s)	(s)	(Hz)	(m)	(m)
CL2 -3.10	3.10	105.00	0.118	8.47	12.40	1.55
ML2 -4.60	1.50	141.00	0.043	(23.25)10	14.10	1.76
CL1 -6.10	1.50	222.00	0.027	(37.04)10	22.20	2.78
SM/SP -8.80	2.70	336.00	0.032	(31.25)10	33.60	4.20
CH3 -12.35	3.55	264.00	0.054	(18.51)10	26.40	3.30
ML1 -13.90	1.55	254.00	0.024	(41.67)10	25.40	3.18
CH2 -26.40	12.50	207.00	0.242	4.13	50.12	6.27
SM2 -29.43	3.03	361.00	0.034	(29.41)10	36.10	4.51

Tablo 4.9. (Devamı)

Tabaka adı ve derinliği	Tabaka kalınlığı H	Kayma dalgası hızı V_s	Periyod $T=4H/V_s$	Frekans $f=1/T$	Dalga boyu $\lambda=V_s/f$	En büyük sonlu eleman boyu $\lambda/8$
(m)	(m)	(m/s)	(s)	(Hz)	(m)	(m)
CH1 -43.70	14.27	249.00	0.229	4.37	56.98	7.12
SM1 -60.00	16.30	414.00	0.157	6.37	64.99	8.12
<i>SM1B</i> -51.23	7.53	360.00	0.084	(11.90)10	36.00	4.50
<i>SM1A</i> -75.00	23.77	516.00	0.184	5.43	95.03	11.88

b) SK2 zemin profili

Tabaka adı ve derinliği	Tabaka kalınlığı H	Kayma dalgası hızı V_s	Periyod $T=4H/V_s$	Frekans $f=1/T$	Dalga boyu $\lambda=V_s/f$	En büyük sonlu eleman boyu $\lambda/8$
(m)	(m)	(m/s)	(s)	(Hz)	(m)	(m)
SM4 -2.30	2.30	105.00	0.088	(11.36)10	10.50	1.31
CL3 -5.70	3.40	165.00	0.082	(12.20)10	16.50	2.06
SM3 -8.70	3.00	336.00	0.036	(27.78)10	33.60	4.20
CH4 -26.40	17.70	216.00	0.328	3.05	70.82	8.85
SM2 -29.43	3.03	361.00	0.034	(29.41)10	36.10	4.51
CH1 -43.70	14.27	249.00	0.229	4.37	56.98	7.12
SM1 -60.00	16.30	414.00	0.157	6.37	64.99	8.12
<i>SM1B</i> -51.23	7.53	360.00	0.084	(11.90)10	36.00	4.50
<i>SM1A</i> -75.00	23.77	516.00	0.184	5.43	95.03	11.88

c) SK3 zemin profili

Tabaka adı ve derinliği	Tabaka kalınlığı H	Kayma dalgası hızı V_s	Periyod $T=4H/V_s$	Frekans $f=1/T$	Dalga boyu $\lambda=V_s/f$	En büyük sonlu eleman boyu $\lambda/8$
(m)	(m)	(m/s)	(s)	(Hz)	(m)	(m)
CL4 -1.90	1.90	105.00	0.072	(13.89)10	10.50	1.31
CH6 -4.70	2.80	151.00	0.074	(13.51)10	15.10	1.89
SM5 -8.50	3.80	336.00	0.045	(22.22)10	33.60	4.20
CH5 -26.40	17.90	202.00	0.354	2.82	71.63	8.95
SM2 -29.43	3.03	361.00	0.034	(29.41)10	36.10	4.51
CH1 -43.70	14.27	249.00	0.229	4.37	56.98	7.12

Tablo 4.9. (Devamı)

Tabaka adı ve derinliği	Tabaka kalınlığı H	Kayma dalgası hızı V_s	Periyod $T=4H/V_s$	Frekans $f=1/T$	Dalga boyu $\lambda=V_s/f$	En büyük sonlu elem. boyu $\lambda/8$
(m)	(m)	(m/s)	(s)	(Hz)	(m)	(m)
SM1 -60.00	16.30	414.00	0.157	6.37	64.99	8.12
SM1B -51.23	7.53	360.00	0.084	(11.90)10	36.00	4.50
SM1A -75.00	23.77	516.00	0.184	5.43	95.03	11.88

Dinamik yük etkisi altında temel hareket denklemi Denklem 4.21’de verildiği şekilde

$$\underline{\underline{M}}\ddot{\underline{u}} + \underline{\underline{C}}\dot{\underline{u}} + \underline{\underline{K}}\underline{u} = \underline{F} \quad (4.21)$$

ifade edilmektedir. Bu denklemde “M: kütle matrisi”, “C: sönüm matrisi”, “K: rijitlik matrisi” ve “F: yük vektörü” şeklinde tanımlanmışlardır. Denklemdeki diğer elemanlar “u: deplasman”, “ \dot{u} : hız” ve “ \ddot{u} : ivme” olup, zamana bağlı olarak değişim göstermektedirler. Eşitlikteki $\underline{\underline{K}}\underline{u} = \underline{F}$ terimi statik deformasyona karşılık gelmektedir. Bu teori temelinde lineer elastisiteye dayanmakta olup, bununla birlikte Plaxis yazılımında dinamik analizlerde kullanılmaktadırlar. Dinamikteki nümerik uygulamalarda zamanın integrasyonu formülasyonu, stabilite ve hesaplama yöntemlerinin doğruluğu için önemli bir faktör oluşturmaktadır. Newmark tarafından geliştirilmiş olan dolaylı zaman integrasyonu şeması bu alanda en sık kullanılan yöntemlerden birisidir. Bu yöntem uygulandığında üst paragrafta verilmiş olan hareket denklemi “t+ Δt ” zaman adımının sonunda Denklem 4.22’deki gibi elde edilmelidir.

$$\underline{\underline{M}}\ddot{\underline{u}}^{t+\Delta t} + \underline{\underline{C}}\dot{\underline{u}}^{t+\Delta t} + \underline{\underline{K}}\underline{u}^{t+\Delta t} = \underline{F}^{t+\Delta t} \quad (4.22)$$

$$\delta t = \frac{\Delta t}{n.m} \quad (4.23)$$

Plaxis yazılımında dinamik analizler dinamik zaman, zaman adımı, zaman aralığı ve ek adımlar gibi parametrelerle kontrol edilmektedir. Ayrıca iteratif yöntem manuel olarak tanımlanabilmektedir. Bu tanımlamanın içinde dinamik alt adımlar, Newmark alfa ve beta ile C_1 ve C_2 sınırları parametreleri bulunmaktadır. Plaxis yazılımında

dinamik hesaplamalarda kullanılan zaman adımı Denklem 4.23 ile ifade edilmektedir. Bu eşitlikteki parametrelerden zaman aralığı (δt), dinamik yük süresi (Δt) olarak tanımlanmış olup, ilave adım sayısı (n) plaxis yazılımı hesaplama sonuçlarının depolanma adımı olup genelde 250 değerinde alınmasına rağmen 1-1000 arasında bir değerde seçilebilir. Dinamik alt adım sayısı (m) ise, oluşturulmuş olan ağda en gerçekçi sonuca ulaşabilmek amacı ile yazılımın her bir ilave zaman adımı için hesapladığı alt adım sayısıdır. Bu sayı oluşturulan model ve uygulanan deprem kaydına göre değişik değerlerdir. Farklı dalga hızı ya da çok küçük eleman içeren modellerde ise çok büyük boyutta olabilir. Çoğu durumda otomatik zaman adımını izlemek zaruri olmayıp, alt adım sayısı kullanıcı tarafından da seçilebilir. Ancak böyle bir seçim yapıldığında, hesaplama sonuçlarının çok düşük doğrulukta olabileceği göz ardı edilmemelidir. Dolaylı integrasyonun avantajlarına rağmen, hesaplamalarda kullanılan zaman adımının bazı sınırlamaları vardır. Eğer zaman adımı çok büyük olursa, çözüm önemli sapmalar göstermekte ve hesaplanan tepki güvenilir olmaktadır. Zaman adımı tek adım süresince dalganın elemanın en küçük boyutundan daha büyük mesafede hareket etmemesini sağlayacak değerde seçilmelidir (Plaxis Manual).

Yapı-zemin dinamik etkileşiminin incelendiği analizlerde geliştirilen matematik simülasyonun doğruluğu bir de çözümde göz önüne alınan “zaman adım aralığı” parametresi ile de kontrol edilmektedir. Sayısal integrasyonda elde edilen çözümün kesin çözüme yaklaşabilmesi hesaplamalarda kullanılan δt zaman artımına bağlı olup, bu değer keyfi seçilememektedir (Karahana, 2012).

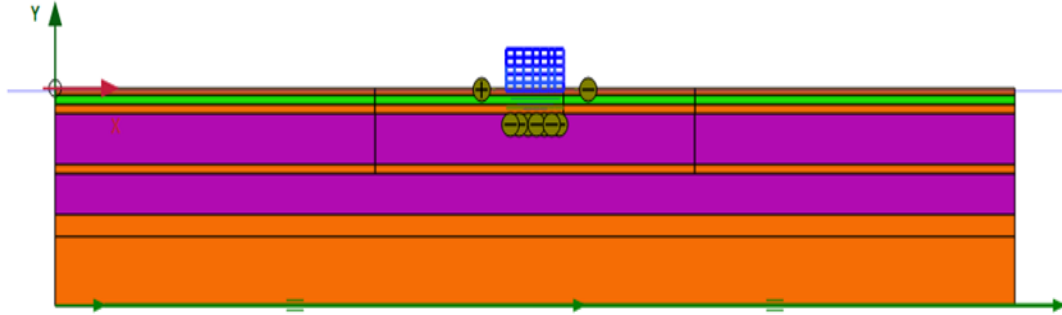
Literatürde sayısal uygulamaların çözüm adımlarında kullanılacak zaman artım değeri “Courant Kararlılık Ölçütü” kullanılarak belirlenmektedir (Courant ve ark., 1967). Bu ölçüt sabit bir “ h ” değeri için Denklem 4.24 ile ifade edilmiştir. Bu ifadede kullanılan γ (c) sabiti “Courant katsayısı” olarak bilinmekte ve kararlılığın sağlanması için $c \leq 1$ olması gerekmektedir (Karahana, 2012).

$$\delta t < \gamma \frac{h}{V_{\max}} \quad (4.24)$$

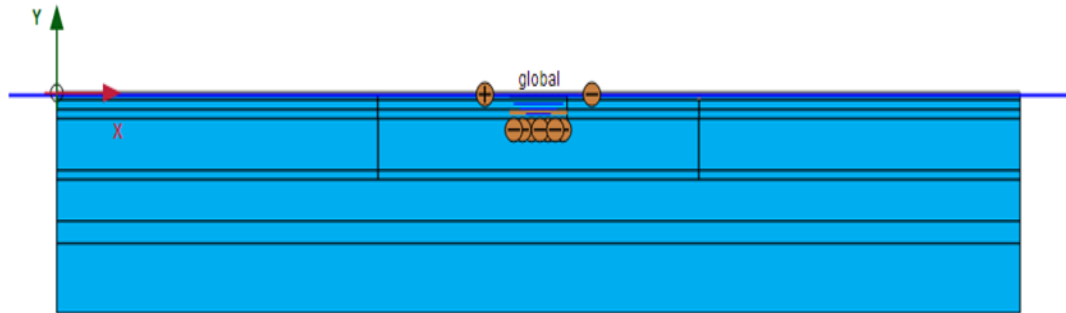
Özetlenen bilgiler ışığında Tablo 4.2.4.1'deki değerlere göre tesbit edilen sonlu eleman boyutları “Courant Kararlılık Ölçütü” şartları açısından da kontrol edilmiştir.

4.3. Seçilen Veri Gurubu (3) nolu Yapı ve SK2 Zemin Profiline Plaxis-2016 Yazılımı İle 1999 Kocaeli Depremi Etkisinin İncelenmesi

Yazılımda modelin geometrisi oluşturularak SK2 zemin profili tabakaları işlenmiş, (3) nolu yapı kesiti oluşturulmuş ve malzeme ile sınır şartları tanımı yapılmıştır (Şekil 4.20.). Yazılımda kademeli oluşum istenmediğinden, YASS ortalama değer kabul edilerek- 0.80 m seviyesinde alınmış (Şekil 4.21.) ve başlangıç durumu gerilmeleri K_0 yöntemi ile hesaplanmıştır.



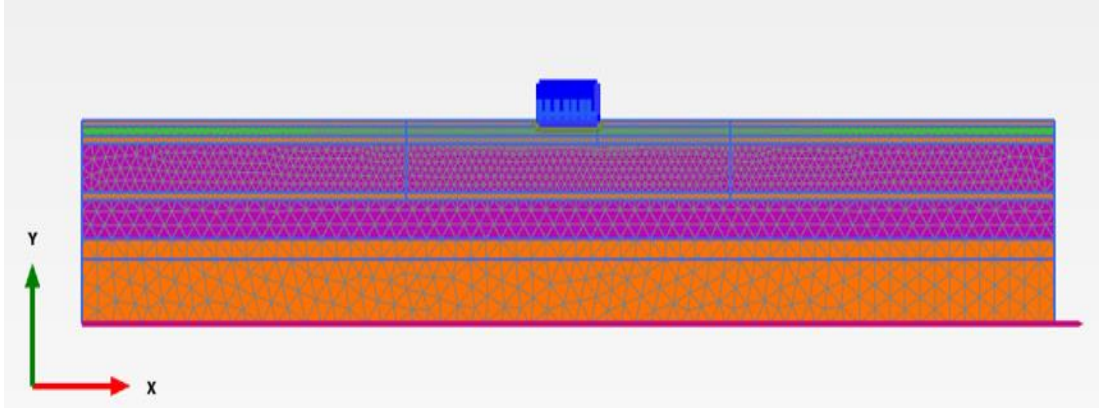
Şekil 4.20. Plaxis-2016 yazılımında uygulanan modele ait (3) nolu yapı kesiti ve SK2 zemin profili



Şekil 4.21. Plaxis-2016 yazılımında YASS gösterimi

Tablo 4.9.'daki değerlere göre sonlu eleman ağı oluşturulmuştur. Ancak bu değerler tüm geometriye uygulandığında çok büyük sayıda eleman ve düğüm noktası olduğundan ve bu oluşum da hesaplama süresini uygulanabilirliğin ötesinde uzattığından, sıkılaştırma işlemi yapı etkin alanında $X= 150.00$ m ve $Y= 29.43$ m

boyutlarında yapılmıştır (Şekil 4.22.). Bölüm 4.2.1’de verilmiş olan sınır koşulları ve dinamik hesaplama için de viskoz sınırlar seçilmiştir. Yalnızca 450/75 boyutunda dinamik hesaplamada free field sınır koşulu da denenmiştir.



Şekil 4.22. Plaxis-2016 yazılımında oluşturulan model için sonlu eleman ağı

Tablo 4.9.’daki değerlere göre tesbit edilen sonlu eleman boyutlarının “Courant Kararlılık Ölçütü” şartları açısından kontrol edilmesine ait hesaplamalar aşağıda gösterilmiştir.

$$c = \frac{V_{\max} \times \delta t}{h} \leq 1 \quad (4.25)$$

$$\delta t = \frac{\Delta t}{n.m} \quad (4.26)$$

$$\delta t = \frac{60}{250 \times 24} = 0.01$$

$\Delta t=60$ s $n=250$ $m=24$ (çalışılan deprem kaydında zaman aralığı 0.01 s olup, bu değeri sağlayacak dinamik alt adım sayısı seçilmiştir).

$h_1=1.31$ m, $V_{\max 1}=105$ m/s; $h_2=2.06$ m, $V_{\max 2}=165$ m/s; $h_3=4.20$ m, $V_{\max 3}=336$ m/s;
 $h_4=8.85$ m, $V_{\max 4}=216$ m/s; $h_5=4.51$ m, $V_{\max 5}=361$ m/s; $h_6=7.12$ m, $V_{\max 6}=249$ m/s;
 $h_7=8.12$ m, $V_{\max 7}=414$ m/s; $h_8=4.50$ m, $V_{\max 8}=360$ m/s; $h_9=11.88$ m, $V_{\max 9}=516$ m/s.

$$c_1 = \frac{105 \times 0.01}{1.31} = 0.80 < 1 \quad c_2 = \frac{165 \times 0.01}{2.06} = 0.80 < 1 \quad c_3 = \frac{336 \times 0.01}{4.20} = 0.80 < 1$$

$$c_4 = \frac{216 \times 0.01}{8.85} = 0.24 < 1 \quad c_5 = \frac{361 \times 0.01}{4.51} = 0.80 < 1 \quad c_6 = \frac{249 \times 0.01}{7.12} = 0.35 < 1$$

$$c_7 = \frac{414 \times 0.01}{8.12} = 0.51 < 1 \quad c_8 = \frac{360 \times 0.01}{4.50} = 0.80 < 1 \quad c_9 = \frac{516 \times 0.01}{11.88} = 0.43 < 1$$

Yapılan bu hesaplamalar sonucu SK2 profili tüm tabakalarında “Courant Kararlılık Ölçütü” nün sağlanmış olduğu görülmüştür. Aynı işlemler SK1 ve SK3 profilleri farklı tabakaları için aşağıda tekrarlanmıştır.

- SK1 profilinde:

$h_1=1.55$ m, $V_{\max 9}=516$ m/s; $h_2=1.76$ m, $V_{\max 2}=141$ m/s; $h_3=2.78$ m, $V_{\max 3}=222$ m/s;
 $h_4=4.20$ m, $V_{\max 4}=336$ m/s; $h_5=3.30$ m, $V_{\max 5}=264$ m/s; $h_6=3.18$ m, $V_{\max 6}=254$ m/s;
 $h_7=6.27$ m, $V_{\max 7}=207$ m/s,

$$c_1 = \frac{105 \times 0.01}{1.55} = 0.68 < 1 \quad c_2 = \frac{141 \times 0.01}{1.76} = 0.80 < 1 \quad c_3 = \frac{222 \times 0.01}{2.78} = 0.80 < 1$$

$$c_4 = \frac{336 \times 0.01}{4.20} = 0.80 < 1 \quad c_5 = \frac{264 \times 0.01}{3.30} = 0.80 < 1 \quad c_6 = \frac{254 \times 0.01}{3.18} = 0.80 < 1$$

$$c_7 = \frac{207 \times 0.01}{6.27} = 0.33 < 1$$

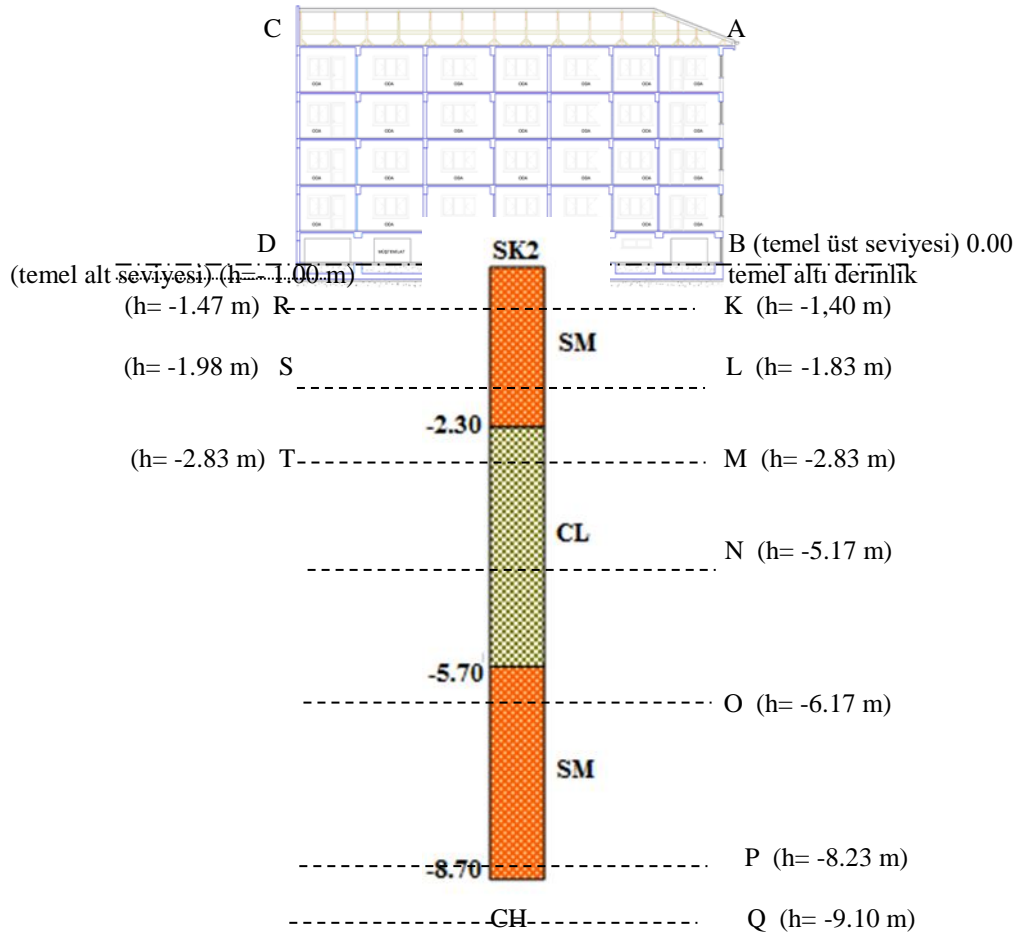
- SK3 profilinde:

$h_1=1.31$ m, $V_{\max 1}=105$ m/s; $h_2=1.89$ m, $V_{\max 2}=151$ m/s; $h_3=4.20$ m, $V_{\max 3}=336$ m/s;
 $h_4=8.95$ m, $V_{\max 4}=202$ m/s.

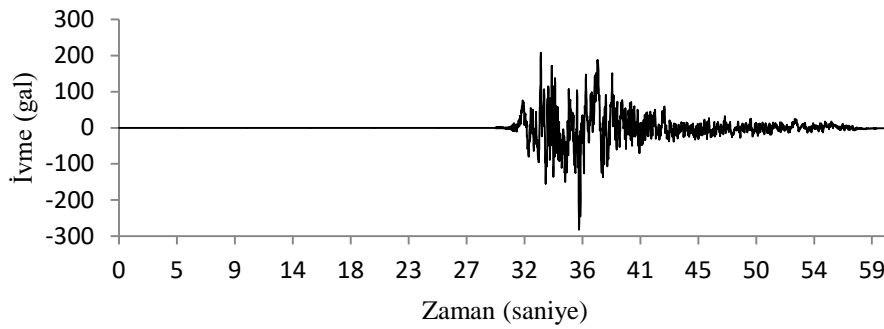
$$c_1 = \frac{105 \times 0.01}{1.31} = 0.80 < 1 \quad c_2 = \frac{151 \times 0.01}{1.89} = 0.80 < 1 \quad c_3 = \frac{336 \times 0.01}{4.20} = 0.80 < 1$$

$$c_4 = \frac{202 \times 0.01}{8.95} = 0.23 < 1$$

Malzeme özelliklerinin belirlenmesi sırasında yazılımda bir de “ara yüzey” tanımı vardır. Bu eleman, rijit yapıların kenarlarında gerilme yığılmalarını önlemek için atanmış olan sanal bir kalınlıktır. Yazılımda malzeme özellikleri seçeneğinde “ R_{inter} ” olarak isimlendirilmiş bir gerilme azaltma faktörü olarak girilir. Çalışmada 0.70-0.75-0.80 değerleri denenmiştir. Hesaplama aşamasında grafiklerin oluşturulabilmesi için, üzerinde çalışılan modelde noktalar seçilmiştir (Şekil 4.23.). Dinamik analizler sonucu deplasmanların değerlendirilmesi seçilen bu noktalarındaki grafikler vasıtası ile yapılmıştır. İkinci fazda tüm denemelerde 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı PEER veri tabanındaki kayıtların Shake2000 yazılımı ile ana kayada hesaplanmış olan değerleri uygulanmıştır. Bu değerler, hem filtrasyon uygulanmış olması hem de kayıt süresinin 60 s olarak kısa bir zaman aralığında tutulması nedeni ile tercih edilmiştir (Şekil 4.24.).



Şekil 4.23. Plaxis-2016 yazılımında grafiklerin oluşturulması için seçilen noktalar

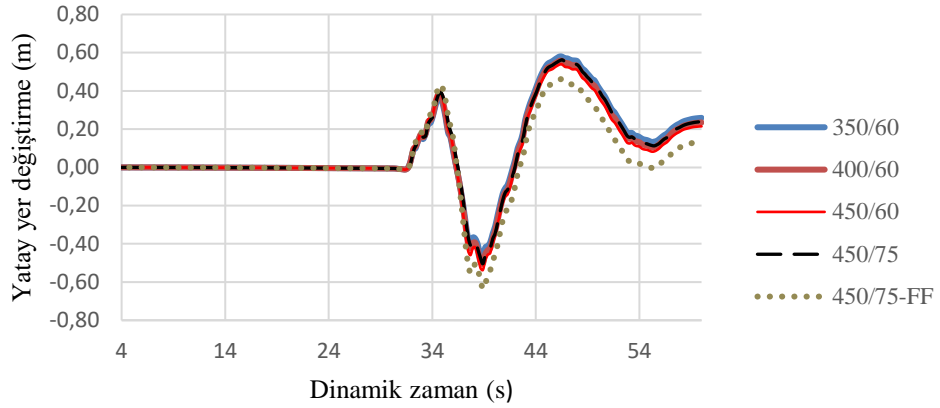


Şekil 4.24. Plaxis-2016 yazılımında uygulanan 1999 Kocaeli Depremi ana şok D-B kaydına ait (PEER veri tabanı) hesaplanan ana kaya ivme-zaman grafiği (Shake2000)

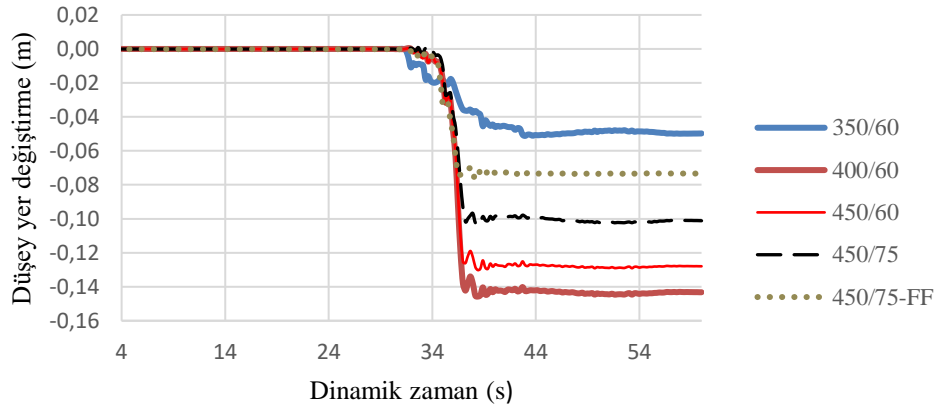
İncelenen yapı-zemin sistemine ait Plaxis-2016 yazılımında farklı geometride modeller oluşturularak 400/60, 350/60, 450/60, 450/75 deneme çözümleri yapılmış ve uygulanacak model seçimi gerçekleştirilmiştir. Şekil 4.23.'te verilmiş olan noktalarda elde edilen en büyük ivme değerleri ile aynı noktalarda hareket sonlandığı anda oluşan yatay ve düşey yer değiştirme (u_x , u_y) ile aşırı boşluk suyu basıncı (Δu) değerleri Tablo 4.10.'da toplu halde sunulmuştur.

Şekil 4.25.'de ise farklı geometrilere elde edilmiş olan, A noktası (en büyük deplasmanın olduğu bina üst köşesi) u_x , u_y değerleri ile K noktası (en büyük deplasmanın olduğu bina köşesinin temelinin 0.40 m altı) Δu değerleri karşılaştırma yapılabilmesi amacı ile grafik şeklinde verilmiştir. Yapılan bu çalışmalar sonucunda yatay ve düşey yer değiştirmede seçilen modellerde zemin geometrisinin etkili olmadığı yalnızca free field sınır koşulunda yatay yer değiştirmede daha düşük değerler elde edildiği, Δu değerlerinde ise tüm modellerde seçilen noktalarda sonlu eleman ağındaki konumlarına göre farklı sonuçlar elde edildiği görülmüştür.

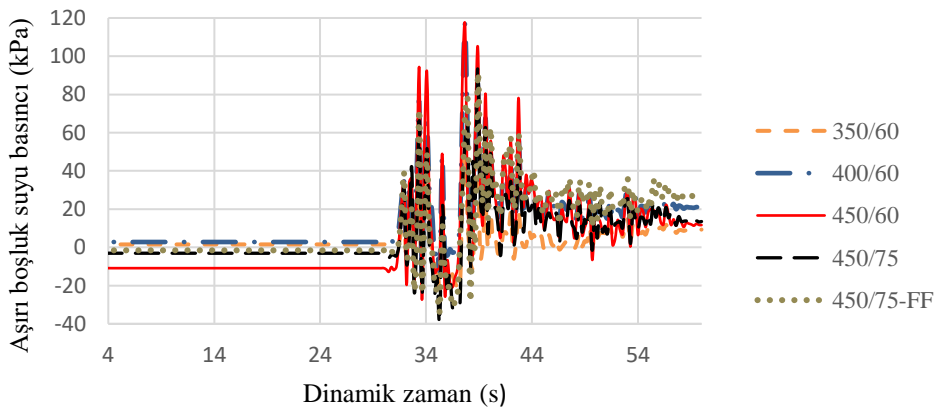
Bu farklı sonuçların bir kısmının ağ oluşumundaki gerilme noktalarının bire bir aynı seçilememesinden doğduğu düşünülmüştür. Ayrıca orta ve sıkı ağ da karşılaştırılmıştır. Arada önemli bir fark olmaması nedeniyle çözümde zaman kazanma açısından orta ağ seçimi ile devam edilecektir. Hem elde edilen sonuçların diğerleri ile yakınlığı hem de sınırlardaki yansımanın önlenmesi de dikkate alındığından, çalışmaya 450x75 m geometrik boyutu ve viskoz sınırlar ile devam edilmesine karar verilmiştir.



a) Farklı geometrilerde A (bina üst köşe) noktasında oluşan yatay yer değiştirme

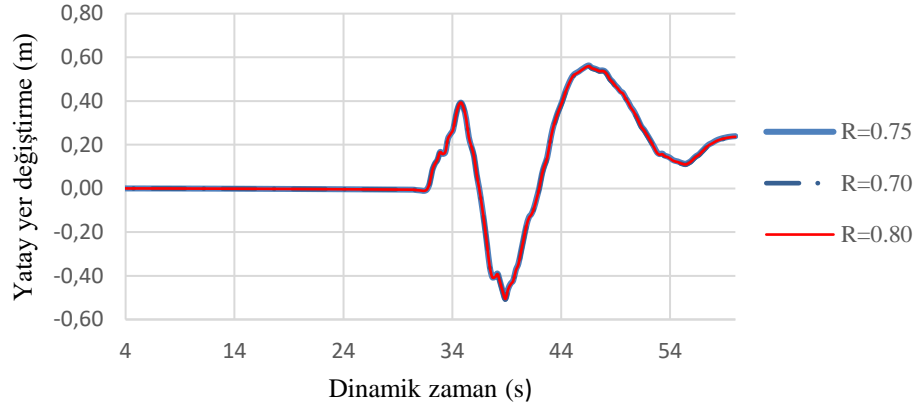


b) Farklı geometrilerde A (bina üst köşe) noktasında zemindeki düşey yer değiştirme nedeni ile oluşan oturma

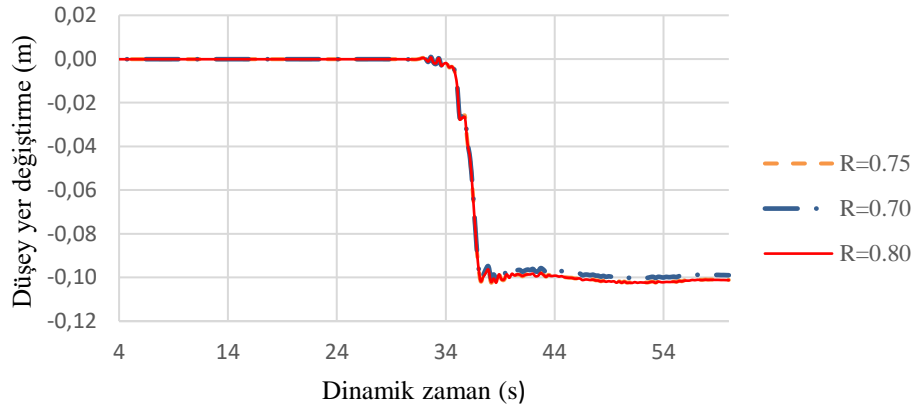


c) Farklı geometrilerde K (temelin 40 cm altı A noktası izdüşümü) noktasında zemindeki aşırı boşluk suyu basıncı

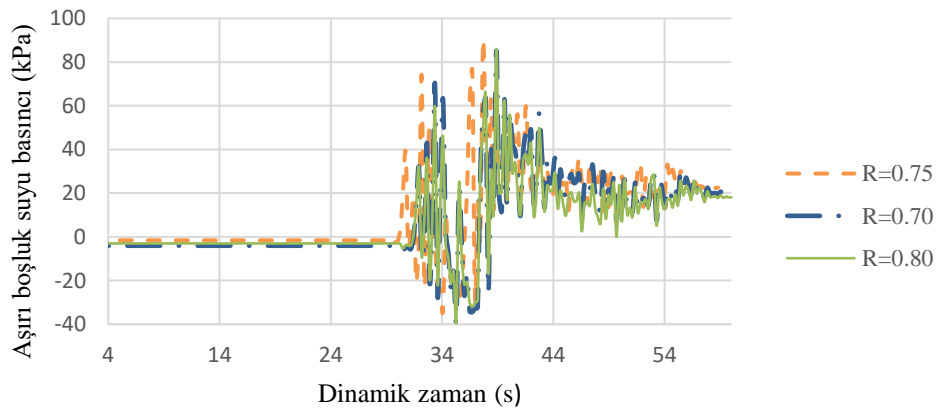
şekil 4.25. 1999 Kocaeli Depremi SKR istasyonu ana şok D-B kaydı (PEER veri tabanı) Plaxis-2016 yazılımında oluşturulan modele uygulanması sonucu seçilen noktalarda oluşan yer değiştirme ve aşırı boşluk suyu basıncı değerleri (farklı geometri)



a) Farklı ara yüzey katsayılarında (0.70/0.75/0.80) A (bina üst köşe) noktasında oluşan yatay yer değiştirme



b) Farklı ara yüzey katsayılarında (0.70/0.75/0.80) zemindeki düşey yer değiştirme nedeniyle A (bina üst köşe) noktasında oluşan oturma

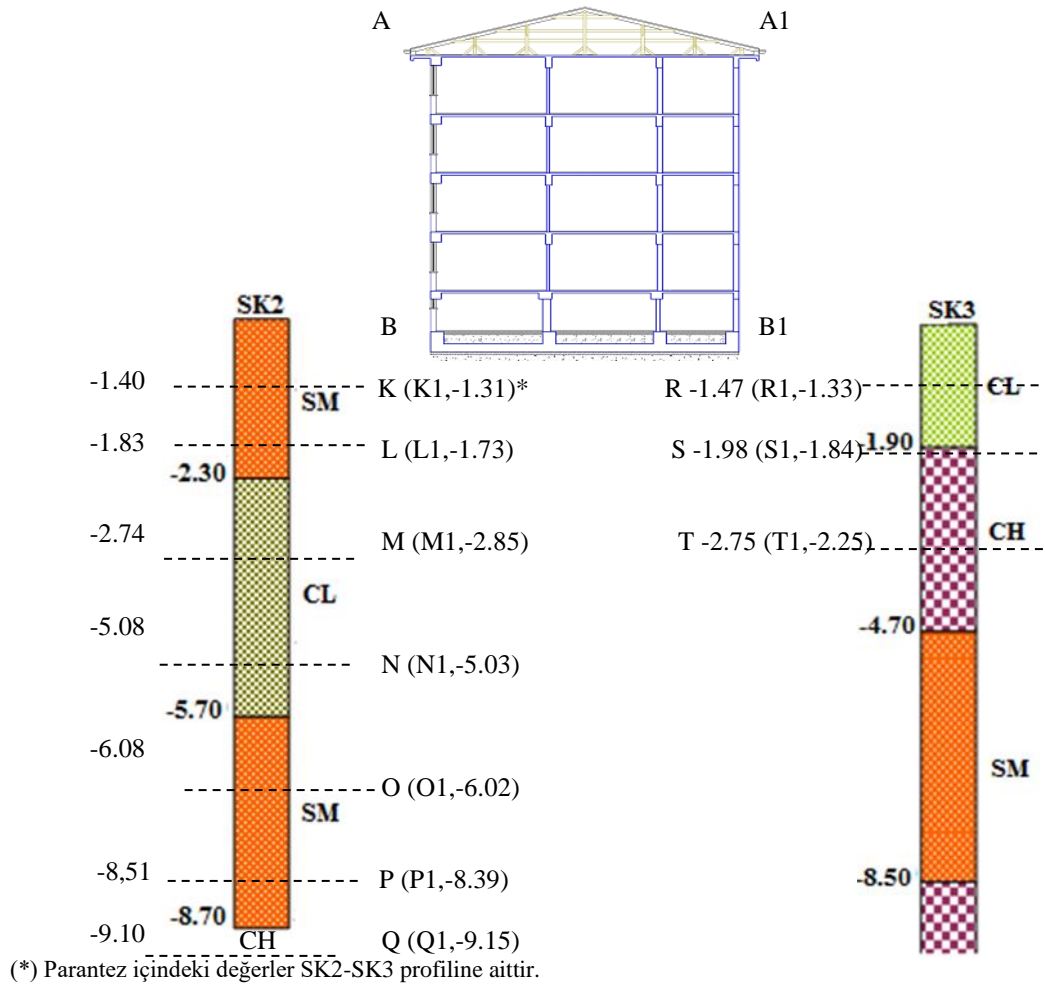


c) Farklı ara yüzey katsayılarında (0.70/0.75/0.0) K noktasında (A noktasının izdüşümü, temelin 40 cm altı) oluşan aşırı boşluk suyu basıncı

şekil 4.26. 1999 Kocaeli Depremi SKR istasyonu ana şok D-B kaydı (PEER veri tabanı) Plaxis-2016 yazılımında oluşturulan modele uygulanması sonucu seçilen noktalarda oluşan yer değiştirme ve aşırı boşluk suyu basıncı değerleri (farklı ara yüzey katsayıları)

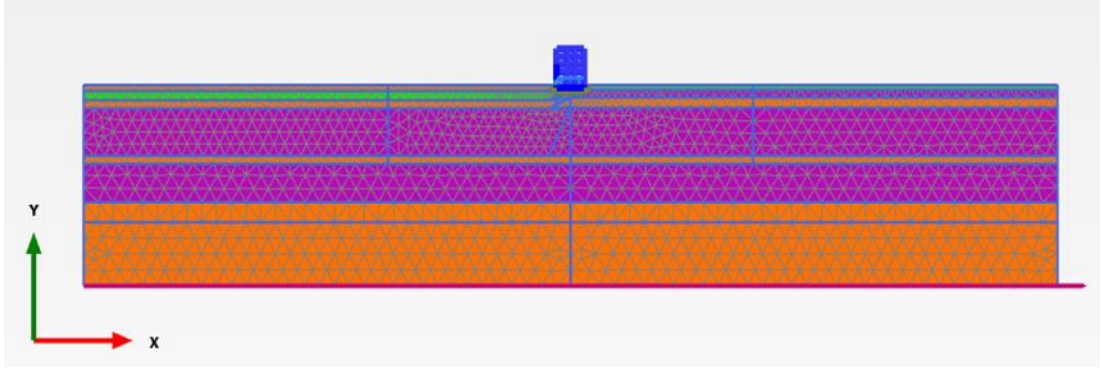
Bu aşamaya kadar olan uygulamalarda $R_{arayüzey}=0.75$ değerinde alınmış olan azaltma faktörü bundan sonraki uygulamalarda 0.8 ve 0.7 değerlerinde denenmiştir (Tablo 4.11. ve Şekil 4.25.). Sonuçlar değerlendirildiğinde yalnızca boşluk suyu basıncında $R_{arayüzey}=0.80$ seçeneğinde diğer modellerden daha düşük değerler elde edilmiştir. Diğer sonuçların aralarında küçük farklılıklar olduğu, zeminin ilk tabakasının siltli kum olduğu da dikkate alınarak sonraki çözümlere $R_{arayüzey}=0.75$ katsayısı ile devam etmenin daha doğru sonuçlar alınmasına katkı sağlayacağı düşünülmüştür.

Sonuçları karşılaştırabilme amacı ile (3) nolu yapı bir de kısa kenarı esas alınarak, 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı PEER veri tabanındaki kayıtların ana kayada hesaplanmış olan değerleri uygulanmıştır. Bu uygulamada yapının yalnızca SK2 profili üzerinde olması ve SK2/SK3 profilleri üzerinde olması durumunda iki model de çözülmüştür.



Şekil 4.27. Plaxis-2016 yazılımında incelenen yapının kısa kenarı ve seçilen noktalar

Şekil 4.27.'de sonuçların değerlendirilmesi için seçilmiş olan noktalar, Şekil 4.28.'de de modelin genel görünümü verilmiştir.



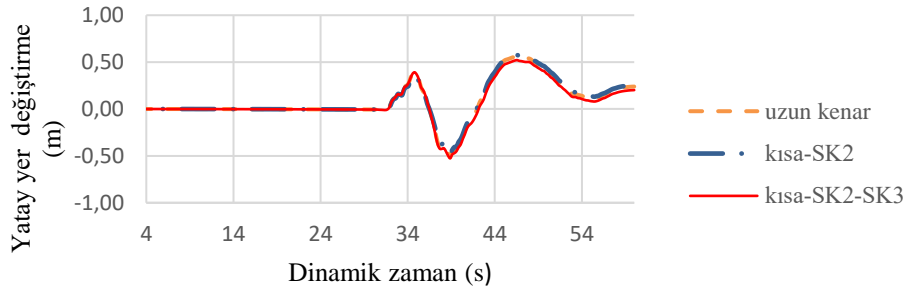
Şekil 4.28. Plaxis-2016 yazılımında SK2, SK3 zemin profilleri üzerinde (3) nolu yapı ve sonlu eleman ağı

Tablo 4.12. Plaxis-2016 yazılımında (3) nolu yapı uzun kenar ve kısa kenar esas alınması halinde elde edilen sonuçlar

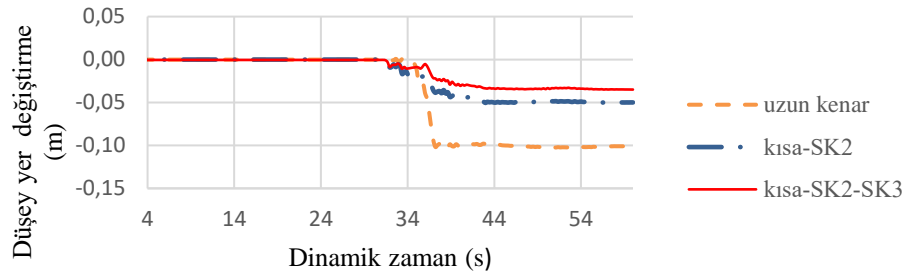
Sıra No	Geometrik boyut (m)	Yer değiştirme (cm)									
		A		B		A1		B1			
		u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y		
1	SK2	25.3	-5.0	22.0	-5.0	25.3	-	22.0	-		
2	SK2/SK3	20.2	-3.5	16.2	-3.5	20.2	-	16.2	-		
3	UZUN KENAR	23.9	-	20.6	-						
			10.1		10.1						
Aşırı boşluk suyu basıncı (kPa)											
		K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
1	SK2	27	35	34	38	8	-20	16	45	53	25
2	SK2/SK3	28	28	24	33	8	1	1	-3	-17	39
3	UZUN KENAR	14	39	12	31	29	20	32			

Tablo 4.12.'deki sonuçlara göre her iki çözüm ve uzun kenar çözümüne ait değerler bina üst köşesi A ve A noktası izdüşümü temelin 0.40 m altı K noktaları için Şekil 4.29.'da sunulmuştur.

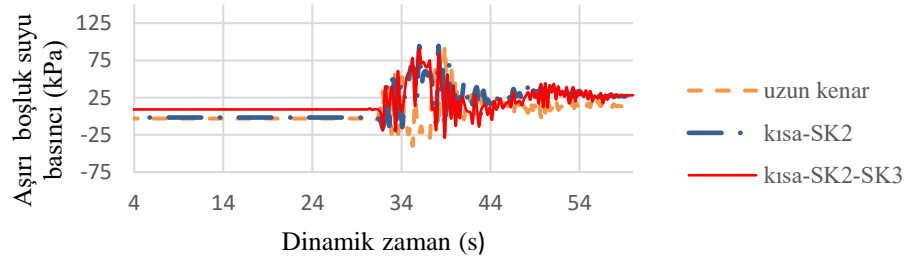
Elde edilen sonuçlar incelenmiş ve ayrıca SK3 sondajının binanın arka köşesinde yapılmış olduğu ve üç nolu yapıyı hangi oranda etkilediği bilinemediğinden, hesaplamaların en son karşılaştırılmasında yalnızca SK2 profilinin olduğu model kullanılmıştır.



a) Farklı modellerde A (bina üst köşe) noktasında oluşan yatay yer değiştirme



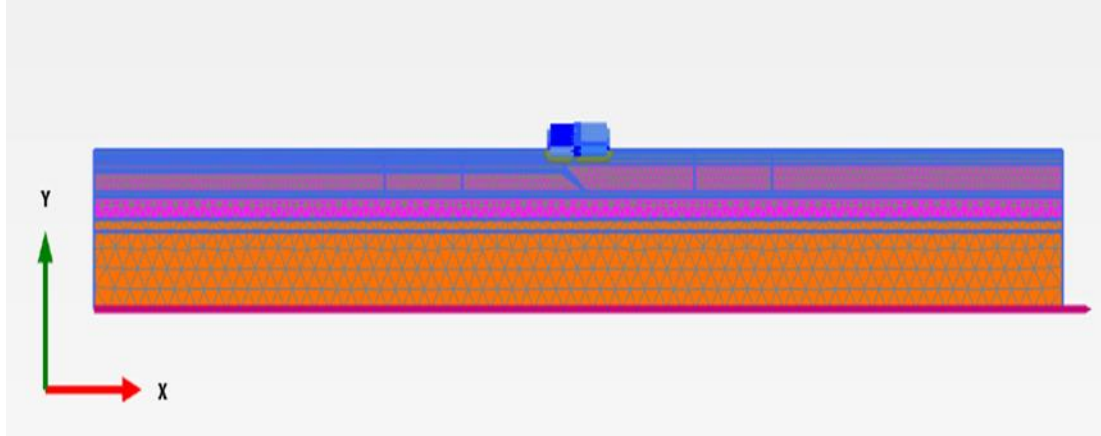
b) Farklı modellerde A (bina üst köşe) noktasında zemindeki düşey yer değiştirme nedeni ile oluşan oturma



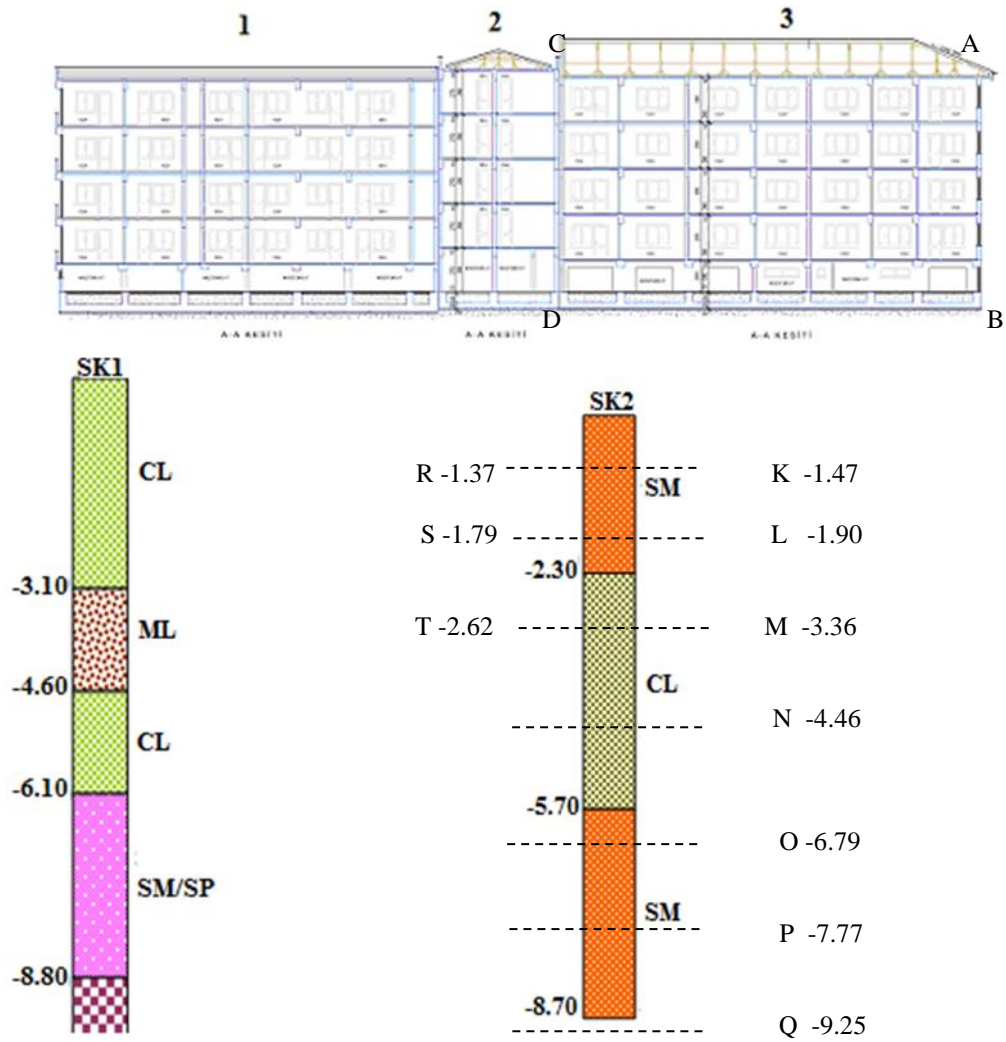
c) Farklı geometrilerde K (temelin 40 cm altı A noktası izdüşümü) noktasında zemindeki aşırı bsb

Şekil 4.29. 1999 Kocaeli Depremi SKR istasyonu ana şok D-B kaydı (PEER veri tabanı) Plaxis-2016 yazılımında oluşturulan farklı modellere uygulanması sonucu seçilen noktalarda oluşan yer değiştirme ve aşırı boşluk suyu basıncı değerleri

Gerçekte üç yapı bitişik nizam olarak yer almakta olduğundan, Plaxis-2016 yazılımında bir de bu model oluşturularak aynı deprem kaydı uygulaması ile çözüm yapılmıştır (Şekil 4.30.). Bu modelde de daha önce ayrıntılı şekilde anlatılmış olan sınır şartları, sonlu eleman boyları ile Rayleigh sönüm katsayıları hesaplanması ve yapı elemanlarının dönüştürülmesi işlemleri uygulanmıştır. $R_{arayüzey}=0.75$ olarak uygulanmıştır. Uygulama yine birinci model SK2 profili ile ve ikinci model SK1/SK2 profilleri dikkate alınarak, iki model halinde gerçekleştirilmiştir.



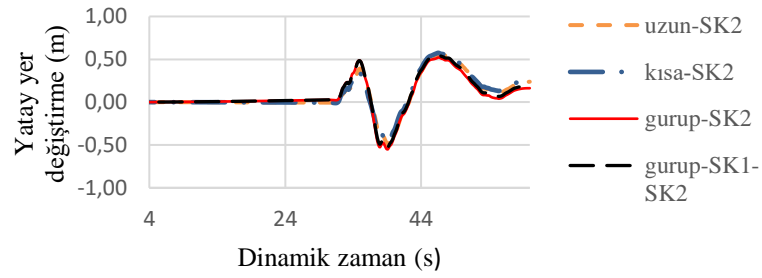
Şekil 4.30. Plaxis-2016 yazılımında SK1, SK2 zemin profilleri üzerinde (1), (2), (3) nolu yapılar ve sonlu eleman ağı



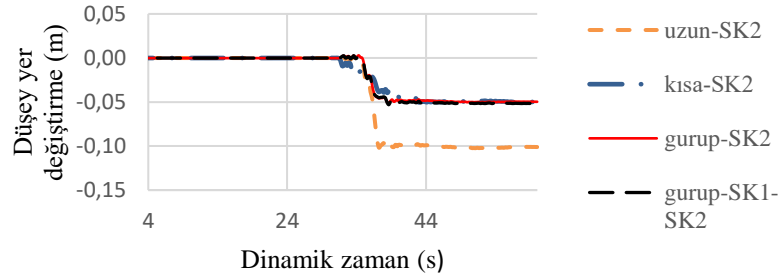
Şekil 4.31. Plaxis-2016 yazılımında veri gurubu modeli için seçilen noktalar

Tablo 4.13. Plaxis-2016 yazılımında veri gurubu çözümü

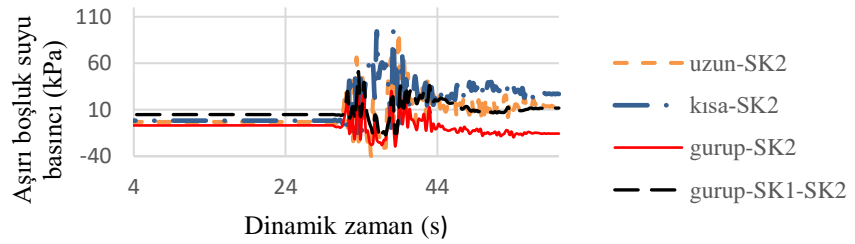
SIRA NO	GEOMETRİK BOYUT (m)	Yer değiştirme (cm)									
		A		B		C		D			
		u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y		
1	SK2	16.3	-5.0	17.5	-5.0	16.3	-	17.5	-		
3	SK1/SK2	18.9	-5.2	20.0	-5.2	18.9	-	20.0	-		
4	UZUN KENAR	23.9	-	20.6	-						
5	KISA KENAR	25.3	-5.0	22.0	-5.0						
		Aşırı boşluk suyu basıncı (kPa)									
		K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
1	SK2	-16	0	11	12	-14	-	15	-	-	-
2	SK1/SK2	12	29	-1	18	-14	-	15	-	-	-
3	UZUN KENAR	14	39	12	31	29	20	32			
4	KISA KENAR	27	35	34	38	8	-	16			



a) Yatay yer değiştirme (A-bina üst köşesi)



b) Düşey yer değiştirme (A-bina üst köşesi)



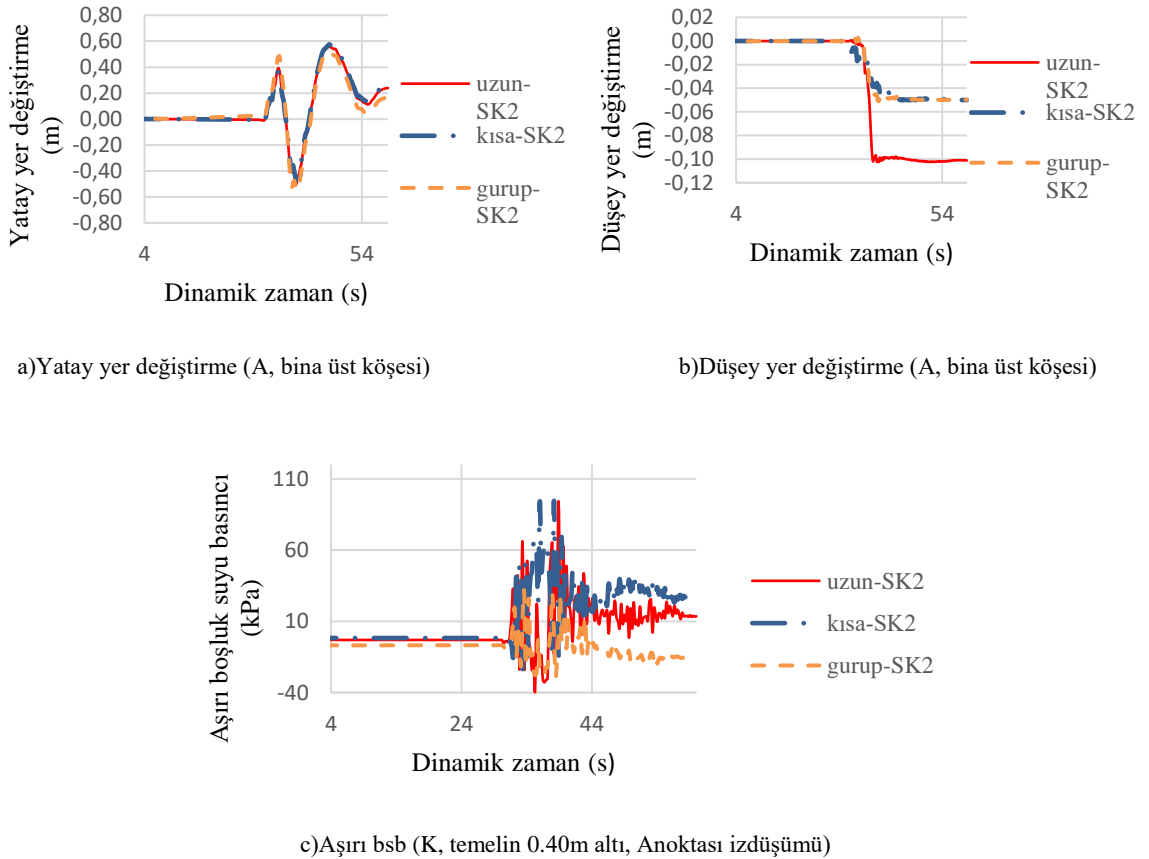
c) Aşırı boşluk suyu basıncı (K- temelin 0.40 m altı, A noktası izdüşümü)

Şekil 4.32. Plaxis-2016 yazılımında veri gurubu çözümü

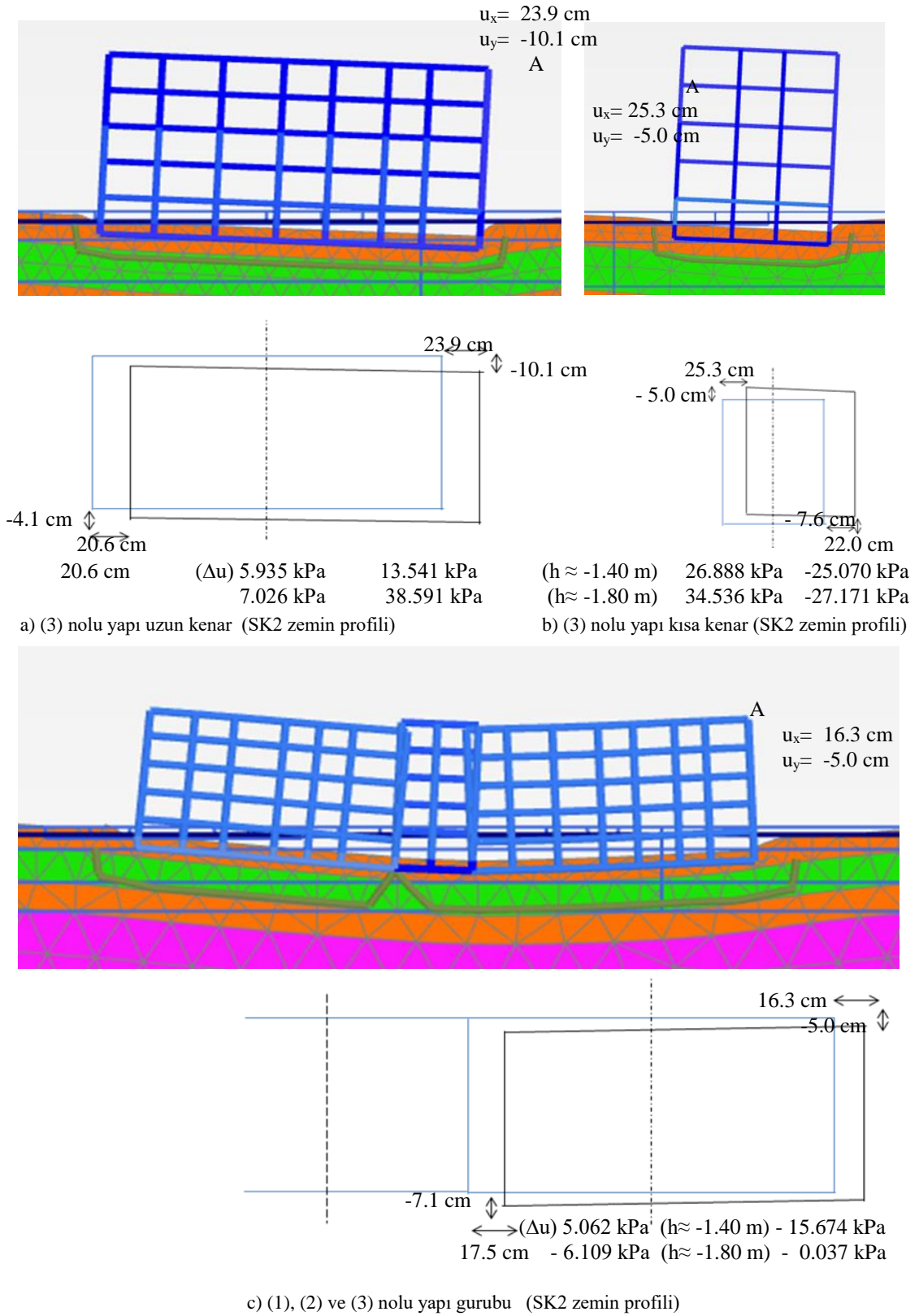
İncelenen üç nolu yapı gerçekte bitişik nizam olarak yer aldığından, Plaxis-2016 yazılımında veri gurubu olarak modellenerek çözülmüştür. Çözümün sonuçları Tablo 4.13. ve Şekil 4.32.'de özetlenmiştir. Burada da yalnızca SK2 profili ile yapılan çözümler kısa ve uzun kenarın esas alındığı model sonuçları ile SK1/SK2 profili ile yapılan çözümlerden daha iyi uyum sağlamıştır.

4.4. Plaxis-2016 Yazılımı İle Yer Değiştirmeler

1999 Kocaeli Depreminde deplasmanı incelenen (3) nolu yapı, değişik modeller içinde Plaxis-2016 yazılımı dinamik modülü ile çözümlenmiştir. Bu modellerden değerlendirmeye esas alınan üç modele ait yer değiştirmeler ve oluşan boşluk suyu basıncı değerleri bir arada karşılaştırılmıştır (Şekil 4.33.). İncelenen (3) nolu yapı SK2 zemin profili üzerinde olup, yalnızca bu profil ile olan çözümlerde alınan sonuçlar gerçeğe daha yakın olduğundan, değerlendirme bu sonuçlara göre yapılmıştır.



Şekil 4.33. Plaxis-2016 yazılımında oluşturulan modellerde yer değiştirme ve aşırı boşluk suyu basıncı değeri



Şekil 4.34. Plaxis-2016 yazılımında 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydının (PEER veri tabanı) incelenen (3) nolu yapıya ve yapı gurubuna uygulanması sonucu oluşan yapı yatay yer değiştirmesi ve oturma

İncelenen veri gurubunda 1999 Kocaeli Depreminde en çok hasarı (3) nolu yapı görmüş olduğundan, yer değiştirmelerin karşılaştırılması esnasında bu yapıya ait “A” noktası esas alınmıştır. Şekil 4.33.’de grafik sunumu verilmiş olan yapı üst köşesine ait yer değiştirmeler Şekil 4.34.’de verilmiştir.

Şekil 4.34.’de yapı üst köşesinde oluşan yatay yer değiştirmenin yapı tekil olarak ele alındığında uzun ya da kısa kenar olarak alınmasının matematiksel olarak önemli bir fark oluşturmadığı yapılar bitişik olarak incelendiğinde ise yatay yer değiştirme değerinin azaldığı ancak (1) ve (2) nolu yapıların da hareket ettiği görülmüştür. Yapılar bitişik olarak incelendiğinde ise yapıların çarpışmasının da etkisi ile sonuç farklılaşmıştır. Düşey yer değiştirme yönünden incelendiğinde ise kısa kenar ve bitişik modelde (3) nolu yapıda aynı matematiksel değer elde edildiği, buna karşılık her üç modelde de oturma yönünün farklı olduğu sonucu ortaya çıkmıştır. Aşırı boşluk suyu basıncı değerleri açısından yapılmış olan değerlendirmede ise uzun ve kısa kenarlı modellerde A noktası altında birbirine yakın sonuçlar meydana gelmiştir.

Plaxis-2016 yazılımı ile çözümün bu aşamasında SK2 zemin profili ve (3) nolu yapı modelinde “User-defined soil model (kullanıcı tanımlı zemin modeli) (UDSM)” seçeneği de değerlendirilmiştir. Bu seçenekte killi tabakalar için General Hardening Soil (GHS), kumlu tabakalar için ise UBC-SAND modelleri önerilmiştir.

- UDSM(UBC-SAND) malzeme modeli parametreleri (Plaxis)

ϕ_{cv}	Sürtünme açısı (Constant volume friction angle)	[⁰]
ϕ_p	Pik sürtünme açısı (Peak friction angle)	[⁰]
c	Kohezyon	[kPa]
K_G^e	Elastik kayma modülü	[kPa]
K_G^p	Elastik plastik modül	[kPa]
K_B^e	Elastik bulk modülü	[kPa]
ne	Elastik kayma modülü indisi (kabul edilen 0.5)	[-]
me	Elastik bulk modülü indisi (kabul edilen 0.5)	[-]

np	Plastik kayma modülü indisi (kabul edilen 0.5)	[-]
R_f	Yenilme oranı (kabul edilen 0.9)	[-]
P_A	Atmosfer basıncı (standard değer 100)	[kPa]
σ_t	Gerilme kesme noktası (Tension cut-off) (kabul edilen 0)	[kPa]
fac_{hard}	Sıkılaştırma faktörü (Densification factor) (kabul edilen 1)	[-]
N_{160}	SPT değeri	[-]
fac_{post}	Sıvılaşma sonrası faktörü (Post liquefaction factor) (kabul edilen 0.2-1)	[-]

- UDSM-GHS malzeme modeli parametreleri (HSsmall modeline ilaveten)

Gerilmeye bağlı rijitlik:

“0” Zemin rijitliği referans rijitliğe bağlı olarak hesaplama süresince sabit.

“1” Zemin rijitliği faz süresince sabit, fakat hesaplama fazının başlangıcındaki gerilmeye bağlı

“2” Zemin rijitliği seçilen gerilmeye bağlı formüle göre her hesaplama adımında güncelleniyor.

Birim şekil değiştirmeye bağlı rijitlik:

“0” Aktif olmayan.

“1” HSsmall model için aktif.

Plastisite modeli :

“0” Mohr Coulomb,

“1” Shear hardening ve Mohr Coulomb.

“2” Cap hardening ve Mohr Coulomb.

“4” Cap ve shear hardening+Mohr Coulomb.

Gerilmeye bağlı formül:

$$\text{“0” } E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left[\frac{\sigma_3 + c \cdot \cot \phi}{\sigma_{ref} + \cot \phi} \right]^m \quad (4.27)$$

(HSsmall modelde olduğu gibi σ_3 parametrelerine bağlı gerilme.)

$$\text{“1” } E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left[\frac{(\sigma_3 + p_a) / 2}{p^{ref}} \right]^m \quad (4.28)$$

(σ_3 ve önkonsolidasyon basıncına bağlı gerilme.)

$$\text{“2” } E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left[\frac{(p' + p_a) / 2}{p^{ref}} \right]^m \quad (4.29)$$

(Ortalama efektif gerilme ve önkonsolidasyon basıncına bağlı gerilme)

SK2 zemin profili için Tablo 4.7.'de verilmiş olan parametreler killi tabakalarda GHS modeli için de kullanılmıştır. Yine GHS modelinin diğer parametreleri için yukarıda anlatılmış olanlardan seçilmiştir.

Kohezyonsuz zeminlere ait parametreler ise Denklem 4.30-4.34' e göre hesaplanarak Tablo 4.14.'de özetlenmiştir.

$$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \max \left(0; \frac{(N_1)_{60} - 15}{5} \right) \quad (4.30)$$

$$K_G^e = 21.7 \times 20 \times (N_1)_{60}^{0.333} \quad (4.31)$$

$$K_G^p = K_G^e \times (N_1)_{60}^2 \times 0.003 + 100 \quad (4.32)$$

$$K_B^e = 0.7 K_G^e \quad (4.33)$$

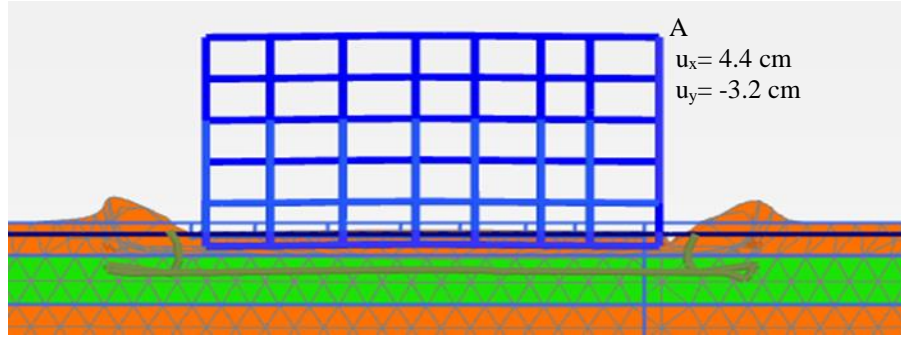
$$R_f = 1.1 \times (N_1)_{60}^{-0.15} \quad (4.34)$$

Tablo 4.14. Plaxis-2016 yazılımı UBC-SAND modelde malzeme parametreleri

	ϕ_{cv}	$(N_1)_{60}$	ϕ_p	K_G^e	K_G^p	K_B^e	R_f
SM4	29.5	7	0.7	30.2	829.67	221.96	0.82
SM3	35	52	5.2	47.6	1617.78	13223.41	0.61
SM2	38	36	3.6	45.8	1431.33	5664.99	0.64
SM1B	40	27	2.7	45.1	1300.57	2944.35	0.67
SM1A	40	38	3.8	48.4	1457.33	6413.15	0.64

Yapılan çözüm sonrasında (3) nolu yapı deplasmanı Şekil 4.35.'te gösterilmiştir. Söz konusu şekil incelendiğinde, yapının gerçekteki gibi düşük değerde uniform yatay ve düşey deplasmana maruz kaldığı ve kenarlarından kum çıktığı görülmüştür. Yapının

diğer köşelerindeki yatay ve düşey deplasman A noktası ile aynı değerde oluşmuştur. Tablo 4.15.'de A noktası deplasmanları ile A noktası izdüşümündeki aşırı boşluk suyu basıncı değerleri özetlenmiştir.

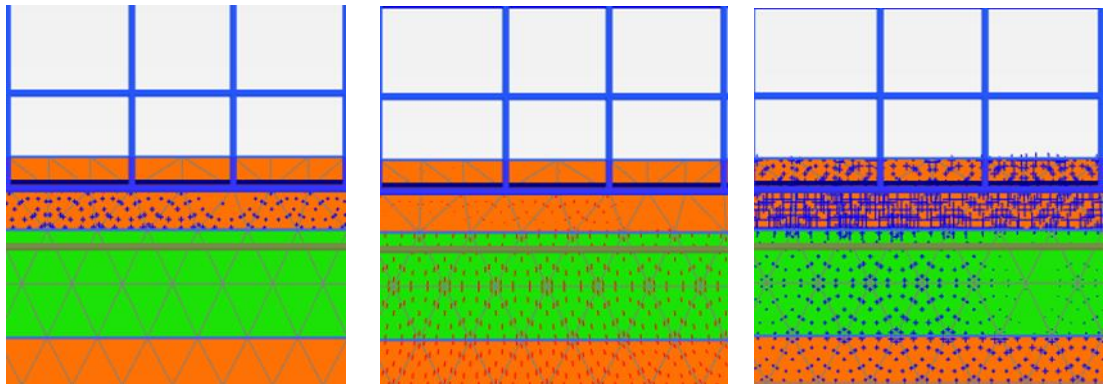


Şekil 4.35. Plaxis-2016 yazılımı UDSM (GHS/UBC-SAND) modelde (3) nolu yapı deplasmanı

Tablo 4.15. Plaxis-2016 yazılımı UDSM modelde (3) nolu yapı ve SK2 profili ile yapılan çözüm sonucu

		YER DEĞİŞTİRME (cm)									
		A		B		C		D			
		u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y	u_x	u_y		
		4.4	-3.2	4.4	-3.2	4.4	-3.2	4.4	-3.2		
NOKTA		K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
Δu	(kPa)	-16	0	11	12	-14	-16	15	-28	-21	-12

SK2 zemin profilinde 0.00 ile -2.30 m arasındaki SM tabakasında yapının altında kalan bölüme ait aşırı boşluk suyu basıncı, efektif gerilme, boşluk suyu basıncı oranı (r_u) değerlerine ait Plaxis yazılımındaki çözüm sonucu Şekil 4.36.'da verilmiştir.



a) Aşırı boşluk suyu basıncı

b) Efektif gerilme

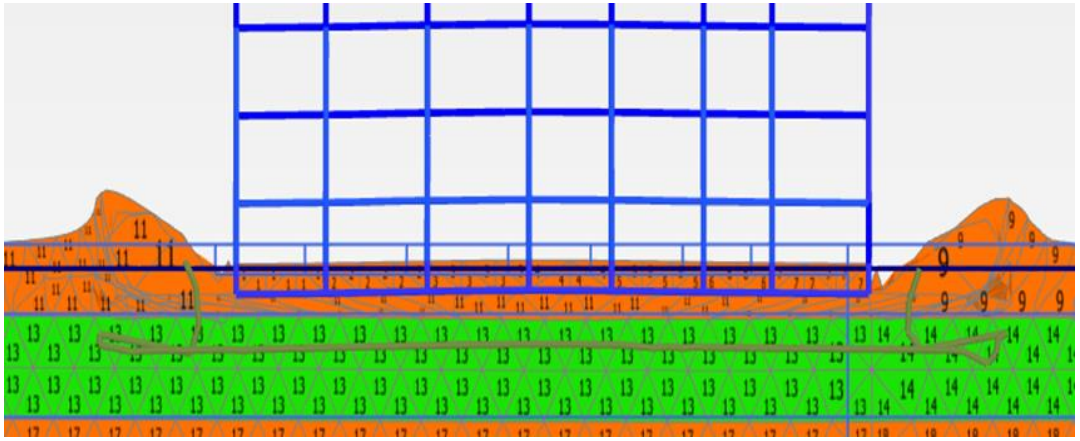
c) Boşluk suyu basıncı oranı

Şekil 4.36. Plaxis-2016 yazılımı UDSM modelde (3) nolu yapı ve SK2 zemin profili ile yapılan çözüm sonuçları

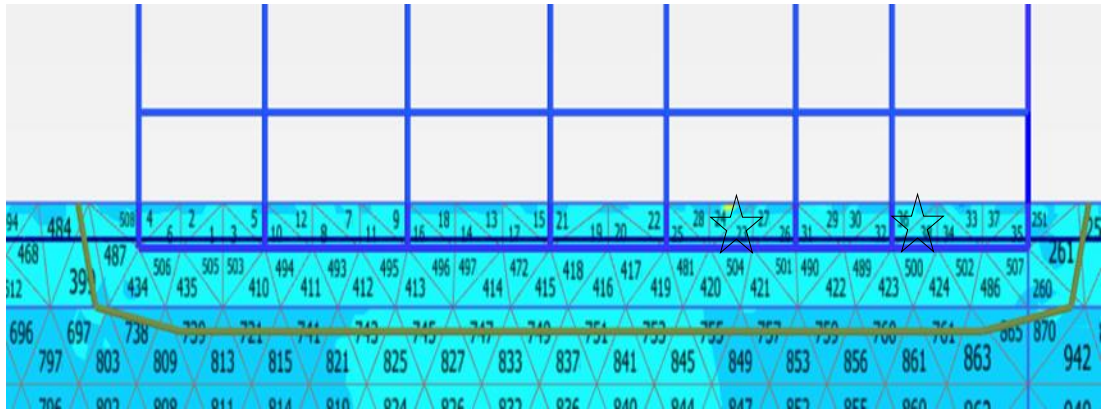
Ayrıca Plaxis yazılımı dökümantasyonunda Denklem 4.35 ile verilmiş olan boşluk suyu basıncı oranı 1 değerine eşit olduğunda ilişkili tabakanın tümüyle sıvılaştığı, $r_u > 0.7$ olduğunda ise sıvılaşma durumunda olduğu belirtilmiştir (Beatty ve Perlea, 2011).

$$r_u = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (4.35)$$

Bu bilgi ışığında, yapılmış olan çözüm sonucu incelenmiştir. Şekil 4.37.'de hücre numaraları, Şekil 4.38.'de ise eleman numaraları görülmektedir. Tablo 4.16.'da örnek olarak seçilmiş olan 500 ve 504 nolu elemanlara ait nokta koordinatları ile bu noktalarındaki r_u değerleri verilmiştir.



Şekil 4.37. Plaxis-2016 yazılımı UDSM model ile çözümden (3) nolu yapı altındaki SM tabakasına ait hücre numaraları

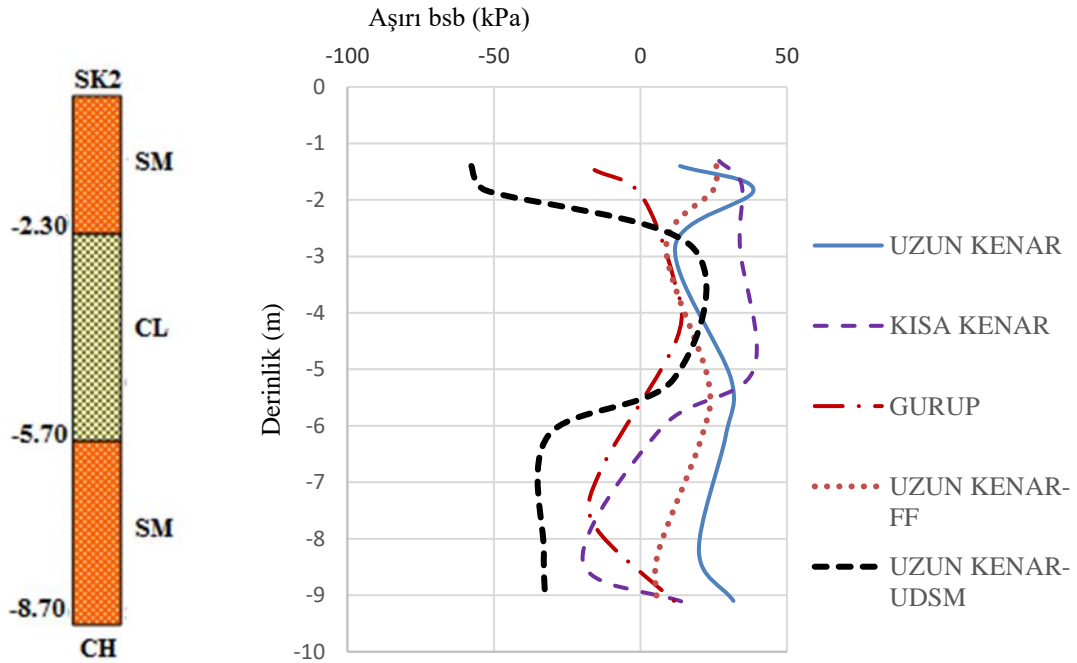


Şekil 4.38. Plaxis-2016 yazılımı UDSM model ile çözümden (3) nolu yapı altındaki SM tabakasına ait eleman numaraları ve seçilen elemanlar

Tablo 4.16. Plaxis-2016 yazılımında seçilen noktalarda boşluk suyu basıncı oranı değerleri

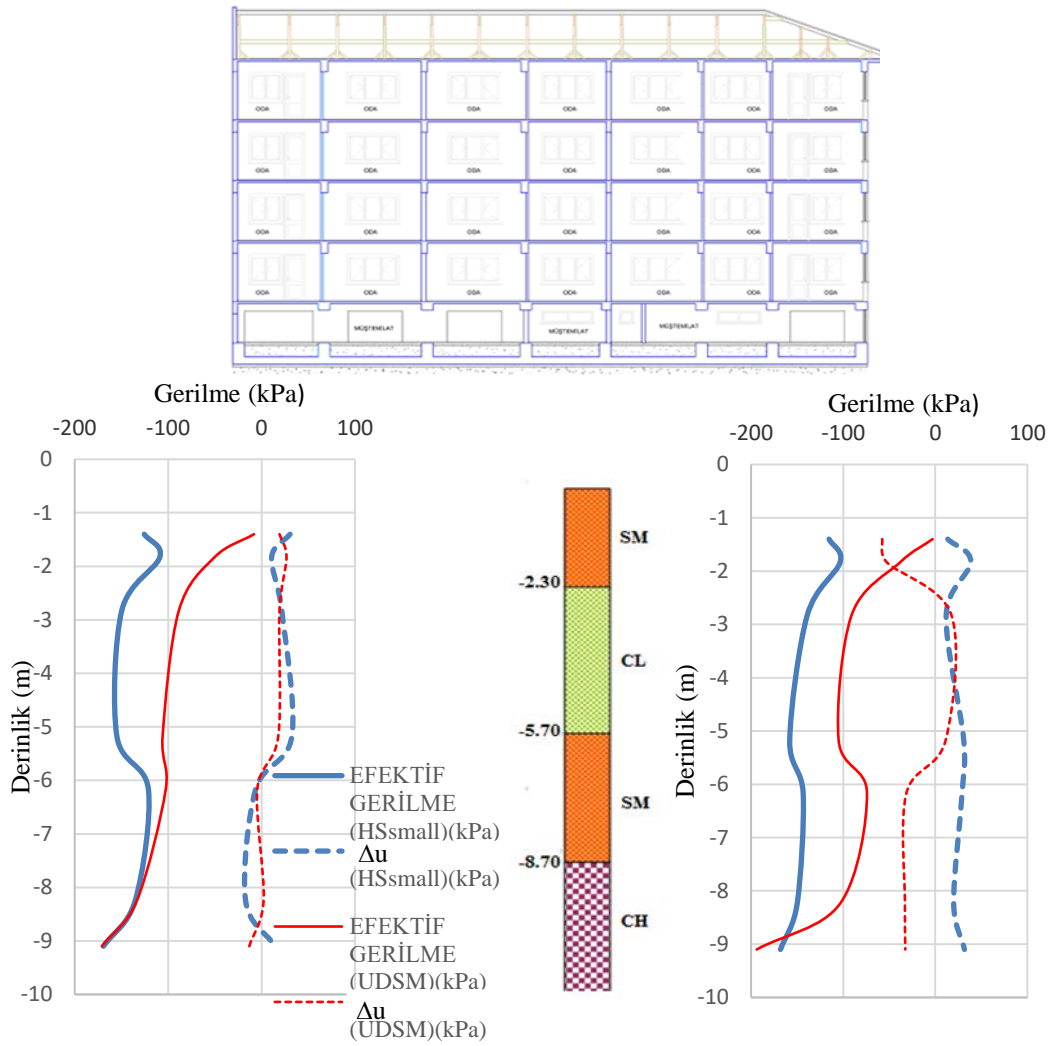
Elm. no	Nokta no	X (m)	Y (m)	r_u	Elm. no	Nokta no	X (m)	Y (m)	r_u
500	5989	235.53	-1.08	0.68	504	6037	228.94	-1.08	0.91
	5990	234.43	-1.08	0.69		6038	229.70	-2.14	0.86
	5991	234.94	-2.14	0.69		6039	229.99	-1.08	0.90
	5992	235.14	-1.32	0.72		6040	229.36	-1.32	0.90
	5993	234.80	-1.32	0.73		6041	229.59	-1.65	0.89
	5994	234.96	-1.65	0.72		6042	229.68	-1.32	0.90
	5995	235.20	-1.07	0.68		6043	229.16	-1.40	0.90
	5996	234.76	-1.07	0.69		6044	229.46	-1.83	0.91
	5997	234.57	-1.40	0.75		6045	229.80	-1.83	0.90
	5998	234.78	-1.83	0.76		6046	229.92	-1.40	0.88
	5999	235.13	-1.83	0.74		6047	229.68	-1.07	0.90
	6000	235.37	-1.40	0.71		6048	229.25	-1.07	0.90

Tablo 4.16. incelendiğinde, yapı altındaki SM tabakasının sıvılaştığı görülmektedir. Plaxis-2016 yazılımındaki bu çözümde free-field sınırlarla çözüm zemin profilindeki fazla sayıdaki tabakalaşmadan dolayı gerçekleştirilememiş olup, viskoz sınırlarla çözüm yapılmıştır.



Şekil 4.39. Plaxis-2016 yazılımında SK2 zemin profilinde oluşturulan beş model için (3) nolu yapı üst köşesi A noktası izdüşümü temel altı aşırı boşluk suyu basıncının derinlikle değişimi

Bu araştırma için seçilmiş olan veri gurubunda en çok hasar görmüş olan (3) nolu yapının grup içindeki konumları ile ilgili olarak Plaxis-2016 yazılımında oluşturulmuş olan beş ayrı modelde, yapının üst köşesi A noktasının izdüşümünde temel altında oluşan aşırı boşluk suyu basıncının derinlikle değişimi Şekil 4.39.'da gösterilmiştir. (3) nolu yapının A noktası izdüşümünde uzun ve kısa kenarlı SK2 profili üzerindeki modellerde SM tabakasında HSsmall modelde pozitif aşırı boşluk suyu basıncı değeri oluştuğu görülmüştür.



Şekil 4.40. Plaxis-2016 yazılımında SK2 zemin profilinde oluşturulan model için HSsmall ve UDSM modellerinde (3) nolu yapı üst köşesi A ve C noktaları izdüşümü temel altı efektif gerilme ve Δu değişimi

Plaxis-2016 yazılımı ile buraya kadar yapılmış olan çalışmaların ışığında son değerlendirme, SK2 zemin profili ve üzerindeki (3) nolu yapı uzun kenarı modeli ile yapılmıştır (Şekil 4.40.).

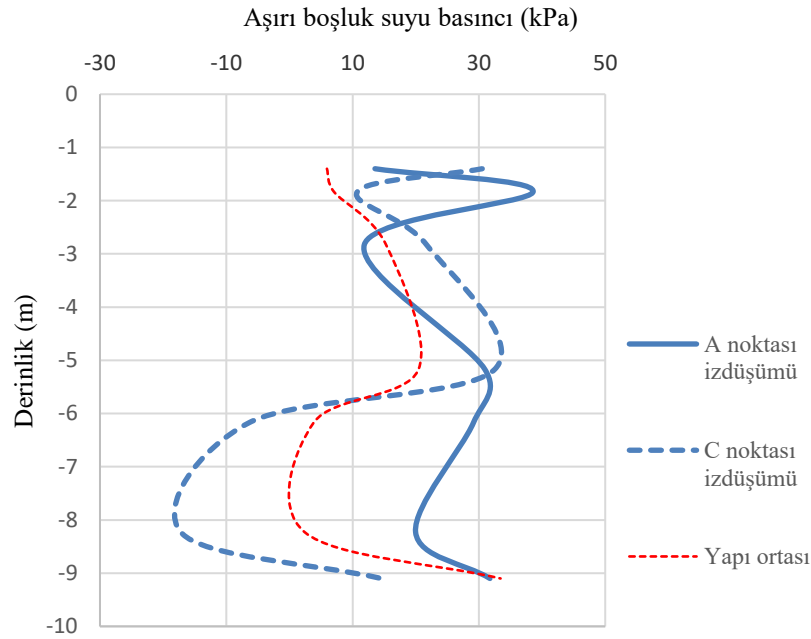
Doygun kohezyonsuz zeminde drenaj imkanı olmadığından, hacim değiştirme eğilimi boşluk suyu basıncı değişimine yol açmaktadır. Zemin hacim genişlemesi davranışı gösterdiğinde negatif boşluk suyu basıncı oluşacak ve mukavemeti artacaktır. Buna karşın hacim azalması davranışında ise gelişen pozitif boşluk suyu basıncı zemin mukavemetinin azalmasına eşlik edecektir (Silver ve Seed, 1969). İncelenen modelde de bina köşelerinde pozitif aşırı boşluk suyu basıncı değerleri oluşmuş ve bu da zeminin mukavemetini düşürerek yer değiştirmelerin oluşmasına yol açmıştır.

Yoshimi ve Tokimatsu, 1977; gerçekleştirdikleri sarsma tablası deneyleri ile model yapının merkezindeki boşluk suyu basıncı oranının (başlangıç efektif gerilme ile) yapı ağırlaştıkça azaldığını ve verilmiş olan sıvılaşma derinliği için yapının genişliği arttıkça oturmanın azaldığını ve ağır yapının hafif yapıya oranla daha az oturduğunu göstermişlerdir. Ayrıca yine Yoshimi ve Tokimatsu, 1977 tarafından yapı merkezinde boşluk suyu basıncı değerlerinin daha küçük olduğu da çalışmalarının bir sonucu olarak verilmiştir. İncelenen modelde de A noktası izdüşümü $\approx -1.80\text{m}$ kotunda 38.591 kPa olan aşırı boşluk suyu basıncı değeri yapı ortasında 7.026 kPa değerine düşmüştür (Şekil 4.34.).

Gevşek, doymuş, kohezyonsuz malzemeler sismik sarsıntı ile etkilendiklerinde, kum önemli oranda sıkılaşma eğilimi gösterir ve bunun sonucu olarak boşluk suyu basıncı artar. Bu çalışmada kullanılan modellerde de yüzeye yakın derinliklerde boşluk suyu basıncı değeri 38.591 kPa değerine kadar artış göstermiştir. Boşluk suyu basıncı örtü basıncına eşit hale gelip, efektif gerilme sıfır değerini aldığı anda ise, sıvılaşma olayı başlamaktadır (Silver ve Seed, 1969). Ancak, temellerin altındaki boşluk suyu basıncının artışı zaman içinde olmakta ve deprem sona erdikten sonra da artmaya devam etmektedir. Dolayısı ile, taşıma kapasitesi yenilgisindeki en büyük tehlike sarsıntı sonrasında oluşacaktır (Liu ve Dobry, 1997). İncelenen modelde de yer değiştirmelerin deprem sonrasında arttığı bilinmektedir. Şekil 4.39.'un incelenmesinden de görüldüğü gibi, uzun ve kısa kenarların esas alındığı ve HSsmall modelinin uygulandığı üç modelde de SK2 zemin profili SM tabakasında aşırı boşluk suyu basıncı değerleri bina köşeleri için pozitif rakamlarda oluşmuştur. Bu sonuç ta deprem esnasında ve sonrasında sıvılaşma olayının meydana geldiğini ve depremin hemen sonunda sönmelenmemiş olan aşırı boşluk suyu basıncının deprem sonrasında

zaman içinde sönümlenerek (3) nolu yapının önemli miktarda oturma ve yatay yer değiştirmeye maruz kalması olayını açıklamaktadır.

Yine Liu ve Dobry, 1997 depremlerde doymun zeminler üzerindeki yüzeysel temelleri sentrifüj deneyleri ile inceledikleri çalışmalarının bir sonucu olarak da, sarsıntı nedeni ile boşluk basıncındaki büyük tekrarlı azalış çoğalmaların temellerin kenarı altında oluştuğunu vermişlerdir.

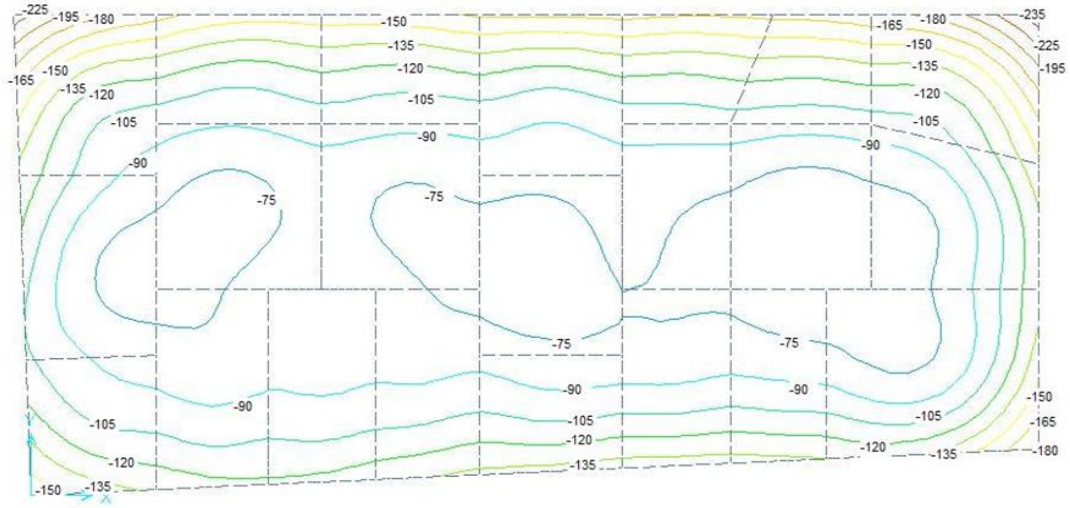


Şekil 4.41. Plaxis-2016 yazılımı HSmall modelde (3) nolu yapı ve SK2 zemin profilinde yapı köşeleri ve ortası izdüşümünde aşırı boşluk suyu basıncı değişimi

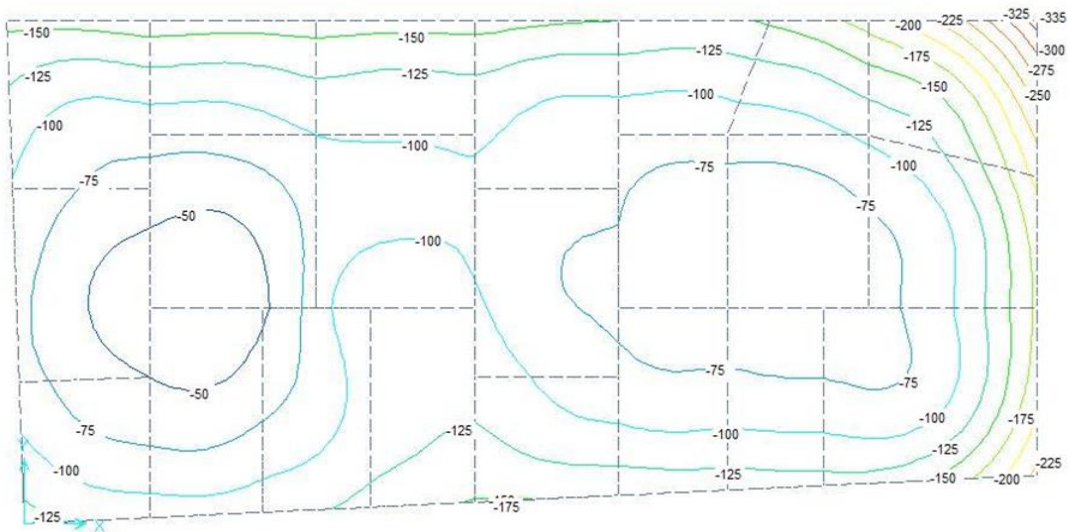
Park ve ark., 2000 ise kumlu zeminlerdeki dolguların sıvılaşmasını ve sıvılaşmaya karşı optimum önlem alınabilmesi olayını levha kazık duvarlar, çakıl drenleri, kum kompaksiyon kazıkları ve boru kazıklar da modelleyerek sarsma tablası deneyleri ile incelemişlerdir. Bu deneylerde kullanılan drenler yada kazıkların çevresinde ölçümler yaparak, boşluk suyu basıncı oranı değerlerini göstermişlerdir. Almış oldukları sonuçlara göre kullanılan yapı elemanı önünde boşluk suyu basıncı oranı değerleri artmakta ve dolayısı ile sıvılaşma olayı da yapı önünde meydana gelmektedir. Bu tez çalışmasında incelenmekte olan yapıda da boşluk suyu basıncının yapı kenarları altındaki dalgalanması ve yapı ortasında negatif değerler olarak daha ılımlı rakamlarda azalması yapılmış olan çözümler sonrasında görülmüştür (Şekil 4.41.).

4.4.1. SAFE yazılımı ile (3) nolu yapı taban basınçları hesabı

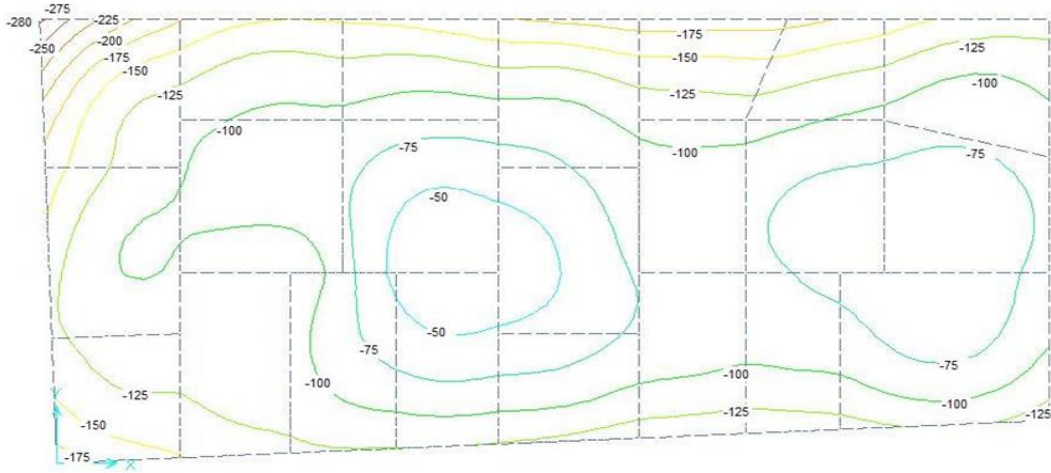
Yapılan hesaplamaların doğrulunun kontrol edilebilmesi için, Plaxis-2016 yazılımında incelenen (3) nolu yapı bir de SAFE yazılımında uygulanarak taban basınçları hesaplanmıştır. Bunun için önce statik haldeki durum dikkate alınmış, daha sonra da hem yapı uzun kenarından her iki yönde deprem yükü uygulanmıştır. Alınan sonuçlar karşılaştırıldığında, taban basınçları değerinde yapı ortası için önemli bir farklılık olmadığı, değişimlerin yapı kenarlarında olduğu görülmüştür (Şekil 4.42./4.43./4.44.).



Şekil 4.42. (3) nolu yapı depremin etkimeydiği durumda taban basıncı dağılımı



Şekil 4.43. (3) nolu yapı depremin pozitif yönde etkideği konumda taban basıncı dağılımı



Şekil 4.44. (3) nolu yapı depremin negatif yönde etkidiği konumda taban basıncı dağılımı

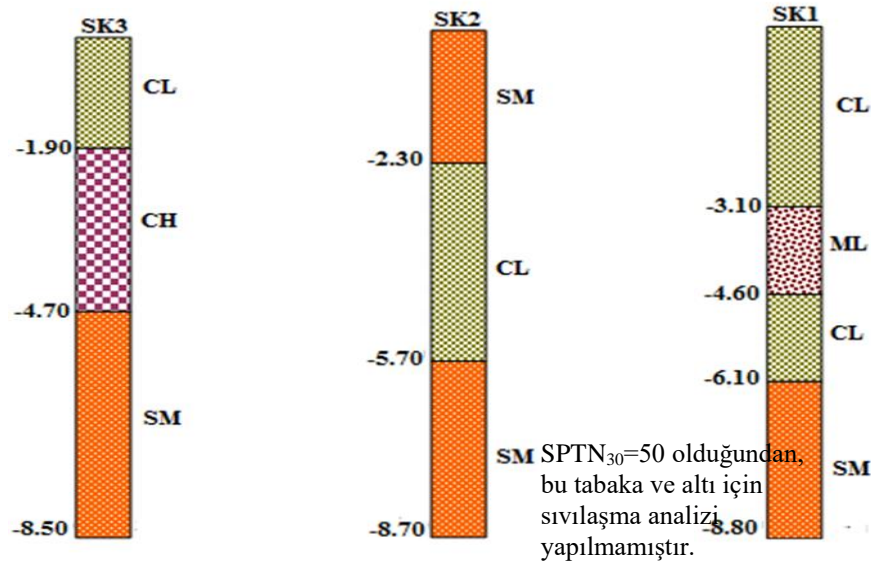
4.5. Zeminlerin Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi Çerçevesinde SK1, SK2 ve SK3 Zemin Profillerinde Sıvılaşma Analizi

Literatüre bakıldığında, depremlerdeki hasarın ana nedenlerinden biri olan sıvılaşma alanında yapılan araştırmalardaki gelişmeler, 1964 yılında meydana gelmiş olan tahrip ölçüsü büyük Niigata ve Alaska depremlerinden sonra ivme kazanmıştır. 1971 yılında Seed ve Idriss tarafından önerilmiş “Basitleştirilmiş Model”den bu yana zemin sıvılaşması alanındaki çalışmalar öyle bir boyuta varmıştır ki, günümüzde “Zemin Sıvılaşma Mühendisliği Alanı” uygulamada kendisine yer bulmuştur (Seed ve ark., 2003).

Sıvılaşmanın arazide bütün zemin tabakalarında oluşmadığı bilinmektedir. Bunun için de zeminlerin sıvılaşma analizi yapılmadan önce sıvılaşma potansiyellerinin değerlendirilmesi gerekir. Önceleri uzun bir zaman dilimi içinde yalnızca içindeki ince dane oranı düşük olan temiz kumlu zeminlerin sıvılaşacağı kabul edilmiştir. Ancak daha sonra oluşan depremler ve bu depremlerde elde edilen verilerle yapılan çalışmalarda siltlerin ve siltli killerin sıvılaşabildiği gösterilmiştir. Bu nedenle üzerinde çalışılan zemin profillerinde öncelikle zemin cinsleri tanımlanmış, daha sonra da literatürdeki yaklaşımlar çerçevesinde sıvılaşma potansiyelleri değerlendirilerek sıvılaşma analizleri yapılmıştır.

4.5.1. SK1, SK2, SK3 profilleri sıvılaşma potansiyelleri ve sıvılaşma analizleri

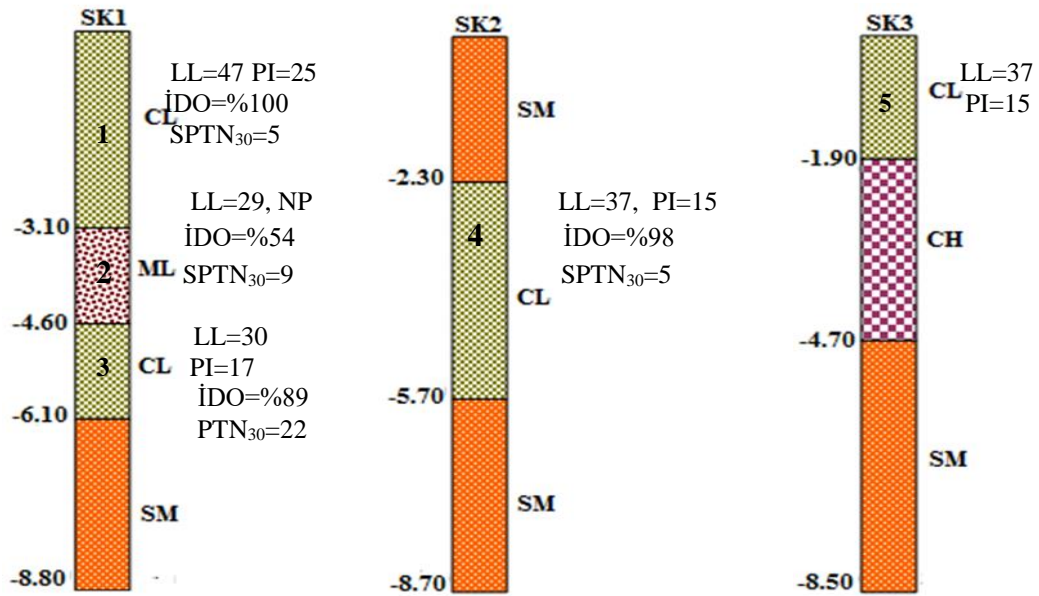
Şekil 4.45.'de verilmiş olan çalışılan sondaj loglarına ait zemin profillerindeki zemin cinslerinin sıvılaşma potansiyeli değerlendirilerek geçerli yaklaşımlarla sıvılaşma analizi yapılmıştır.



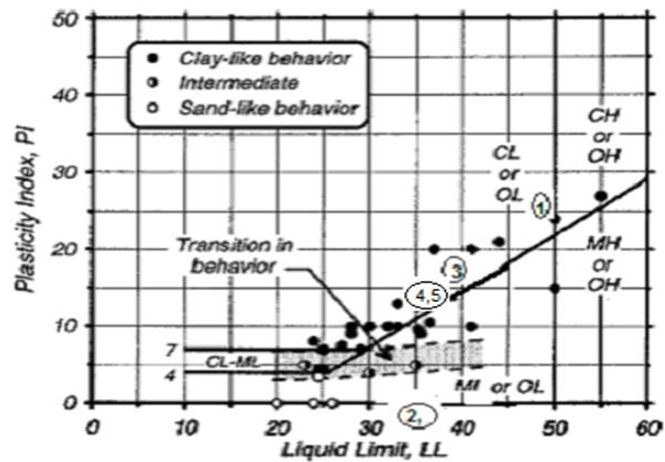
Şekil 4.45. Sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesi yapılan zemin profilleri

SK2 profilinde 0–2.30 m arasındaki SM-siltli kum tabakası zemin fiziksel özellikleri nedeniyle kumlu zemin olarak değerlendirmeye alınmıştır. Ancak literatürde yapılmış olan çalışmalarda ince daneli zeminlerin de sıvılaşabildiği gösterilmiş olduğundan SK1 profilinde 0 – 6.10 m , SK2 profilinde 2.30 m – 5.70 m ve SK3 profilindeki 0 – 1.90 m arasındaki ML-düşük plastisiteli silt ve CL-düşük plastisiteli kil tabakalarının davranışının hangi grupta analizinin yapılabileceği hususunda fiziksel özellikleri yanında Boulanger ve Idriss, 2006 tarafından önerilen yaklaşım kullanılmıştır. SK3 profilindeki 1.90 m – 4.70 m arasındaki CH-yüksek plastisiteli kil tabakası literatürdeki yaklaşımlara göre sıvılaşmayacağından bu tabaka değerlendirme dışı tutulmuştur. Her üç profilde de 6.10 m, 5.70 m, 4.70 m derinliklerden sonra görülen SM-siltli kum tabakalarında da SPTN₃₀=50 olduğundan sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesi yapılmamıştır. Boulanger ve Idriss, 2006 geliştirmiş oldukları yaklaşımda ince daneli zeminleri kıvam limitlerine göre “kum benzeri davranış

gösterenler”, “kil benzeri davranış gösterenler” veya “orta davranış gösterenler” olmak üzere üç grupta toplamışlardır. Şekil 4.46.’da plastisite özellikleri verilen zemin tabakaları numaralanmış ve söz konusu yaklaşımda da kullanılan plastisite kartı üzerinde işaretlenmiştir. Buna göre SK1 profilindeki ML tabakaları kum benzeri davranış göstermekte, CL tabakalarının tümü de kil benzeri davranış göstermektedirler. Sıvılaştırma potansiyeli değerlendirilmesi bu sonuca göre yapılmıştır (Şekil 4.47).



Şekil 4.46. Sıvılaştırma potansiyeli yapılan zemin tabakalarının fiziksel özellikleri



Şekil 4.47. Boulanger ve Idriss, 2006 yaklaşımında plastisite kartında zeminlerin davranışı

4.5.1.1. Seed ve Idriss, 1971; Seed ve ark., 1975b-1985; Youd ve Idriss, 2001 yaklaşımları ile kumlu tabakalarda sıvılaşma analizi

Yaklaşık 40 yıldır kullanılan “Basitleştirilmiş Yöntem” olarak adlandırılan yaklaşım 1964 yılında meydana gelen Niigata ve Alaska Depremlerinden sonra Seed ve Idriss tarafından oluşturulmuş ve çeşitli zamanlarda modifiye edilerek geliştirilmiştir. Zeminlerin sıvılaşma direncinin değerlendirilebilmesi için dinamik kayma gerilmesi oranı (DKGO) (Cyclic Stress Ratio-CSR) olarak tanımlanan zemin tabakasının sıvılaşmasına sebep olan gerilme oranı ile dinamik kayma direnci oranı (DKDO) (Cyclic Resistance Ratio-CRR) tanımlı zemin tabakasının sıvılaşma direnci kapasitesi değişkenlerinin hesaplanması gerekir.

- Dinamik Kayma Gerilmesi Oranı Hesabı

$$DKGO = 0.65 \times \frac{a_{\max}}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \times r_d \quad (\text{Seed ve Idriss, 1971}) \quad (4.36)$$

Bu eşitlikte; depremde yüzeyde oluşan en büyük yatay ivme (a_{\max}), yerçekimi ivmesi (g), toplam düşey gerilme (σ_{v0}), efektif düşey gerilme (σ_{v0}'), derinlik (z) ve Denklem 4.37 ile ifade edilen gerilme azalım katsayısı (r_d) terimleri tanımlanmıştır.

$$r_d = 1 - 0.00765z \quad (z \leq 9.15\text{m}) \quad (\text{Youd ve Idriss, 2001}) \quad (4.37)$$

Boulanger ve Idriss, 2006 yaklaşımı ile yapılan değerlendirmede kum benzeri davranış gösteren SK1 profili 3.10 m – 4.60 m arasındaki ML tabakası ile SK2 profilinde 0 – 2.30 m arasındaki SM tabakaları için hesaplama yapılmıştır. Shake2000 yazılımında ve literatürdeki yaklaşımlarla yapılmış olan hesaplamalar sonucunda a_{\max} ortalama 0.4g alınmıştır.

$$r_d(\text{ML-SK1}) = 1 - 0.00765 \times 4.60 = 0.965 \quad r_d(\text{SM-SK2}) = 1 - 0.00765 \times 2.30 = 0.982$$

$$DKGO_{(\text{ML-SK1})} = 0.65 \times \frac{0.4g}{g} \times \frac{81.046}{43.046} \times 0.965 = 0.47 \quad DKGO_{(\text{SM-SK2})} = 0.65 \times \frac{0.4g}{g} \times \frac{39.520}{24.520} \times 0.982 = 0.41$$

- Dinamik Kayma Direnci Oranı Hesabı

Literatürde zeminlerin kayma direncini hesaplamada standard penetrasyon deneyi (SPT), koni penetrasyon deneyi (CPT), kayma dalgası hızı ölçümleri (V_s) ve Becker penetrasyon deneyi (BPT) gibi çeşitli arazi deneyi verilerinden faydalanılmaktadır. Ancak bu çalışma SPT verileri ile olarak yürütülmekte olduğundan, burada da SPT verilerine dayalı olan analiz kullanılmıştır.

SPT verilerine dayalı olarak geliştirilen sıvılaştırma direnci hesaplanması kriteri, yıllar boyunca en çok tercih edilen bir kriter olmuştur. Bu kriter genel anlamda DKGO (CSR) değerlerine karşı jeolojik yük dikkate alınarak düzeltilmiş olan SPT sayılarının $(N_1)_{60}$ işaretlenmesi esasına dayanmaktadır. Oluşturulan şekilde 7.5 büyüklüğündeki bir deprem için ince dane yüzdelere göre düzenlenmiş devirsel direnç eğrileri çizilmiştir. Üzerinde çalışılan profillerdeki zemin tabakalarına ait ince dane oranları belirlendikten sonra, Şekil 4.48.'de üzerinde çalışılan profiller için devirsel kayma direnci oranları gösterilmiştir.

İncelenen zemin profillerinden SK2 profili 5.70 m – 8.70 m arasındaki SM tabakası ile bu tabakanın devamı olup incelenen grup içinde bulunan SK1 profilinde 6.10 m ile 8.80 m arasındaki SP-SM tabakasına ait elek analizi deneyi mevcuttur. SK1 profilinde 200 nolu elekten geçen malzeme yüzdesi %11, SK2 profilinde ise %19 olarak hesaplanmıştır. İnce dane yüzdesini belirlemede SK2 profiline ait deney sonuçları esas alınarak SM tabakaları için İDO=%19 değerinde tesbit edilmiştir. SK1 profili ML tabakasına ait kıvam limiti deney sonucuna göre İDO=%54 değerindedir. Dinamik kayma direnci oranını belirlemede çeşitli bağıntılar geliştirilmiştir. Örneğin temiz kumlarda $(N_1)_{60} < 30$ değerinde geçerli Denklem 4.38 ile verilmiş olan bir formülasyon da Teksas Üniversitesinde (1998) ortaya atılmıştır (Youd ve Idriss, 2001).

$$DKDO_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 \times (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (4.38)$$

Bu çalışmada $M_w=7.5$ deprem büyüklüğü için sıvılaştırma gözlemlerinden hazırlanan

temiz-kum-SPT değerleri ilişkisine dayalı abak kullanılmıştır. Ancak bu abakta değerlendirme yapmadan önce $(N_1)_{60}$ değerlerini hesaplamak gerekmektedir. Bunun için Denklem 3.1, 3.2 ve 3.3 kullanılmıştır. Youd ve Idriss, 1997 tarafından yapılmış olan bir çalışmada efektif gerilme düzeltme faktörü $C_N \leq 2.0$ olarak belirtilmişse de daha sonra yapılan çalışmalarda $C_N \leq 1.7$ olması benimsenmiştir (Kayen ve ark., 1992; Youd ve Idriss, 2001). Youd ve Idriss, 2001, C_N değeri için Denklem 4.39'daki bağıntının daha iyi sonuç verdiğini öne sürmüşlerdir. Bu çalışmada Liao ve Whitman, 1986 yaklaşımı kullanılmıştır (Denklem 3.3).

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma_{v0}}{P_a}} \quad (4.39)$$

SPT düzeltme katsayıları Tablo 3.3.' de verilmiş olan Skempton, 1986,' dan alınıp Robertson ve Wride, 1998 tarafından listelenmiş olan çizelgeden alınarak uygulanmıştır (Youd ve Idriss, 2001). İncelenen profiller için $(N_1)_{60}$ değerlerinin hesaplanmış toplu sonucu Tablo 4.17. ve Tablo 4.18.'de gösterilmiştir. Bu hesaplamaların dışında, ayrıca $(N_1)_{60}$ değerlerini eşdeğer temiz kum değerlerine çevirmek için hesaplamalar yapılması gereklidir. Bunun için Denklem 4.40, 4.41 ve 4.42 bağıntıları kullanılmıştır.

$$(N_1)_{60ido} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (4.40)$$

$$(N_1)_{60ido} = 3.42 + 1.07(7) = 11$$

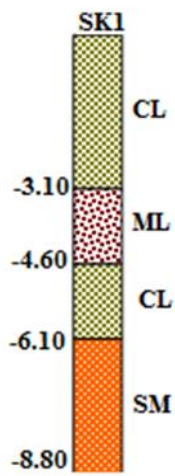
$$5\% < \dot{I}DO < 35\% \text{ için } \alpha = \exp[1.76 - (190/\dot{I}DO^2)] \quad (4.41)$$

$$\beta = [0.99 + (\dot{I}DO^{1.5}/1000)] \quad (4.42)$$

SK2 profili SM tabakalarında $\dot{I}DO = 19\%$ için $\alpha = 3.42$ $\beta = 1.07$

$\dot{I}DO \geq 35\%$ için $\alpha = 0$ $\beta = 1.2$

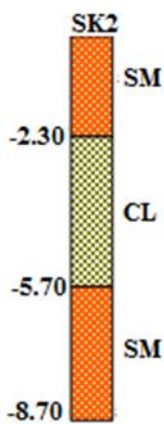
SK1 profili ML tabakasında $\dot{I}DO = 54\%$ için $(N_1)_{60ido} = 1.2(12) = 14$

Tablo 4.17. SK1 zemin profili efektif gerilme ve $(N_1)_{60}$ değerleri


SK1 zemin profili şeması: SK1 (0-3.10 m), CL (3.10-4.60 m), ML (4.60-6.10 m), CL (6.10-8.80 m), SM (8.80 m altı). Derinlikler: -3.10, -4.60, -6.10, -8.80 m.

ZEMİN CİNSİ	SPTN NO	YÜKSEKLİK m	γ_n kN/m ³	γ_w kN/m ³	σ kPa	u kPa	σ' kPa
CL (3.10 m)	SPT 1	0.80	13.87	0	11.096	0	11.096
		0.70	19.00	10.00	13.300	7.000	6.300
		1.50			24.396	7.000	17.396
	SPT 2	1.50			28.500	15.000	13.500
		3.00			52.896	22.000	30.896
		0.10			1.900	1.000	0.900
-3.10				54.796	23.000	31.796	
ML (1.50 m)	SPT 3	0.40	17.50	10.00	7.000	4.000	3.000
		3.50			61.796	27.000	34.796
	SPT 4	1.00			17.500	10.000	7.500
		4.50			79.296	37.000	42.296
		0.10			1.750	1.000	0.750
-4.60				81.046	38.000	43.046	

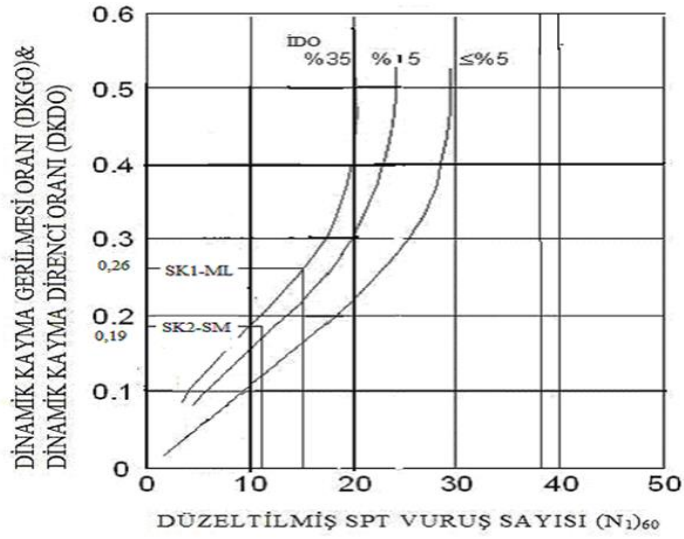
SPTNo	Derinlik (m)	SPTN30	C_E	C_B	C_R	C_S	SPTN60	C_N	$(N_1)_{60}$
SPT1	CL -1.50	5	0.75	1	0.80	1.2	4	1.70	7
SPT2	CL -3.00	5	0.75	1	0.85	1.2	4	1.70	7
SPT3	ML -3.50	9	0.75	1	0.85	1.2	7	1.70	12
SPT4	ML -4.50	9	0.75	1	0.95	1.2	8	1.54	12

Tablo 4.18. SK2 zemin profili efektif gerilme ve $(N_1)_{60}$ değerleri


SK2 zemin profili şeması: SK2 (0-2.30 m), SM (2.30-5.70 m), CL (5.70-8.70 m), SM (8.70 m altı). Derinlikler: -2.30, -5.70, -8.70 m.

ZEMİN CİNSİ	SPTN NO	YÜKSEKLİK m	γ_n kN/m ³	γ_w kN/m ³	σ kPa	u kPa	σ' kPa
SM (2.30m)		0.80	15.65	0	12.520	0	12.520
		1.50	18.00	10.00	27.000	15.000	12.000
		2.30			39.520	15.000	24.520

SPTNo	Derinlik (m)	SPTN30	C_E	C_B	C_R	C_S	SPTN60	C_N	$(N_1)_{60}$
SPT1	SM -2.30	5	0.75	1	0.80	1.2	4	1.70	7



Şekil 4.48. SK1, SK2, SK3 zemin profillerinde dinamik kayma direnci oranı (7.5 büyüklüğündeki deprem için)

$$DKDO_{7.5} (ML-SK1)=0.26 \quad DKDO_{7.5} (SM-SK2)=0.19$$

Şekil 4.48.'de verilmiş olan dinamik kayma direnci oranı eğrileri 7.5 büyüklüğündeki depreme göre geliştirilmiş olup, daha büyük ya da küçük büyüklükteki depremler için “büyüklük ölçekleme faktörü (MSF-Magnitüd Scalling Factor)” formülasyonu geliştirilmiştir. Bu çalışmada 7.5 büyüklüğündeki deprem kullanıldığından herhangi bir bağıntı kullanılmamış ve örnek olarak Seed ve Idriss, 1982 tarafından geliştirilmiş olan bağıntı Denklem 4.43’de sunulmuştur (Youd ve Idriss, 2001). Denklem 4.44’te ise zeminlerin sıvılaşabilirliğinin belirlendiği “güvenlik faktörü” parametresi tanımlanmıştır.

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (4.43)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} = \frac{173.780}{7.5^{2.56}} = 1.00$$

$$GF = \left(\frac{DKDO_{7.5}}{DKGO} \right) MSF \quad \text{Güvenlik Faktörü} \quad (4.44)$$

$$GF_{(ML-SK1)} = \frac{0.26}{0.47} = 0.55 < 1 \quad GF_{(SM-SK2)} = \frac{0.19}{0.41} = 0.46 < 1$$

Yapılan hesaplamalar sonucunda, güvenlik faktörü parametresi 1 değerinden küçük hesaplanmış olup, incelenen zemin tabakalarının kullanılan yaklaşıma göre sıvılaşma potansiyeline sahip olduğu görülmüştür.

4.5.1.2. Japon Yol Kurumu, 1996 yöntemi ile kumlu tabakalarda sıvılaşma Analizi (Kaya, 2008)

Zeminin sıvılaşma potansiyeli efektif gerilme, dane çapı ve ince dane içeriği ile değerlendirilmiştir. Bu yöntemin kullanılabilmesi için YASS yüzeyden 10 m derinliğe kadar olmalı, $\dot{I}DO < 35\%$ veya $\dot{I}DO > 35\%$ ise $PI < 15$ ile $D_{50} < 10\text{mm}$ ve $D_{10} > 1\text{mm}$ şartlarının sağlanması gerekmektedir. İncelenen zemin tabakaları ilk iki şartı sağlamakta olup, bu tabakalara ait elek analizi ve hidrometre deneyi olmadığından kesin sonuca varılamamakla birlikte diğer tabakalarla birlikte değerlendirme yapıldığında bu şartın da sağlandığı kabul edilmiştir. Güvenlik faktörü Denklem 4.45 ile tanımlanmıştır.

$$GF = F_L = \frac{R}{L} \quad (4.45)$$

- Önceden Sıvılaşma Oluşturduğu Durumlar Dikkate Alınarak Hesaplanan Dinamik Kayma Gerilmesi Oranı (R) Hesabı

$$R = C_w \times R_L \quad (4.46)$$

Denklem 4.46'da depremin oluşturduğu en büyük yatay yer ivmesine göre bulunan deprem tipi katsayısı (C_w), düşey efektif gerilmeye göre düzeltilmiş olan SPT değeri (R_L) ile $\dot{I}DO$ miktarına göre bulunmuş olan dinamik kayma gerilmesi oranı (R) terimleri tanımlanmıştır. Bu yöntemle göre R parametresinin hesaplanması Denklem 4.47 ile Denklem 4.53 arasındaki eşitliklerle özetlenmiştir.

$$N_a < 14 \quad R_L = 0,0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} \quad (4.47)$$

$$N_a \geq 14 \quad R_L = 0.0882 \sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} \quad (4.48)$$

Kum zemin olması durumunda:

$$N_a = C_1 \times N_1 + C_2 \quad (4.49) \quad N_1 = \frac{1.7 \times N}{\sigma'_v + 0.7} \quad (4.50)$$

$$0\% \leq \dot{I}DO < 10\% \quad C_1 = 1 \quad 0\% \leq \dot{I}DO < 10\% \quad C_2 = 0$$

$$10\% \leq \dot{I}DO < 60\% \quad C_1 = \frac{\dot{I}DO + 40}{50} \quad (4.51)$$

$$60\% \leq \dot{I}DO \quad C_1 = \frac{\dot{I}DO}{20} - 1 \quad (4.52)$$

$$10\% \leq \dot{I}DO \quad C_2 = \frac{\dot{I}DO - 10}{18} \quad (4.53)$$

SK1-ML için R_L parametresi hesabı:

$$\dot{I}DO=54 \quad 10\% \leq \dot{I}DO \quad C_2 = \frac{54-10}{18} = 2.44 \quad 10\% \leq \dot{I}DO < 60\% \quad C_1 = \frac{54+40}{50} = 1.88$$

$$N_1 = \frac{1.7 \times 9}{0.43 + 0.7} = 14 \quad N_a = 1.88 \times 14 + 2.44 = 29$$

$$N_a = 29 > 14 \quad R_{L(ML-SK1)} = 0.0882 \sqrt{\frac{29}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \times (29 - 14)^{4.5} = 0.43$$

SK2-SM için R_L parametresi hesabı:

$$\dot{I}DO=19\% \quad 10\% \leq \dot{I}DO \quad C_2 = \frac{19-10}{18} = 0.50 \quad 10\% \leq \dot{I}DO < 60\% \quad C_1 = \frac{19+40}{50} = 1.18$$

$$N_1 = \frac{1.7 \times 5}{0.25 + 0.7} = 9 \quad N_a = 1.18 \times 9 + 0.5 = 11$$

$$N_a = 11 < 14 \quad R_{L(SM-SK2)} = 0.0882 \sqrt{\frac{11}{1.7}} = 0.22$$

Tüm tabakalar için C_w parametresi hesabı:

$a_{\max} > 600$ gal değeri için R_L değerlerine bağlı korelasyonlar olup, burada $a_{\max} < 400$ gal değeri kullanılmıştır.

$$a_{\max} = 400 \text{ gal} < 600 \text{ gal} \quad C_w = 1$$

$$R_{(ML-SK1)} = 0.43 \times 1 = 0.43 \quad R_{(SM-SK2)} = 0.22 \times 1 = 0.22$$

- Deprem Esnasında Oluşan Dinamik Kayma Gerilmesi Oranı (L) Hesabı

$$L = r_d \times K_{hc} \times \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \quad (4.54)$$

$r_d = 1 - 0.015z$ sondaj derinlik düzeltmesi z : derinlik (m)

$$r_{d(ML-SK1)} = 1 - 0.015 \times 4.60 = 0.931$$

$$r_{d(SM-SK2)} = 1 - 0.015 \times 2.30 = 0.967$$

$$K_{hc} = \frac{a_{\max}}{g} = \frac{0.4g}{g} = 0.4 \quad (4.55)$$

$$L_{ML-SK1} = 0.931 \times 0.4 \times \frac{80.878}{42.878} = 0.70$$

$$L_{SM-SK2} = 0.967 \times 0.4 \times \frac{30.736}{15.736} = 0.76$$

$$GF_{ML-SK1} = \frac{R_{ML-SK1}}{L_{ML-SK1}} = \frac{0.43}{0.70} = 0.61 < 1 \quad GF_{SM-SK2} = \frac{R_{SM-SK2}}{L_{SM-SK2}} = \frac{0.23}{0.76} = 0.30 < 1$$

İncelenen tüm zemin tabakaları kullanılan yaklaşıma göre sıvılaşma potansiyeline sahiptir.

4.5.1.3. Silt ve kil içeren zeminlerde sıvılaşma

Yumuşak kıvamlı plastik silt ve kil zeminlerde tekrarlı yükler altında hızla artan deformasyona karşılık boşluk suyu basınçları artarak belli bir seviyede kalmakta ve efektif gerilme değeri sıfıra düşmemekle birlikte başlangıç statik drenajsız kayma mukavemeti ile deprem sonrası mukavemeti arasında önemli bir azalma gözlenmektedir.

Suya doymuş, yumuşak, örselenmemiş killerde w_n/LL oranı 1 değerine yaklaştıkça “taşınma gücü kaybı” oluşumundan söz etmek mümkündür. Bu bölümde, yaygın kullanılan kriterlere göre ince daneli zemin tabakalarının sıvılaşma olasılığı analiz edilmiştir (Tablo 4.19.).

Tablo 4.19. SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerinde incelenen silt ve kil içeren tabakaların sınıflama analizi

Modifiye Çin Kriteri	$LL \leq 35\%$	0.005mm'den küçük $İDO \leq 15\%$	$w_n \geq 0.9LL\%$		Yorum
CL-SK1	47>35		37<42		sınıflamaz
CL-SK2/SK3	37>35		42>33		incelenmeli
Andrews ve Martin, 2000	$LL < 32\%$	0,002mm'den küçük $İDO < 10$			
CL-SK1	47>32				sınıflamaz
CL-SK2/SK3	37>32				sınıflamaz
Seed ve Ark., 2003	LL	PI	$w_n > 0.85(LL)$ $w_n > 0.80(LL)$	İDO	
CL-SK1	47	25	37<40 37<38	100	sınıflamaz
CL-SK2/SK3	37	15	42>31 42>30	98	sınıflanabilir
Bray ve Ark., 2004	LL	w_n	w_n/LL	PI	
CL-SK1	47	37	0.79	25	sınıflamaz
CL-SK2/SK3	37	42	1.14	15	incelenmeli
Bray ve Sancio, 2006	$12 < PI < 18$ (kısmen) $PI < 12$	$w_n > 0.80LL$ (kısmen) $w_n > 0.85LL$			
CL-SK1	25>18	37<40 37<38			sınıflamaz
CL-SK2/SK3	12<15<18	42>31 42>30			incelenmeli
Önalp ve Ark., 2006	$LL < 33$	$I_c < \% 10$	$I_L = w_n - PL/PI$ <0.90	$(D_{50}) > 0.02$ mm	
CL-SK1	47>33		1.00>0.90		sınıflamaz
CL-SK2/SK3	37>33		1.33>0.90		sınıflamaz

4.5.2. Üstyapı etkisi ile birlikte depremlerde sınıflama

Literatürde araştırmaların ilerlemesi ile birlikte sınıflamada üstyapı etkisi de dikkate alınmaya başlanmıştır. Bu konuda çalışmalar henüz devam etmekte olup, henüz serbest saha şartlarında sınıflama potansiyelinin belirlenmesinde görüş birliğine varılması gibi bir ortak payda oluşturulamamıştır. Zemin tabakalarının sınıflama potansiyeli üzerinde yapı yükünün etkisini araştıran son çalışmalardan biri de Unutmaz ve Çetin, 2007 tarafından geliştirilen “Basitleştirilmiş Analiz Yöntemi” dir. Bu yöntemde, üst yapı tarafından zemine iletilen ek düşey gerilmeleri ve statik kayma

gerilmesi şartlarını da dikkate alan K_σ (Idriss ve Boulanger, 2006), K_α düzeltme faktörleri kullanılmıştır. K_α faktörünün zeminin sıklığına ve Denklem 4.56 bağıntısı ile verilmiş olan α değerine bağlı olduğu gösterilmiş olup, bu çalışmada Unutmaz ve Çetin (2007) yaklaşımı uygulanmıştır.

Unutmaz ve Çetin, 2008; zemin-yapı-deprem etkileşiminde dinamik kayma gerilmesi oranı (CSR_{SSEI}) terimini oluşturmuş ve sıvılaşma potansiyelinin üzerinde üst yapının etkisini belirlemek için de bu değer serbest arazidekine (CSR_{FF}) oranlanması yolu ile bulunan Denklem 4.57'deki bağıntıyı kullanılmıştır. CSR_{SSEI} parametresinin Denklem 4.58 ile hesaplanması önerilmiştir.

$$\alpha = \frac{\text{Statikkaymagerilmesi}}{\text{Düşeyefektifgerilme}} = \frac{\tau_{statik,yatay}}{\sigma'_v} \quad (4.56)$$

$$CSRR = \frac{CSR_{SSEI}}{CSR_{FF}} \quad (4.57)$$

İncelenen yapı gurubunda en fazla deplasman (3) nolu yapıda görülmüş olduğundan, (3) nolu yapı ve bağlı olarak SK2 zemin profili esas alınarak, Unutmaz ve Çetin, 2008 tarafından geliştirilmiş olan yaklaşımla üst yapının sıvılaşma potansiyeli üzerindeki etkisi araştırılmıştır.

$$CSR_{SSEI} = \frac{f(\sigma) \cdot f\left(\frac{S_A}{PGA}\right) \cdot f\left(\frac{H}{B}\right) \cdot \tau_b \cdot \tau_{soil}}{\sigma_{SSI} \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha} \quad (4.58)$$

SM-SK2 tabakasında K_σ parametresinin hesaplanması:

Üst yapı tarafından zemine iletilen ek düşey gerilme kuvvetinin yarattığı etkiyi tanımlamak için kullanılan K_σ düzeltme faktörü için Idriss ve Boulanger, 2006 yaklaşımı kullanılmıştır.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{v0}}{Pa}\right) \leq 1.0 \quad (4.59)$$

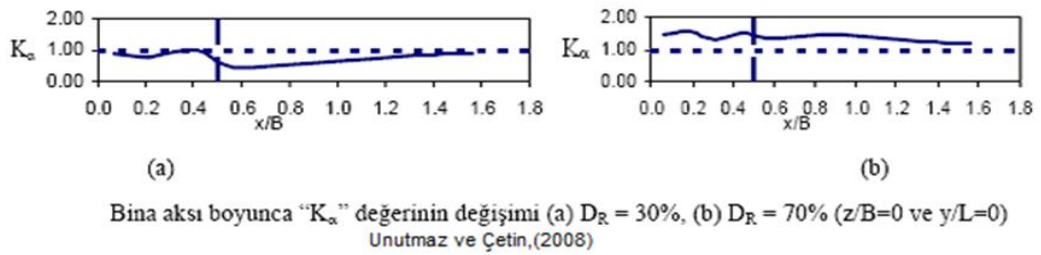
$$C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0.3 \quad (4.60)$$

SM-SK2.... $\sigma_{v0}'=24.520\text{kPa}$ (shf.147)

$$(N_1)_{60}=7i\text{ için } C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{7}} = 0.08$$

$$K_{\sigma} = 1 - 0.06 \ln\left(\frac{24.520}{100}\right) = 1.08$$

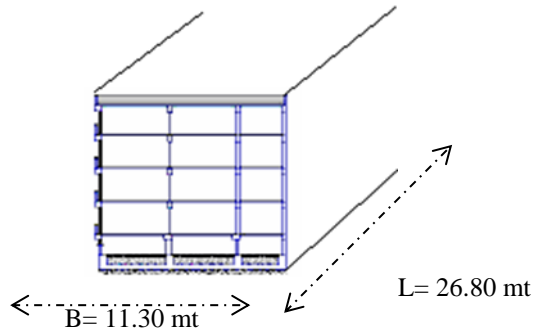
SM-SK2 tabakasında K_{α} parametresinin hesaplanması:



Şekil 4.49. Bina aksı boyunca K_{α} değerinin değişimi (Unutmaz ve Çetin, 2008)

$B=11.30\text{ m}$ $D_r=30\%$ için Bina köşesinde $K_{\alpha}=0.80$ Bina ortasında $K_{\alpha}=0.60$

SM-SK2 tabakasında yapı ve zemin etkisini kapsayan efektif gerilme (σ_{ss1}) hesaplanması:



Şekil 4.50. İncelenen yapı boyutları

Temel $\Sigma = 20.60\text{ kPa}$

Döşeme $0.30 \times 25 = 7.50$ $\gamma_{\text{beton}}=25\text{ kN/m}^3$ (TS ISO 9194)

Dolgu $0.60 \times 18 = 10.80$ $\gamma_{\text{dolgu}}=18\text{ kN/m}^3$ (SM)

Grobeton $0.10 \times 23 = 2.30$ $\gamma_{\text{grobeton}}=23\text{ kN/m}^3$ (TS ISO 9194)

Ara kat döşemesi $\Sigma = 19.56\text{ k}$

Döşeme	$4 \times 0.10 \times 25 = 10.00$
Tesviye betonu	$4 \times 0.05 \times 22 = 4.40$ $\gamma_{\text{tesviye}}=22 \text{ kN/m}^3$ (TS ISO 9194)
Meşe kapl.	$4 \times 0.02 \times 6,9 = 0.55$ $\gamma_{\text{kaplama}}=6,9 \text{ kN/m}^3$ (TS ISO 9194)
Sıva	$4 \times 0.02 \times 20 = 1.60$ $\gamma_{\text{sıva}} = 23 \text{ kN/m}^3$ (TS ISO 9194)
Duvar	$(([4 \times 0.20 \times 14.5) + (4 \times 0.04 \times 20)] \times 2.30) \times 11.30 = 34.04$ $\gamma_{\text{duvar}}=14.5 \text{ kN/m}^3$ (TS ISO 9194) $h_{\text{duvar}}=2.30 \text{ m}$ $B_{\text{temel}}=11.30 \text{ m}$ $34.04/11.30=3.01$

Çatı katı döşemesi $\Sigma = 2.90 \text{ kPa}$

Döşeme $0.10 \times 25 = 2.50$

Sıva $0.02 \times 20 = 0.40$

Çatı $= 0.50$ (TS 498)

Genel toplam $20.60+19.56+3.40+(\text{hareketli yük } 5 \times 2.0)=53.56 \text{ kPa}$

$Q = 53.56 \times 26.80 \times 11.30 = 16220 \text{ kN}$

$$\Delta \sigma_z = \frac{Q}{(B+z)(L+z)} \quad (4.61)$$

$$\Delta \sigma_{SM-SK2} = \frac{16220}{(11.30 + 2.30)(26.80 + 2.30)} = 40.98 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{SSI,SM-SK2} = \Delta \sigma_{SM-SK2} + \sigma_{v0/SM-SK2}' = 40.98 + 24.52 = 65.50 \text{ kPa}$$

SM-SK2 tabakasında $f(\sigma)$ parametresinin hesaplanması: Temel zeminlerinin sıvılaşma tetiklenme potansiyeli parametresi Denklem 4.62 ile verilmiştir. Bu tabakada $V_{s,final}=105 \text{ m/sn}$ hesaplanmıştır. Eşitlikteki diğer parametrelerin hesabı aşağıda özetlenmiştir.

$$\sigma = \frac{V_{s,final} \times T_{yapı}}{h_{\text{efektif}}} \quad (\text{Velesztos ve Meek, 1974}) \quad (4.62)$$

$$T_{yapı} = C_t h^{0.75} \quad (4.63)$$

$C_t = 0.050$ (Eurocode 8; Celep ve Kumbasar, 2004)

$T_{yapı} = 0.050 \times 14.60^{0.75} = 0.37 \text{ sn}$ (*Sap2000 yazılımında 0.5 sn)

$h_{\text{efektif}} = 14.60 \times 0.70 = 10.22 \text{ m}$ (Celep ve Kumbasar, 2004)

$$\sigma_{SM} = \frac{105 \times 0.37}{10.22} = 3.80 \quad \sigma_{SM} = \frac{105 \times 0.5}{10.22} = 5.14 \quad (*)$$

$$f(\sigma)=14.79 \times \exp[-0.003 \cdot (\sigma)] \quad (4.64)$$

$$f(\sigma)_{SM}=14.79 \times \exp(-0.0114)=14.79 \times 0.99=14.64$$

$$f(\sigma)_{SM}=14.79 \times \exp(-0.015)=14.79 \times 0.99=14.64 (*)$$

SM-SK2 tabakasında $f\left(\frac{S_A}{PGA}\right)$ hesaplanması:

$$f\left(\frac{S_A}{PGA}\right) = 0.74 \times \exp\left[-0.683\left(\frac{S_A}{PGA}\right)\right] \quad (4.65)$$

$$f\left(\frac{S_A}{PGA}\right) = 0.74 \times \exp\left[-0.683\left(\frac{1.57}{0.4}\right)\right] = 0.74 \times \exp(-2.68) = 0.74 \times 0.069 = 0.051$$

SM-SK2 tabakasında $f\left(\frac{H}{B}\right)$ hesaplanması:

$$f\left(\frac{H}{B}\right) = \exp\left[-0.612\left(\frac{H}{B}\right)\right] \quad (4.66)$$

$$f\left(\frac{H}{B}\right) = \exp\left[-0.612\left(\frac{H}{B}\right)\right] = \exp\left[-0.612\left(\frac{14.60}{11.30}\right)\right] = \exp(-0.79) = 0.45$$

SM-SK2 tabakasında τ_b (en büyük taban kesme kuvveti) hesaplanması:

$$\tau_b(z) = 0.65 \frac{0.80 \times S_A \times \sigma_b \times (B \times L)}{(B + 1.6 \times z)(L + 1.6 \times z)} \quad (4.67)$$

σ_b : Binanın uyguladığı gerilme

$$\tau_{b/SM-SK2} = 0.65 \times \frac{0.80 \times 1.57 \times 40.60 \times (11.30 \times 26.80)}{(11.30 + 1.6 \times 2.30) \times (26.80 + 1.6 \times 2.30)} = 33.82 \text{ kPa}$$

SM-SK2 tabakasında zemin kütleindeki kayma gerilmesi (τ_{soil}) hesaplanması (Seed ve Idriss, 1971):

$$\tau_{soil}(z) = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \gamma \cdot z \cdot r_d \quad (4.68)$$

$$\tau_{soil \text{ SM-SM2}} = 0.65 \times 0.4 \times 39.520 \times 0.982 = 10.090 \text{ kPa}$$

SM-SK2 tabakasında zemin-yapı-deprem etkileşiminde dinamik kayma gerilmesi oranı (CSR_{SSEI}) ve arazi dinamik kayma gerilmesi oranı (CSR_{FF}) hesaplanması:

$$CSR_{SSEI} = \frac{f(\sigma) \cdot f\left(\frac{S_A}{PGA}\right) \cdot f\left(\frac{H}{B}\right) \cdot \tau_b + \tau_{soil}}{\sigma_{SSI} \cdot K_\alpha \cdot K_\sigma} \quad CSR_{SSEI/SM-SK2} = \frac{14.64 \times 0.051 \times 0.45 \times 33.82 + 10.090}{65.50 \times 0.80 \times 1.08} = 0.38$$

$$CSR_{FF/SM-SK2} = 0.65 \times \frac{0.4g}{g} \times \frac{39.520}{24.520} \times 0.982 = 0.41$$

Sıvılaşma potansiyelinde üst yapının etkisi:

$$CSRR = \frac{CSR_{SSEI}}{CSR_{FF}} \quad CSRR_{SM-SK2} = \frac{0.38}{0.41} = 0.93 < 1$$

Yukarıda yapılmış olan hesaplamalar sonucunda Unutmaz ve Çetin, (2007) yaklaşımına göre sıvılaşma potansiyelinde bina köşeleri için üst yapının arttırıcı etkisi olmadığı belirlenmiştir.

Sıvılaşma potansiyelinde bina ortası için üst yapının etkisi:

$$CSR_{SSEI/SM-SK2} = \frac{14.64 \times 0.051 \times 0.45 \times 33.82 + 10.090}{65.12 \times 0.60 \times 1.08} = 0.51 \quad CSR_{FF/SM-SK2} = 0.65 \times \frac{0.4g}{g} \times \frac{39.520}{24.520} \times 0.982 = 0.41$$

$$CSRR = \frac{CSR_{SSEI}}{CSR_{FF}} \quad CSRR_{SM-SK2} = \frac{0.51}{0.41} = 1.24 > 1$$

Yine yukarıda yapılmış olan hesaplamalar sonucunda Unutmaz ve Çetin, (2007) yaklaşımına göre, sıvılaşma tetikleme potansiyelinde bina ortası için üst yapının SM-SK2 tabakasında arttırıcı etkisi olduğu görülmüştür. CSRR değerinin en büyük değere nerede ulaştığının tanımı için β bağıntısı tanımlanmıştır.

$$\beta = \left[8.0 \times 39.520^{0.28} + 0.9 \left(\frac{S_A}{PGA} \right) \right]^{2.8} \quad (4.69)$$

$$\beta_{SM-SK2} = \left[8.0 \times 39.520^{0.28} + 0.9 \left(\frac{1.57}{0.4} \right) \right]^{2.8} = 9092 > 2000$$

Buradan da CSR değerinin en yüksek değerine bina iç bölgelerinde ulaştığı görülmektedir.

Tablo 4.20. SK1 zemin profili incelenen tabakalarda sıvılaşma potansiyeli analizi toplu sonucu

Boulangier ve Idriss, 2006	Seed ve Idriss,1971; Seed ve Ark., 1975b/1985; Youd ve Idriss,2001	Japon Yol Kurumu, 1996	Modifiye Çin Kriteri Finn ve Ark., 1994	Andrews ve Martin, 2000	Seed ve Ark., 2003	Bray ve Ark., 2004	Bray ve Sancio, 2006	Önalp ve Ark., 2006	Unutmaz ve Çetin, 2007/2008	
KİL BENZERİ DAVRANIŞ			SIVILAŞMA POTANSİYELİ YOK							SK1 CL -3.10
KUM BENZERİ DAVRANIŞ	GF=0.55<1 SIVILAŞABİLİR	GF=0.61<1 SIVILAŞABİLİR							ML -4.60 CL -6.10 SM -8.80	

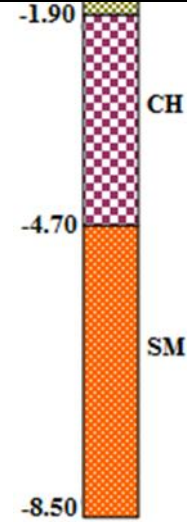
Tablo 4.21. SK2 zemin profili incelenen tabakalarda sıvılaşma potansiyeli analizi toplu sonucu

Boulangier ve Idriss, 2006	Seed ve Idriss,1971; Seed ve Ark., 1975b/1985; Youd ve Idriss,2001	Japon Yol Kurumu, 1996	Modifiye Çin Kriteri Finn ve Ark., 1994	Andrews ve Martin, 2000	Seed ve Ark., 2003	Bray ve Ark., 2004	Bray ve Sancio, 2006	Önalp ve Ark., 2006	Unutmaz ve Çetin, 2007/2008
	GF=0.46<1 SIVILAŞABİLİR	GF=0.30<1 SIVILAŞA-BİLİR							* SK2 SM
KİL BENZERİ DAVRANIŞ			İNCELEME	SIVILAŞMA POTANSİYELİ YOK	SIVILAŞA-BİLİR	İNCELEME	İNCELEME	SIVILAŞMA POTANSİYELİ YOK	-2.30 CL -5.70 SM -8.70

* Üst yapı sıvılaşma potansiyelini bina ortasında arttırmada etkili.

Tablo 4.22. SK3 zemin profili incelenen tabakalarda sıvılaşma potansiyeli analizi toplu sonucu

Modifiye Çin Kriteri Finn ve Ark., 1994	Andrews ve Martin, 2000	Seed ve Ark., 2003	Bray ve Ark., 2004	Bray ve Sancio, 2006	Önalp ve Ark., 2006	Unutmaz ve Çetin, 2007/2008
İNCELEME	SIVILAŞMA POTANSİYELİ YOK	SIVILAŞA- BİLİR	İNCELE- ME	İNCELE- ME	SIVILAŞ- MA POTANSİYELİ YOK	SK3 CL



4.5.3. SK1, SK2, SK3 profilleri farklı yaklaşımlara göre sıvılaşma potansiyelleri

Üst ara bölümlerde üzerinde çalışılan SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerine ait literatürdeki çeşitli yaklaşımlara göre yapılmış olan sıvılaşma analizi sonuçları Tablo 4.20., Tablo 4.21. ve Tablo 4.22.'de toplu halde özetlenmiştir.

4.6. Sıvılaşan Zeminlerde Sıvılaşma Sonrası Oturma

Yer sarsıntılarının zeminlerde stabilite problemlerine sebep olması konusu, özellikle doymun kohezyonsuz zeminlerde sıvılaşma nedeni ile zemin yenilmelerinin oluşarak zemin yüzeyinde meydana gelen oturmaların hesaplanması yaklaşık 40 yıldan bu yana araştırılmış olup oturma miktarının hesaplanabilmesi için değişik yöntemler ortaya atılmıştır. Depremler sırasında kumların sıkılaşmaya eğimli olduğu, doymun kumlarda drenajsız koşullarda tekrarlı gerilmelerin uygulanması ile boşluk suyu basıncının arttığı ve daha sonra sarsıntı sona erdiğinde dağılması sonucunda oluşan hacim değişikliğinin oturma ile sonuçlandığı literatürde kabul edilmiş bir olgudur.

Silver ve Seed, 1971; sismik hareketler sonucu meydana gelecek olan hacimsel değişme potansiyelini tahmin etme görüşünden yola çıkarak basit kayma şartlarında tekrarlı yükleme altında kumlardaki hacim değişikliklerini ölçen bir dizi deneme yapmışlardır. Yüksek birim şekil değiştirme genliklerinin ve relatif sıkılıktaki azalmanın hacimsel değişme faktöründe önemli etkisi olduğu da bu çalışmanın sonuçları arasında verilmiştir. Kuru kumlarda oturma hesaplanabilmesi için ortaya attıkları yöntem, daha sonraları değişik araştırmacılar tarafından geliştirilmiştir.

4.6.1. Lee ve Albasia, 1974; Yoshimi ve ark., 1975 ve Tatsuoka ve ark., 1984 yaklaşımları

Doymun kumlarda depremler nedeniyle meydana gelen oturmaları inceleyen ilk araştırmacılar arasında Lee ve Albasia ,1974; Yoshimi ve ark., 1975; Tatsuoka ve ark., 1984 ile Tokimatsu ve Seed, 1987 sayılabilmektedir.

Tokimatsu ve Seed, 1987; yapmış oldukları çalışmada hem o güne kadar yapılmış olan

çalışmaları kapsayan bir özet sunmuşlar, hem de doygun kumlarda sıvılaşma sonrasında zeminde meydana gelmesi beklenen oturma miktarının hesaplanabilmesi için yeni bir yöntem önermişlerdir.

Lee ve Albasia, 1974; laboratuvarında tekrarlı yükleme boyunca kumlarda oturmayı boşluk suyu basıncının dağılımına bağlı olarak yorumlamaya çalışmışlardır. Sıvılaşma olmayan şartlarda hacimsel birim şekil değiştirme miktarının zeminin dane çapının artması ve relatif sıkılığın azalması ile birlikte arttığı, drenajsız tekrarlı yükleme boyunca boşluk suyu basıncının da arttığı sonucuna varmışlardır. Ancak bu aşırı boşluk suyu basıncının nasıl oluştuğu hemen hemen bağımsız olup, sıvılaşma sonrası hacim değişiklikleri üzerinde zemindeki birim şekil değiştirmelerin etkisi hakkında da herhangi bir görüş öne sürülmemiştir.

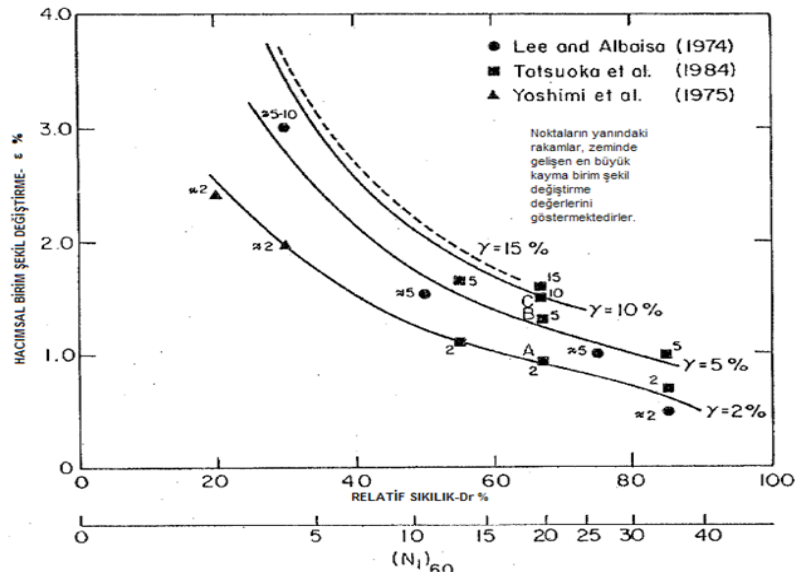
Yoshimi ve ark., 1975; sıvılaşma koşullarını da içeren çok düşük çevre basıncı altında gevşek kumlarda bir boyutlu sıkışma ve şişme deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Yapılan deney sonuçlarına dayalı olarak, sıvılaşmayı takiben yatay zemin tabakasının kendi ağırlığı altında konsolidasyonda ortalama düşey birim şekil değiştirme miktarını %1-3 aralığında tahmin etmişlerdir.

Tatsuoka ve ark., 1984 ise sabit hacimli tekrarlı burulmalı kayma deneyleri sonuçlarına bağlı olarak düzlem gerilme şartlarında tekrar eden bir boyutlu konsolidasyon sonrasında doygun kumlardaki oturmayı araştırmışlardır. Bu çalışmada oturma miktarını tekrarlı yüklemekten kaynaklanan en büyük kayma birim şekil değiştirme ve yoğunluk değerlerine bağlı olarak değerlendirmişlerdir. Böylece sıvılaşma sonrası gelişen oturmalarda en büyük boşluk suyu basıncında önemli değişimler olmadığı durumlarda bile, en büyük kayma birim şekil değiştirme etkisinin önemli bir faktör olduğu ortaya çıkmıştır. Tatsuoka ve ark., 1984 tarafından yapılmış olan çalışmada ilk sıvılaşma (boşluk suyu basıncı oranı=100%) sonrası hacimsel birim şekil değiştirmeler ile relatif sıkılık arasındaki ilişki deneylerde oluşan en büyük kayma birim şekil değiştirmesi ile birlikte değerlendirilerek Şekil 4.51.'de bir tabloda özetlenmiştir (Tokimatsu ve Seed, 1987). Şekil 4.51. incelendiğinde, hacimsel birim şekil

değiştirmenin relatif sıklığın artması ile azaldığı, zeminde oluşan kayma birim Şekil değiştirme miktarının azalması ile arttığı görülmektedir.

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma_0} \quad (4.70)$$

Kumlarda sıvılaşma direnci genel olarak, Denklem 4.70'de verilmiş olan bağıntıda ifade edilen gerilme oranı ile açıklanmaktadır ki, bunun da numune hazırlama metodundan gerilme geçmişi etkilerine kadar oldukça geniş aralıktaki faktörlerle bağıntılı olduğu bilinmektedir. Bununla birlikte bu faktörler sıvılaşma sonrası hacimsel birim Şekil değiştirme ile birlikte değerlendirildiğinde önemsiz kalmakta olup zeminin davranışı öncelikle kumun relatif sıklığı ve gelişen en büyük kayma birim Şekil değişmesinden etkilenmektedir. Dolayısı ile doğgun kumlarda sıvılaşma sonrası oturmaların belirlenmesinde Şekil 4.51.'in kullanılmasının yanlış olmayacağı literatürde belirtilmiştir (Tokimatsu ve Seed, 1987).



Şekil 4.51. Kumlarda çeşitli yaklaşımlara göre hacimsel birim Şekil değiştirme ile kayma birim Şekil değiştirme ve relatif sıklık arasındaki ilişki (Tokimatsu ve Seed, 1987)

Bu araştırmada incelenen yapı gurubunda en çok deplasman (3) nolu yapıda meydana gelmiş olduğundan, oturmalar (3) nolu yapı altındaki SK2 zemin profilinde hesaplanmıştır. Yapılan sıvılaşma analizlerinde serbest arazi koşullarında, SM-SK2 tabakası "sıvılaşma potansiyeline sahip" nitelikte çıkmıştır.

Bu bölümde Şekil 4.51.'de toplu halde verilmiş olan yaklaşımlar çerçevesinde çalışılan yapı ve zemin profili değerlendirilmiştir. Bunun için de ilk olarak tabakalarda deprem nedeniyle meydana gelmiş olan kayma birim şekil değiştirmeleri literatürde kabul görmüş bağıntılarla hesaplanmıştır.

4.6.1.1. Depremlerde zeminde meydana gelen kayma birim şekil değiştirmenin hesaplanması

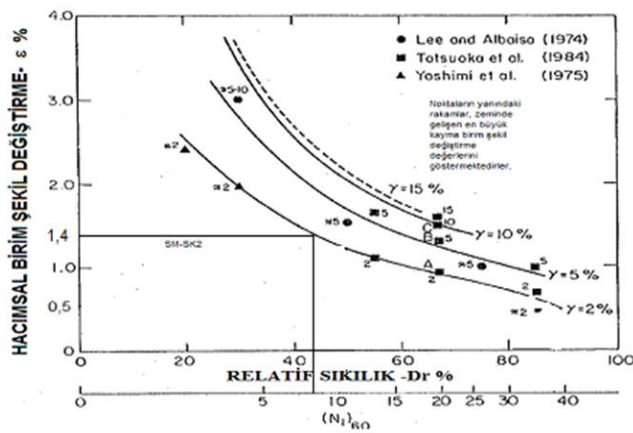
$$\tau = \frac{a_{\max}}{g} \times \sigma_0 \times r_d \quad (\text{Seed ve Idriss, 1971}) \quad r_d(\text{SM-SK2}) = 1 - 0.00765 \times 2.30 = 0.982$$

$$\tau_{\text{SM-SK2}} = \frac{0.4g}{g} \times 39.520 \times 0.982 = 15.523 \text{ kPa} \quad G_{\text{SM-SK2}} = 20000 \text{ kPa}$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \quad \gamma_{\text{SM-SK2}} = \frac{15.523}{20000} = \%0.08$$

İncelenen profildeki tabakalarda kayma birim şekil değiştirmeler yukarıda hesaplanmışsa da Shake2000 yazılımında profil tüm olarak dikkate alındığından buradaki değerler göz önünde tutulmuştur. Shake2000 yazılımında elde edilen en büyük kayma birim şekil değiştirme değerleri $\gamma_{\text{SM-SK2}} = \%0.04-0.4$ olup, değerlendirme abaktaki en küçük değer olan %2 değerine göre yapılmıştır.

4.6.1.2. Relatif sıklık (D_r) ve $(N_1)_{60}$ değerlerinin hesaplanması



Şekil 4.52. İncelenen zemin tabakalarında Lee ve Albasia, 1974; Yoshimi ve ark., 1975 ile Tatsuoka ve ark., 1984 yaklaşımları ile hesaplanan hacimsel birim şekil değiştirme oranları

$(N_1)_{60}$ değerlerinin hesaplanması sıvılaşma analizinde ayrıntılı bir şekilde açıklanmış olup burada tekrarlanmayıp, yalnızca sonuç verilmiştir.

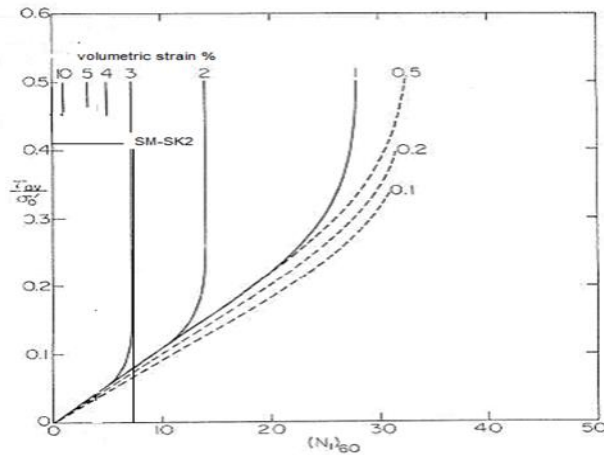
$$(N_1)_{60/SM-SK2}=7$$

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N_j}{\sigma'_0 + 0.7}} \quad (\text{Meyerhof, 1957}) \quad (4.71)$$

$$D_{r/SM-SK2} = 21 \sqrt{\frac{5}{0.25 + 0.7}} = 48\%$$

4.6.2. Tokimatsu ve Seed, 1987 yaklaşımı

Tokimatsu ve Seed, 1987 tarafından önerilen “Basitleştirilmiş Metod”, doymun ya da doymun olmayan kumlarda deprem sarsıntısı nedeniyle muhtemel oturmaların tahmin edilebilmesi için “Basitleştirilmiş Metod” olarak adlandırdıkları bir yöntem önermişlerdir. Bu çalışmada doymun kumlardaki deprem nedeni ile oluşan oturmanın, depremin büyüklüğü ve SPTN değeri ile birlikte boşluk suyu basıncı oluşumu ve devirsel gerilme oranı ile kontrol edildiği belirtilmiştir. Geçmişte yapılmış olan araştırmalardan yola çıkarak normalize edilmiş SPTN değerleri ve devirsel gerilme oranı ile ilişkili eşdeğer hacimsel kayma birim şekil değiştirme eğrilerinin oluşturulduğu bir tablo geliştirmişlerdir (Şekil 4.53.).



Şekil 4.53. Tokimatsu ve Seed, 1987 yaklaşımı ile çalışılan tabakalarda hacimsel birim şekil değiştirme miktarları

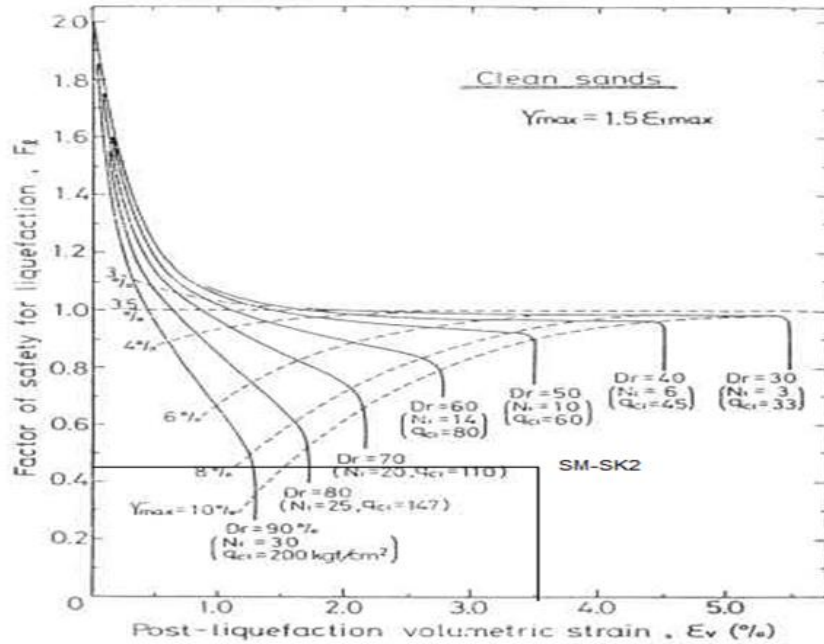
Tablo 4.23. Çalışılan zemin profillerinde sıvılaştıran tabakalara ait devirsel kayma gerilmesi ve $(N_1)_{60}$ değerleri

SM-SK2	
τ_{av}/σ_o'	0.41
$(N_1)_{60}$	7

4.6.3. Ishihara ve Yoshimine, 1992 yaklaşımı

Bu yaklaşımda da doymun kum zeminlerin deprem sarsıntısı ile sarsıldıklarında yükselen boşluk suyu basınçlarının sıvılaşma ya da mukavemet kaybına yol açtığı, dağılmaya başladıklarında da eşlik eden hacim değişiklikleri ile birlikte homojen olmayan zemin koşullarında yüzeyde farklı oturmaların oluştuğu görüşünden yola çıkılmıştır.

Bu farklı oturmaların da tam anlamıyla değerlendirilmesinin mümkün olmadığı, dolayısı ile depremlerde sıvılaşma sonucu oluşan oturmaların kabaca tahminine izin veren yöntemleri kullanmanın uygunluğu da bu çalışmadaki görüşler arasında yer almıştır.



Şekil 4.54. Ishihara ve Yoshimine, 1992 yaklaşımı ile çalışılan tabakalarda en büyük hacimsel birim şekil değiştirme miktarları

Tablo 4.24. Çalışılan zemin profillerinde sıvılaştıran tabakalara ait güvenlik faktörü ve relatif sıkılık değerleri

	SM-SK2
GF	0.46
D_r (%)	48

Ishihara ve Yoshimine, 1992; zemindeki oturmaların tahmin edilebilmesi için güvenlik faktörü tanımına dayalı, en büyük kayma birim şekil değiştiriminin anahtar parametre olarak sıvılaşma sonrası hacimsel birim şekil değiştirme üzerinde etkidiği alternatif bir yöntem geliştirmişlerdir.

Bu yöntemi son depremlerde değişik bölgelerde sıvılaşma nedeni ile kumlu zeminlerde meydana gelmiş olan oturmalara da uygulayarak yorumlamışlardır. Önerilen bu metodun uygulanması ile elde etmiş oldukları sonuçları, yıkıcı bir deprem olan Niigata, 1964 Depreminde gözlenen oturmalarla karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak, uygulanan metodun kumlu zeminlerde deprem süresince gerçekte oluşan oturma değerlerini tahmin etmede kabaca bir yaklaşım sağladığını görmüşlerdir.

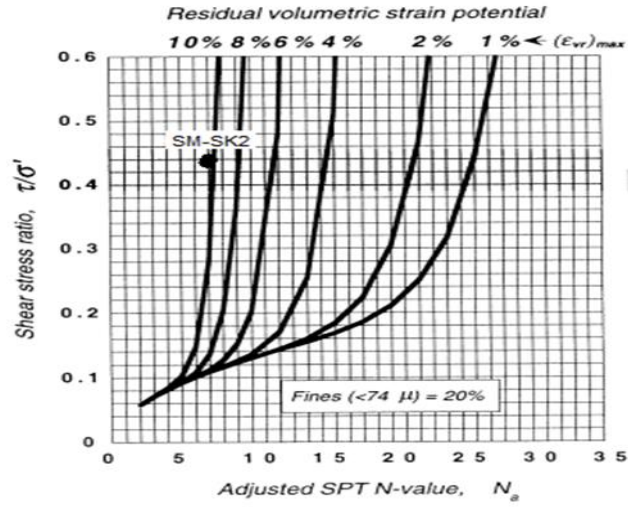
4.6.4. Shamoto ve ark., 1998 yaklaşımı

Shamoto ve ark., 1998; sıvılaşma sonrası deformasyonu hacimsel deformasyonun sebep olduğu zemindeki oturma ve saptırıcı deformasyonun neden olduğu yanıl yayılma olmak üzere iki bölümde incelemiştir.

Bunun için zemindeki ince dane oranı, düzeltilmiş SPTN değeri ve gerilme oranına bağlı grafikler geliştirmişlerdir. Yöntemin geçerliliğini 1995 Hyogoken-Nambu Depremi gözlemleri ile karşılaştırarak sağlamışlardır.

Tablo 4.25. Çalışılan zemin profillerinde sıvılaştıran tabakalara ait devirsel kayma gerilmesi ve $(N_1)_{60}$ değerleri

	SM-SK2
τ_{av}/σ_o'	0.41
$(N_1)_{60}$	7
$\dot{I}DO$ (%)	19



Şekil 4.55. Shamoto ve ark., 1998 yaklaşımı ile çalışılan tabakalarda en büyük hacimsel birim şekil değiştirme miktarları

Çalışmada genelde en büyük kayma birim şekil değiştirme potansiyelinin (γ_{max}) düzensiz tekrarlı yüklemelerde, uniform tekrarlı yüklemelerden daha düşük olduğu görüşünden hareketle Denklem 4.72 bağıntısı geliştirilmiştir.

$$(\gamma_{max})_{sismik} = C_r \times \gamma_{max} \quad (4.72)$$

Deprem sarsıntısı ile etkilenen doygun kumlarda oluşacak olası γ_r ve ε_{vr} değerlerinin belirlenmesi için $0 < \gamma_r < (\gamma_r)_{max}$ ve $0 < \varepsilon_{vr} < (\varepsilon_{vr})_{max}$ şartının sağlanması şartı da bu yaklaşımda Denklem 4.73 ve Denklem 4.74 bağıntıları ile yapılmıştır. Bu kısa açıklamanın sonunda, oturma miktarının Denklem 4.75'teki bağıntı ile hesaplanması önerilmiştir.

$$\gamma_r = C_h \times (\gamma_r)_{max} \quad (4.73)$$

$$\varepsilon_{vr} = C_s \times (\varepsilon_{vr})_{max} \quad (4.74)$$

$$D_s = C_s \times (D_s)_{max} = 0.84 \times (D_s)_{max} \quad (4.75)$$

Üzerinde çalışılan zemin tabakaları için bu yaklaşıma göre elde edilen sonuçlar Tablo 4.26.'da özetlenmiştir.

Tablo 4.26. Shamoto ve ark.,1998 yaklaşımı ile üzerinde çalışılan zemin tabakalarında elde edilen oturma miktarları

Tabaka adı	Tabaka kalınlığı (cm)	$(\varepsilon_{vr})_{max}$ (%) (Şekil 4.55.)	$(D_s)_{max}$ (cm)	D_s (cm)
SM-SK2	230	10	23	19.32

4.6.5. Lee, 2007 Yaklaşımı

Lee, 2007; doygun kumlu zeminlerde depremde meydana gelen oturmaları hesaplamak için Tokimatsu ve Seed, 1987 yaklaşımına dayalı bir dizi denklem oluşturmuşlardır. Bu yöntemde denklemleri kullanarak, deprem sarsıntısından etkilenen doygun kumlu zemin tabakalarındaki oturma doğrudan hesaplanabilmektedir.

Lee, 2007 yaklaşımında, 7.5 büyüklüğündeki bir depremde zemin sıvılaşması nedeni ile hacimsel birim şekil değiştirmeleri hesaplamak için önerilen bağıntı Denklem 4.76 ile verilmiştir. Bu denklemde (ε_v) hacimsel birim şekil değiştirme, $(N_1)_{60}$ jeolojik yük ve enerji düzeltmesi yapılmış SPT değeri olarak tanımlanmıştır. Hesaplama sonucu elde edilen değerler ise Tablo 4.27.'de gösterilmiştir.

$$\left(\frac{CSR}{(N_1)_{60}}\right) > 0.01 \quad \text{için} \quad \varepsilon_v = 10[(N_1)_{60}]^{-0.6} \quad (4.76)$$

Tablo 4.27. Lee, 2007 yaklaşımı ile üzerinde çalışılan zemin tabakalarında elde edilen hacimsel birim şekil değiştirme miktarları

	SM-SK2
τ_{av}/σ_o' (CSR)	0.41
$(N_1)_{60}$	7
$CSR/(N_1)_{60} > 0.01$	0.06 > 0.01
$\varepsilon_v = 10[(N_1)_{60}]^{-0.6}$ (%)	3.11

4.6.6. Shahir ve Pak, 2010 yaklaşımı

Shahir ve Pak, 2010, doygun kumlar üzerindeki yüzeysel temellerde sıvılaşma nedeni

ile oluşan oturmanın hesaplanabilmesi için pratik bakış açısı ile genel bir bağıntı geliştirmişlerdir. Sıvılaşmış zeminin üzerindeki yüzeysel temellerin sismik tepkisi için oluşturmuş oldukları nümerik modelin geçerliliğini kanıtlamak için sentrifüj deneyleri gerçekleştirmişler ve elde ettikleri sonuçları deneysel ölçümlerle karşılaştırmışlardır. Nümerik modelin geçerliliğini bu şekilde kanıtladıktan sonra, homojen gevşek ince kumlu ortamda rijit temellerde sıvılaşma kaynaklı oturmanın tahmini için parametrik çalışmanın sonuçlarına dayalı Denklem 4.77'deki bağıntıyı ortaya atmışlardır. Sıvılaşmanın olduğu zemin tabakasının kalınlığının anahtar parametre olduğu da bu çalışmanın sonuçları arasında yer almıştır.

$$\frac{S_f}{Z_l} = Z_{l,m}^{0.5} \times q_{net}^{0.4} \times [0.0007 \exp(-0.5 \frac{B_f}{Z_l}) - 0.0012 \exp(-3.1 \frac{B_f}{Z_l}) + 0.0007] + 0.0144 \ln(\frac{H_t}{Z_l}) \quad (4.77)$$

Denklem 4.77'de temelin ortalama oturması (S_f), sıvılaşan en büyük kalınlık ($Z_{l,m}$), net taşıma basıncı (q_{net}), temel genişliği (B_f), sıvılaşan kalınlık (Z_l), toplam zemin yüksekliği (H_t) olarak tanımlanmıştır. $H_t \leq Z_{l,m}$ ise $Z_l = H_t$ ve $H_t > Z_{l,m}$ ise $Z_l = Z_{l,m}$ alınması önerilmiştir.

$Z_{l,m}/SM-SK2=2.30$ m $H_{t/SK2}=6.00$ m $H_t > Z_{l,m}$ olduğundan $Z_l = Z_{l,m}$ alınmıştır.

$B_f = 11.30$ m $q_{net/SK2} \approx 23.96(N_1)_{60} = 23.96 \times 7 = 167.72 kPa$

Ancak bu bağıntı kare rijit temelde veya H/B oranı düşük olan rijit yapıda sıvılaşma kaynaklı oturmaların hesabında pratikte kullanılması amacı ile geliştirilmiştir. Bu tez çalışmasında incelenen (3) nolu yapı için $H/B=13.60/11.30=1.20$ değerinde olup, incelenen zemin profilleri çok tabakalıdır. Şahir ve Pak tarafından önerilmiş olan bağıntının kum zeminler için ve yalnızca taşıma kapasitesi yenilgisinin olmadığı durumlarda geçerli olduğu belirtilmiştir. SM-SK2 tabakası için aşağıdaki hesaplama yapılmıştır.

$$\frac{S_f}{Z_l} = 2.30^{0.5} \times 168^{0.4} \times [0.0007 \exp(-0.5 \frac{11.30}{2.30}) - 0.0012 \exp(-3.1 \frac{11.30}{2.30}) + 0.0007] + 0.0144 \ln(\frac{6.00}{2.30})$$

$$\frac{S_f}{Z_l} = 1.52 \times 7.76 \times 0.00076 + 0.0138 = 0.0228$$

4.6.7. İnce daneli zeminlerde (yumuşak silt ve killerde) taşıma gücü kaybı (Erken ve Ülker, 2007)

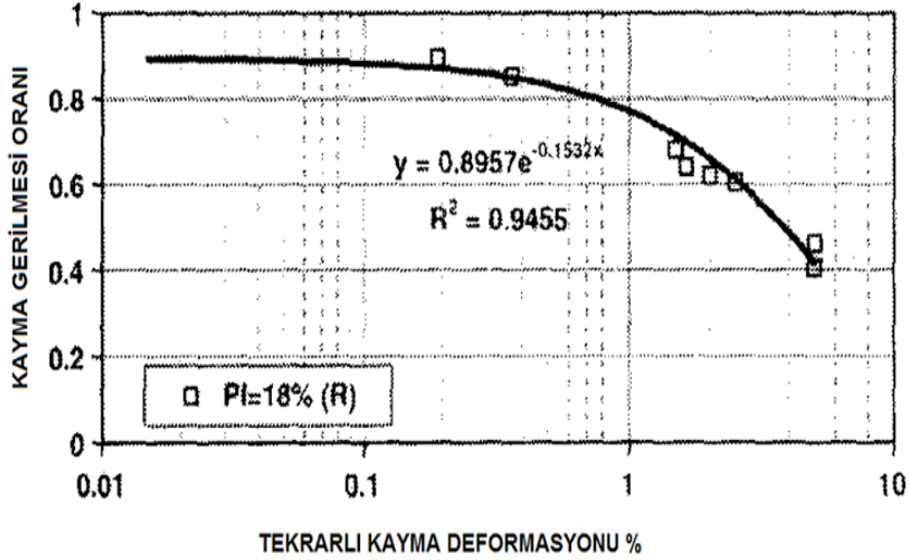
Depremler sırasında yumuşak silt ve killerde farklı genlik ve frekanslarda tekrarlı kayma gerilmeleri meydana gelir. Bu gerilmeler altında oluşan boşluk suyu basınçları ve deformasyonlar, zemin tabakalarının yumuşamasına ve yumuşama sonrası oluşan mukavemet kaybı da taşıma gücünün azalarak tabakalar üzerindeki yapıları etkileyerek yapı hasarının oluşmasına yol açarlar. Kısaca özetlenen bu olgu, tekrarlı yükler altında silt ve kil içeren zeminlerin davranışı, günümüze kadar çok sayıda araştırmacı tarafından incelenmiştir.

Ansal ve Erken, 1989; normal konsolide killerin tekrarlı kayma gerilmeleri altındaki davranışını drenajsız tekrarlı basit kayma deneyleri ile bir boyutlu olarak laboratuvarında hazırlanmış izotropik, konsolide olmuş kaolinit numuneler ile farklı kayma gerilmesi genlikleri ve tekrarlı yükleme frekansları altında incelemiştir. Elde ettikleri deneysel sonuçlar, tekrarlı kayma gerilmeleri altında kayma direncinin azaldığı sonucunu vermiş ve direnç azalmasının %65 büyüklüğe kadar erişebildiği görülmüştür. Boşluk suyu basıncı davranışı ise, aşağıda boşluk basıncı birikiminin oluşmayacağı bir eşik tekrarlı kayma gerilmesi varlığını göstermiştir. Bu çalışmada farklı gerilme oranı altında değişik çevrim sayılarında boşluk suyu basıncı artışı ile birim şekil değiştirme oranı değişimlerinin grafik olarak verilmiş olması, ileriki araştırmalar için bir basamak oluşturmuştur.

Erken ve ark., 2004; laboratuvarında hazırlanmış 100 kPa konsolidasyon basıncında konsolide edilmiş, plastisite indisi $PI=18$ olan yumuşak kilde dinamik burulmalı kayma gerilmesinin hemen ardından statik burulmalı deney uygulayarak boşluk suyu basıncı, birim kayma ve uygulanan çevrim sayısı ilişkilerini incelemiştir. Sonuç olarak, $N=20$ çevrim sayısı tekrarından sonra statik direncin azalma oranının %40 oranına vardığı ve bunun da taşıma gücünü azalttığı belirlenmiştir.

Erken ve Ülker; 2007, hem laboratuvarında hazırlanmış hem de örselenmemiş değişik plastisite indisine sahip zemin numuneleri üzerinde uyguladıkları deneylerle silt ve kil

içeren zeminlerin tekrarlı yükler altında ve sonrasında davranışlarını incelemiştir.



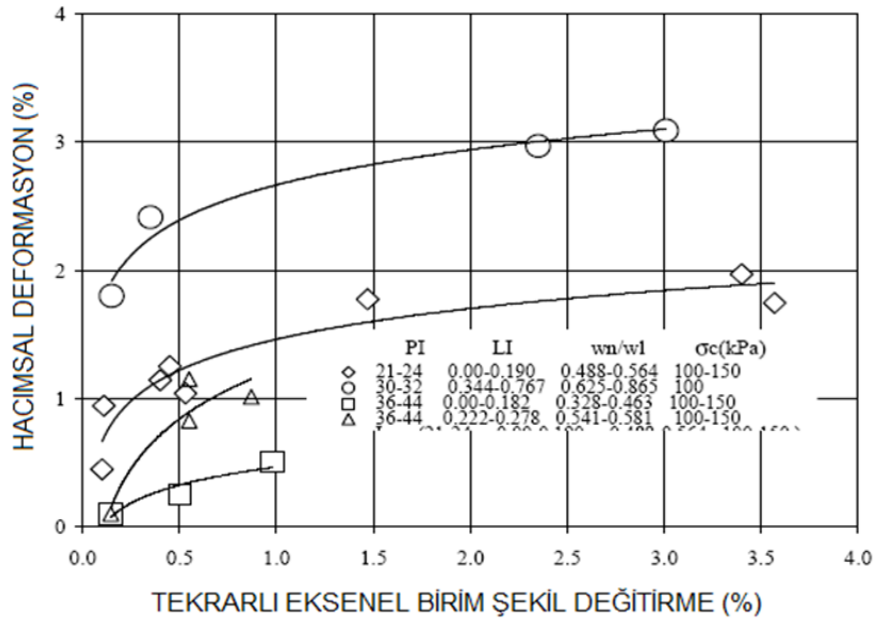
Şekil 4.56. PI=% 18 zeminlerde tekrarlı yüklenme nedeniyle statik kayma mukavemeti kaybı (Erken ve Ülker, 2007)

Sonuç olarak, N=20 çevrim sayısı tekrarından sonra statik direncin azalma oranının %40 oranına vardığı ve bunun da taşıma gücünü azalttığı belirlenmiştir. Yapılan deneyler sonucunda, dinamik deneylerde göçme sınırı olan ± 2.5 değerine genel olarak N=20 tekrar sayısında ulaşılabilmektedir.

Bu tez çalışmasında $M_w=7.4$ büyüklüğündeki Kocaeli Depremi etkileri incelenmekte olup, bu depremin oluşturduğu dinamik yükler altında ince daneli zemin tabakalarının minimum ± 2.5 deformasyon seviyesine ulaştığı kabulü ile Şekil 4.56. değerlendirildiğinde, taşıma gücü kaybı %40 seviyesinde belirlenebilmektedir.

Erken ve ark., 2011, Adapazarı ve Dinar'dan alınmış olan örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde tekrarlı üç eksenli deneyler uygulayarak tekrarlı yükler altında ve sonrasında davranışlarını incelemiştir. Katı killerin tekrarlı davranışını açıklamada w_n/LL oranının sıvılık indisi kadar önem taşımadığı görülmüştür. Yine yapılan çalışma sonucunda ince daneli zeminlerin statik mukavemetini etkileyen ana faktörlerden birinin tekrarlı eksenel deformasyon geçmişi olduğu görülmüştür.

Deprem karakteristikleri nedeniyle hareketin etkisi uzun olduğu zaman, yerel zemin koşulları ve basen etkisi de göz önünde tutulduğunda, ince daneli zeminlerin statik mukavemetin azalmasına neden olan büyük tekrarlı deformasyonlara maruz kaldıkları da bu çalışmada belirtilmiştir.



Şekil 4.57. Tekrarlı monotonik yükleme sonrasında hacimsel deformasyon (Erken ve ark., 2011)

Adapazarı'nda deprem sonrasında görülen oturmalarda plastisite indisi ve sıvılık indisinin etkisini incelemek için hacimsel deformasyon tekrarlı statik yükleme sonrasında ölçülmüştür. Herbir plastisite indisi ve sıvılaşıma indisi için yenilme limiti olan ± 2.5 seviyesinde hacimsel deformasyonun sabit kaldığı tesbit edilmiştir. Plastisite indisi $PI=30$ olan killerde tekrarlı eksenel deformasyon ± 2.5 seviyesinde iken hacimsel deformasyonun %3 değerine yükseldiği ve plastisite indisi azaldıkça hacimsel deformasyonun arttığı da bu çalışmanın sonuçları arasındadır.

Şekil 4.57.'de tekrarlı eksenel birim şekil değiştirme ($\pm \epsilon_c$) ve hacimsel deformasyon (ϵ_{vd}) ilişkisi sunulmuştur. Tablo 4.28.'de özellikleri verilen killi tabakalardaki oturma, Erken ve Ülker , 2007 ile Erken ve ark., 2011 yaklaşımı çerçevesinde değerlendirilmiştir.

Tablo 4.28. SK2 zemin profili ince daneli zemin tabakalarında oturma hesabına esas parametreler

	PI (%)	LI (%)	w_n/LL	ϵ_v (%)
SK2	37-22=15	$\frac{42-22}{15} = 1.33$	$\frac{42}{37} = 1.14$	3.0

4.6.7.1. SK2 zemin profilinde 1999 Kocaeli Depreminde farklı yaklaşımlara göre oturma

Üst bölümlerde anlatılmış olan literatürdeki geçerli yaklaşımlarla hesaplanmış olan SK2 zemin profilindeki toplam oturma miktarı Tablo 4.29.'da toplu halde sunulmuştur.

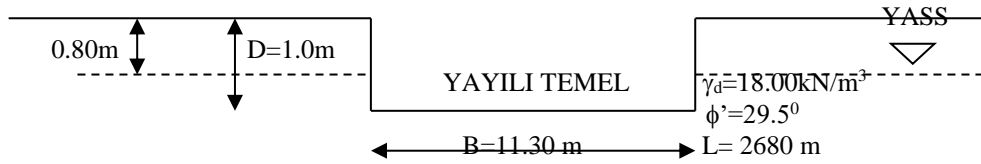
Tablo 4.29. SK2 zemin profili oturma analizi özeti

	Erken ve Ülker, (2007); Erken ve Ark., 2011	Erken ve Ülker, (2007); Erken ve Ark., 2011	Erken ve Ülker, (2007); Erken ve Ark., 2011	Erken ve Ülker, (2007); Erken ve Ark., 2011	Erken ve Ülker, (2007); Erken ve Ark., 2011	
	Lee ve Albasia, 1974	Tokimatsu ve Seed, 1987	Ishihara ve Yoshimine, 1992	Shamoto ve Ark., 1998	Lee, 2007	Shahir ve Pak, 2010
	230x2.5% =5.75	230x3.00% =6.90	230x3.50% =8.05	230x10% x0.84=19.31	230x3.11% =7.15	230x2.28% =5.24
SK2	260x3% =7.80	260x3% =7.80	260x3% =7.80	260x3% =7.80	260x3% =7.80	260x3% =7.80
-2.30	13.55 cm	14.70 cm	15.85 cm	27.11 cm	15.95 cm	13.04 cm
-5.70						
-8.70						

4.6.8. (3) nolu yapı temelini sismik taşıma gücü

Üst bölümlerde bu araştırmada incelenen veri gurubu zeminlerinin 1999 Kocaeli depreminde sıvılaşma olasılığı ve bu grup içindeki (3) nolu yapıda görülen oturmanın çeşitli yaklaşımlara göre değerlendirilmesi yapılmıştır. Ancak literatürde depremler sonrası oturmaların yalnızca sıvılaşma ile açıklanamıyacağı, temel taşıma gücünde de azalma olabileceği söylenmektedir (Richards ve ark., 1993). Çinicioğlu, 2005, 1999 Kocaeli Depreminin etkisi ile İzmit ve Adapazarı'nda oluşan göçmelerin çoğunun sebebinin taşıma gücü kaybı olduğunu söylemiştir. Dolayısı ile daha doğru sonuca varabilmek için, (3) nolu yapı temelini bir de sismik etki altında taşıma gücü literatürdeki yaklaşımlar çerçevesinde incelenmiştir (Şekil 4.58).

- Richards ve Ark., 1993



Şekil 4.58. Taşıma gücü kaybına esas (3) nolu yapı temel-zemin kesiti

$$q_{uE} = cN_{cE} + \gamma LN_{qE} + \frac{1}{2} \gamma BN_{\gamma E} \quad (4.78)$$

q_{uE} Taşıma gücü (kPa), c : Kohezyon (kPa), ϕ : Kayma direnci açısı ($^{\circ}$) $N_{cE}, N_{qE}, N_{\gamma E}$: Sismik taşıma gücü katsayıları, γ : Birim hacim ağırlık (kN/m^3), B : Temel genişliği (m), L : Temel uzunluğu (m) olarak Denklem 4.78'in parametreleri tanımlanmıştır. YASS etkisi için ikinci terimde $\gamma' = \gamma_d - \gamma_w$ kullanılmalıdır.

Hesaplamalarda 1999 Kocaeli Depremi ana şok ivme değerlerinin bölgedeki 3403-CEK, 4106-GBZ, 1404-GYN, 1612-IZN, 4101-IZT ve 5401-SKR istasyonlarındaki değerleri kullanılmıştır. İncelenen modelde temel SM tabakasına oturmakta olup $c'=0$ olduğundan, N_{cE} değeri hesaplanmamıştır.

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}} \quad N_{\gamma E} = \tan \rho_{AE} \left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1 \right) \quad (4.79)$$

K_{AE}, K_{PE} : Aktif ve pasif yanal toprak basıncı katsayısı ρ_{AE} : Kama açısı

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right)^2} \quad (4.80)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right)^2} \quad (4.81)$$

$$\rho_{AE} = a + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{(1 + \tan^2 a)[1 + \tan(\delta + \theta) \cot a]} - \tan a}{1 + \tan(\delta + \theta)(\tan a + \cot a)} \right) \quad (4.82)$$

k_h, k_v : Yatay ve düşey ivme katsayıları ($k_h = a_h/g$; $k_v = a_v/g$)

Tablo 4.30. Sismik taşıma gücü katsayıları (Richards ve ark., 1993)

	$\tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v}$	θ (°)	ϕ (°)	$a = \phi - \theta$ (°)	$\delta = \phi/2$ (°)	K_{PE}	K_{AE}	$\tan(\rho_{AE})$	N_{qE}	$N_{\gamma E}$
3403- CEK	$\frac{0.12}{1-0.05} = 0.126$	7.18	29.5	22.32	14.75	7.84	0.47	1.18	16.74	18.5
1612- IZN	$\frac{0.13}{1-0.08} = 0.141$	8.03	29.5	21.47	14.75	7.62	0.48	1.14	15.88	16.96
1404- GYN	$\frac{0.14}{1-0.13} = 0.161$	9.15	29.5	20.35	14.75	7.11	0.49	1.09	14.51	14.73
4101- IZT	$\frac{0.23}{1-0.15} = 0.271$	15.16	29.5	14.34	14.75	5.24	0.60	0.83	8.73	6.42
4106- GBZ	$\frac{0.27}{1-0.20} = 0.338$	18.68	29.5	10.82	14.75	4.31	0.69	0.67	6.25	3.52
5401- SKR	$\frac{0.41}{1-0.26} = 0.554$	28.99	29.5	0.51	14.75	1.94	1.33	0.11	1.46	0.05

(3) nolu yapı temeli aşırma gücü hesaplanması için yukarıda açıklanmış olan veriler Denklem 4.78'de yerine konarak yapılan hesaplamalar Tablo 4.31.'de özetlenmiştir. Buradan görüldüğü gibi 0.41g yatay ivme değerinde son taşıma gücü 28.54 kPa değerine kadar düşmüştür.

Tablo 4.31. (3) nolu yapı sismik taşıma gücü (Richards ve ark., 1993)

YATAY İVME (g)	0.12	0.13	0.14	0.23	0.27	0.41
SON TAŞIMA GÜCÜ (kPa)	1137.52	1052.43	926.98	447.32	271.60	28.54

- Paolucci ve Pecker, 1997

Paolucci ve Becker, 1997 sığ temellerin taşıma gücü üzerinde sismik etkileri kinematik yaklaşım ile analiz etmişlerdir. Denklem 4.83’de sığ temellerin ultimate taşıma gücü için geliştirilmiş olan klasik bağıntı verilmiştir.

$$q_u = c.N_c(\phi) + q_y.N_q(\phi) + \frac{1}{2}\gamma B.N_\gamma(\phi) \quad (4.83)$$

q_u : Taşıma gücü (kPa), c : Kohezyon (kPa), q_y : Sürşarj yükü (kPa), ϕ : Kayma direnci açısı ($^\circ$), N_c, N_q, N_γ : Taşıma gücü faktörleri, γ : Birim hacim ağırlık (kN/m^3), B : Temel genişliği (m) olarak tanımlanan Denklem 4.83 parametreleri ile hesaplamalar yapılmıştır. Taşıma gücü faktörlerine ait eşitlikler aşağıda verilmiş olup, $N_\gamma(\phi)$ değeri plastisite teorisi, Eurocode7, 1994 ya da kinematik yaklaşımla hesaplanabilmektedir.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2(45^\circ + \phi / 2) \quad (4.84)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (4.85) \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi \quad (\text{Eurocode7}) \quad (4.86)$$

$$v = \left(1 - \frac{k_h}{0.85}\right)^3 \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35} \left(1 - \frac{2\zeta k_h}{B}\right)^{1.8} = v_h \cdot v_i \cdot v_e \quad (4.87)$$

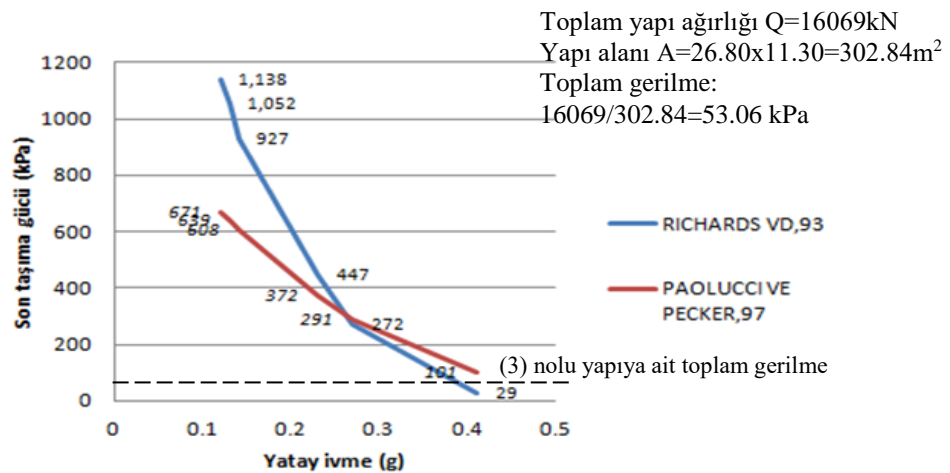
v_h : Yatay yük etkisi, v_i : Zemin atalet kuvvetlerinin etkisi, v_e : Eksantrisite etkisi
 ζ : Yatay yükün etki ettiği yükseklik (m), k_h : Yatay ivme (g) tanımları ise Denklem 4.87’nin parametrelerini göstermektedir.

Tablo 4.32. Tablo 4.6.9.2. (3) nolu yapı sismik taşıma gücü (Paolucci ve Pecker, 1997)

Yatay ivme (g)	v^*	N_q	N_γ	Q_u (kPa)	Q_{ue} (kPa)
0.12	0.583	17.38	18.54	1150.85	$1150.85 \times 0.583 = 670.95$
0.13	0.555	17.38	18.54	1150.85	$1150.85 \times 0.555 = 638.72$
0.14	0.528	17.38	18.54	1150.85	$1150.85 \times 0.528 = 607.65$
0.23	0.323	17.38	18.54	1150.85	$1150.85 \times 0.323 = 371.72$
0.27	0.253	17.38	18.54	1150.85	$1150.85 \times 0.253 = 291.17$
0.41	0.088	17.38	18.54	1150.85	$1150.85 \times 0.088 = 101.27$

* V_e dikkate alınmamıştır.

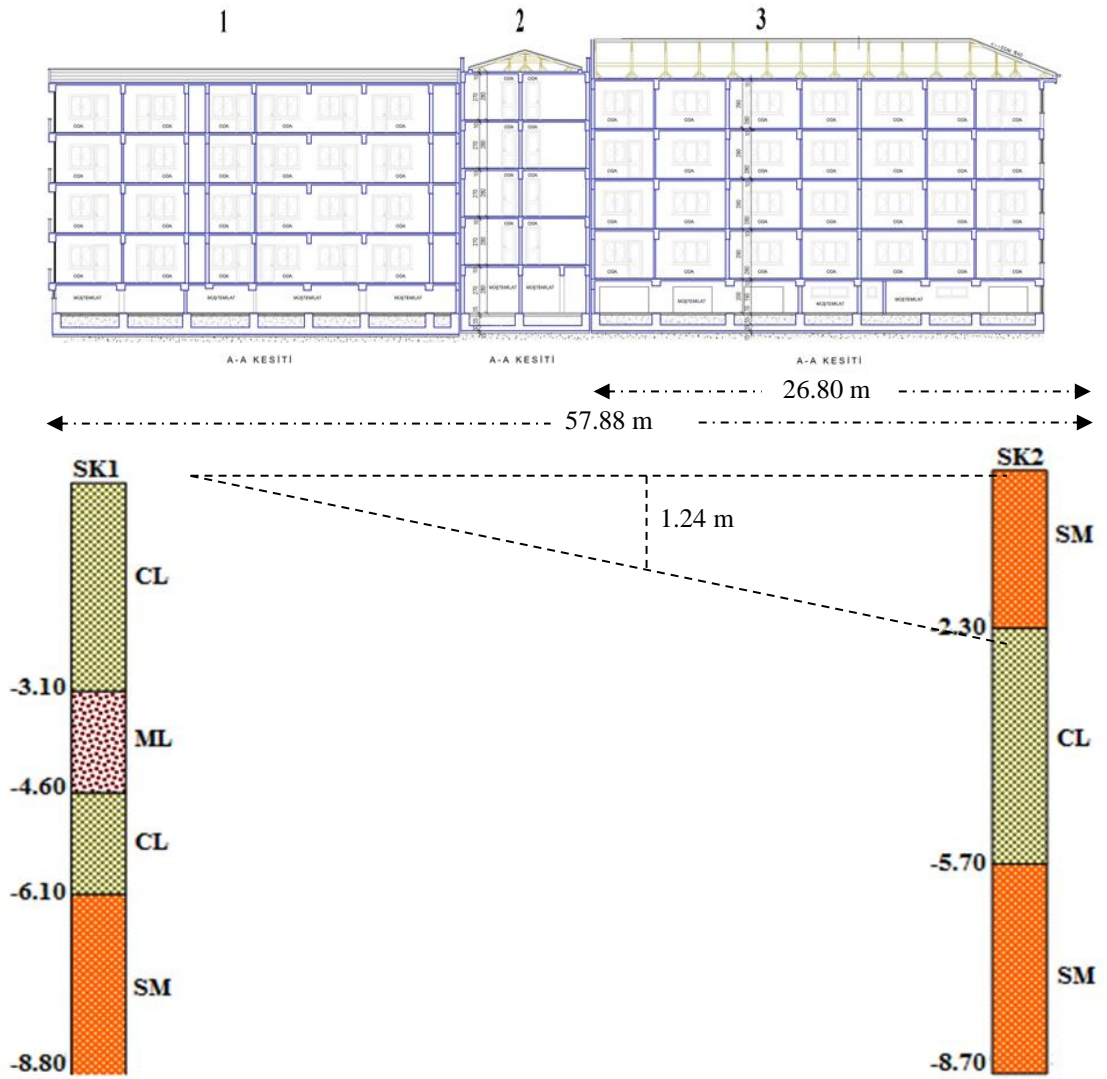
Paolucci ve Pecker, 1997 yaklaşımında Denklem 4.87 ile sığ temellerin taşıma gücü üzerindeki sismik etkiler basit bir şekilde değerlendirilmiştir. Kısaca özetlenen Paolucci ve Pecker, 1997 yaklaşımı (3) nolu yapı ve Richards ve ark., 1993 yaklaşımında verilmiş olan ivme değerleri ile birlikte uygulanmıştır (Şekil 4.59.).



Şekil 4.59. (3) nolu yapı için son taşıma gücünün yatay ivme ile değişimi (Richards ve ark., 1993)

4.7. Yatay Deplasman

Literatürde geçerli yaklaşımlarla sıvılaşma sonrası incelenen yapı-zemin modelinde (Şekil 4.60.) yanal deplasmanlar hesaplanmıştır. Daha sonra Plaxis-2016 yazılımında elde edilen sonuçla ve deprem sonrası karşılaşılan gerçek durumla hesaplanmış olan değerler karşılaştırılmıştır.



Şekil 4.60. Yanal deplasmanın incelendiği yapı-zemin modeli

1. Hamada ve Ark.,1986

Hamada ve ark., 1986, depremlerde kumlu zeminlerde sıvılaşma nedeniyle oluşan yapı hasarının yanında büyük kalıcı zemin deplasmanlarından söz etmişlerdir. 1964 Niigata ve Alaska depremleri ile 1971 San Fernando Depreminde gevşek kumlu ve siltli tabakaların hareket ettiği saptanmıştır. Bu çalışmada araştırmacılar “kalıcı zemin deplasmanlarının ölçümü”, “yapı hasarı ve kalıcı zemin deplasmanları arasındaki ilişki”, “kalıcı zemin deplasmanlarının sebebi”, kalıcı zemin deplasmanları ve şekil değiştirmeleri ile birlikte gömülü borular ve yapılarda hasar derecesi analizleri” ile

“temel kazıkları ve gömülü borularda yenilme yöntemi için nümerik analizler” konu başlıklarını incelemişlerdir. Çalışma sonucunda kalıcı zemin deplasmanlarının tayini için Denklem 4.88’deki bağıntıyı önermişlerdir.

$$D = 0.75 \times \sqrt{H} \times \sqrt[3]{\theta} \quad (4.88)$$

Denklem 4.88’de (D) yatay doğrultuda kalıcı zemin deplasmanı (m), (H) sıvılaştan tabaka kalınlığı (m), (θ) zemin yüzeyinin veya sıvılaştan tabakanın alt yüzeyinin eğimi (%) olarak ifade edilmiştir. Üzerinde çalışılan model Şekil 4.60.’da sunulmuş olup, yatay deplasmanın görüldüğü (3) nolu binanın analizi bu bağıntı ile yapılmıştır.

(3) nolu yapı altında sıvılaştan SM tabakası kalınlığı ortalama olarak;

$$\frac{x}{2.30} = \frac{31.08}{57.88} \quad x=1.24 \text{ m} \quad \frac{1.24 + 2.30}{2} = 1.77 \text{ (H=1.77 m)} \text{ hesaplanmıştır.}$$

$$\theta = \frac{2.30}{57.88} = 0.040 \quad D = 0.75 \times \sqrt{1.77} \times \sqrt[3]{0.04} = 0.3393 \text{ m} = 33.93 \text{ cm}$$

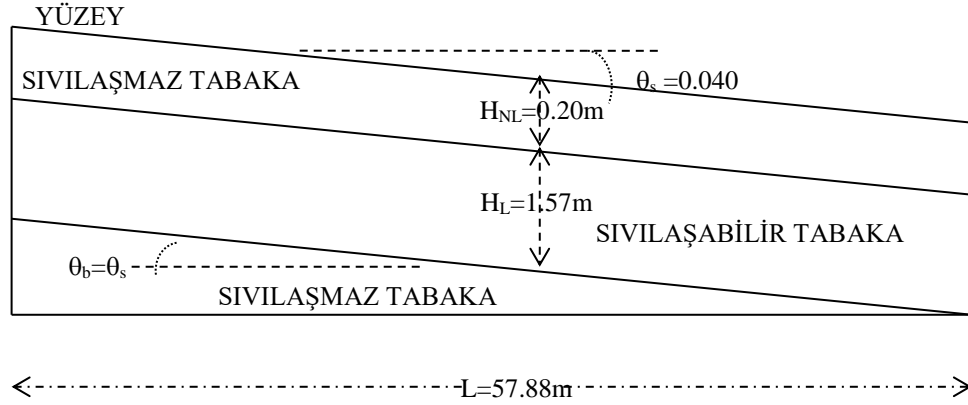
Hamada ve ark., 1986, yaklaşımına göre SK2 profilinde 0 -2.30 m arasındaki SM tabakasının sıvılaşması nedeni ile (3) nolu yapının etkilendiği yatay deplasman 33.93 cm hesaplanmıştır.

2. Tokida ve Ark., 1993

Tokida ve ark., 1993, zemin sıvılaşması nedeni ile yanal zemin akması ile ilişkili faktörleri incelemek için, geçmiş depremlerdeki arazi çalışmaları ve gerçek vakaları büyük ölçekli sarsma tablası deneylerinde modellemişler ve kalıcı yanal deplasmanları hesaplamak için en küçük potansiyel enerji prensibine dayalı analitik metod uygulamışlardır. En küçük enerji potansiyeli prensibi kullanılarak yapılan parametrik çalışma sonucunda da pratik ve basit bir yöntem geliştirmişlerdir. Sarsma tablası deneyleri zemin sıvılaşması nedeniyle oluşan yanal zemin akması için “akan alanın uzunluğu”, “sıvılaştan tabakanın kalınlığı”, “yüzeydeki doymuş olmayan tabakanın kalınlığı” ve “tabakaların eğimi” faktörlerinin önemini ortaya koymuştur. Pratik yöntem olarak da Denklem 4.89 bağıntısının kullanılmasını önermişlerdir.

$$D=1.73 \times 10^{-5} \times L^{1.94} \times H_L^{0.298} \times H_{NL}^{-0.275} \times \theta^{0.963} \quad (4.89)$$

Bu bağıntıdaki sembollerin ifadeleri ve üzerinde çalışılan modelde karşılık gelen değerleri Şekil 4.60.'dan alınarak Şekil 4.61.'de gösterilmiştir.



Şekil 4.61. İncelenen modelde Tokida ve ark., 1993 yaklaşımına göre alınan parametreler

İncelenen model için parametreler $L=57.88$ m (akan zemin alanının uzunluğu), $H_L=1.77-0.20=1.57$ m (sıvılaşan tabakanın ortalama kalınlığı), $H_{NL}=0.20$ m (sıvılaşmayan yüzey tabakasının ortalama kalınlığı), $\theta=0.040$ (tabakaların eğimi) olarak hesaplanarak Denklem 4.89'da yerlerine konmuştur.

$$D_{SM}=0.0000173 \times 57.88^{1.94} \times 1.57^{0.298} \times 0.20^{-0.275} \times 0.040^{0.963}=0.36 \text{ cm}$$

Tokida ve ark., 1993 yaklaşımına göre SK2 profilinde 0 -2.30 m arasındaki SM tabakasının sıvılaşması nedeni ile oluşan yatay deplasman ihmal edilebilir boyutta 0.36 cm değerinde hesaplanmıştır.

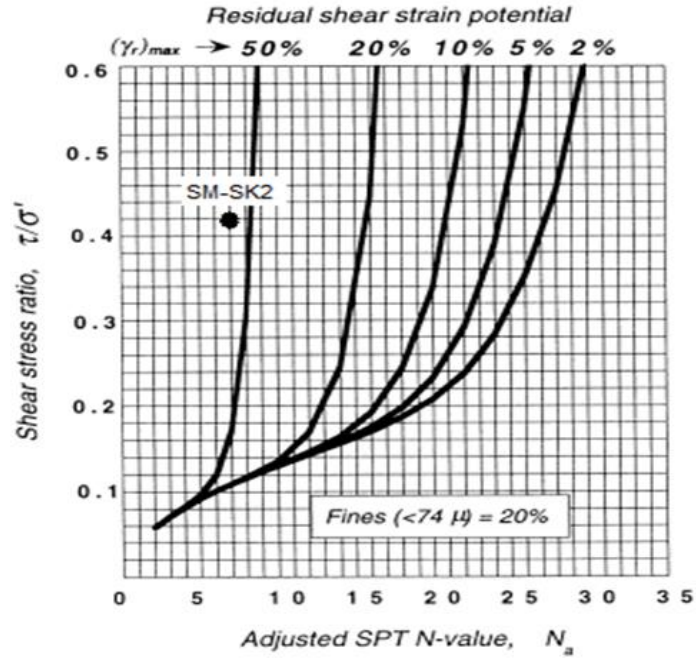
3. Shamoto ve Ark., 1998

Geçmişteki kuvvetli depremlerde önemli zemin oturmaları ve yanal yayılmaların büyük çapta olduğu ve sıvılaşma sonrası kalıcı zemin oturmaları ve yanal yayılma hesaplamalarının prensipte birbirinden ayıramayacağı görüşü ile bir çalışma

yapılmıştır. Her iki zemin deformasyonunun hesaplanabilmesi için yeni bir metod ve grafikler geliştirmişlerdir.

Tablo 4.33. SK2 profili SM tabakasına ait devirsel kayma gerilmesi oranı ve düzeltilmiş SPTN değerleri

SM-SK2	
τ_{av}/σ_0'	0.41
$(N_1)_{60}$	7
İDO (%)	19



Şekil 4.62. Shamoto ve ark., 1998 yaklaşımı ile SK2-SM tabakasında en büyük kayma şekil değıştirme değeri (Shamoto ve ark., 1998)

$$\gamma_r = C_h \times (\gamma_r)_{\max} ; D_h = C_h \times (D_h)_{\max} = 0.16 \times (D_h)_{\max} \quad (4.90)$$

Tablo 4.34. Shamoto ve ark., 1998 yaklaşımı ile üzerinde çalışılan zemin tabakalarında elde edilen oturma miktarları

Tabaka adı	Tabaka kalınlığı (cm)	$(\gamma_r)_{\max}$ (%) (Şekil 4.62.)	$(D_h)_{\max}$ (cm)	D_h (cm)
SM-SK2	177	60	106.20	$0.16 \times 106.1 = 16.99$

4. Rauch ve Martin, 2000-Epolls Model

Sıvılaşma kaynaklı yanal yayılma nedeni ile oluşan zemin yüzeyindeki deplasmanların belirlenebilmesi için yanal yayılma için sıvılaşma tahmini (EPOLLS) adı verilmiş olan yeni bir ampirik metod Rauch ve ark.,2000 tarafından geliştirilmiştir. Bu model, yanal yayılma potansiyelinde meydana gelen ortalama yatay yüzey deplasmanının tahmin edilmesi amacıyla “Bölgesel-EPOLLS”, “Mahalli EPOLLS” ve “Geoteknik EPOLLS” olmak üzere üç bölüm olarak sunulmuştur.

Model; sismik girdi hareketi, bölge topoğrafyası ve yüzey altı zemin şartlarını temsil eden 4-9 adet parametre ile birlikte basit cebrik eşitliklerden oluşmuştur.

Bölgesel-Epolls (R-Epolls): Bölgesel tehlike değerlendirilmesinde geçerli genel bir bilgi sağlayan bu analizde, yalnızca sismik kaynak ve sarsıntının yerel şiddetine ait veriler gereklidir.

$$\text{Ort. yatay deplasm}=(0.613M_w-0,0139R_f-2.424A_{\max}-0,0114T_d-2.21)^2+0.149 \quad (4.91)$$

Denklem 4.91 parametreleri incelenen model için [M_w : Moment magnitüdü=7.4], [R_f : Fay kırığının yüzeydeki yansımaya veya sismik enerji çıkış bölgesi ile çalışılan arazi arasındaki yatay mesafe (km)=7.80 km (yüzey kırılması-SKR istasyonu arası 3.3 km; SKR istasyonu-incelenen bölge arası=4.50 km) (Kaya ve Erken, 2009)], [A_{\max} : Zemin yüzeyindeki en büyük ivme(g)=0.4 g], [T_d : Yüzeydeki ivmenin başlangıç ve bitiş değerinin $0.05g(0.4 \times 0.05=0.02g)$ ye eşit ya da büyük olduğu zaman dilimi (s)=169.99-130.66=39.33 s] şeklinde alınmıştır.

$$\text{Or.y.depl.}=(0.613 \times 7.4-0.0139 \times 7.80-2.424 \times 0.4-0.0114 \times 39.33-2.21)^2+0.149=78.90 \text{cm}$$

Mahalli-Epolls (S-Epolls): Kayması beklenen alanın boyutları ve mahalline özel yüzey topoğrafyası verileri ile analiz yapılır.

$$\begin{aligned} \text{Ortalama yatay deplasman} &= (0.613M_w-0.0139R_f-2.424A_{\max}-0.0114T_d+0.000523L_{\text{slide}} \\ &+0.0423S_{\text{top}}+0.0313H_{\text{face}}-2.44)^2+0.111 \end{aligned} \quad (4.92)$$

[L_{slide} : Hareketin geçerli yönündeki yanal yayılmada ayak ve baş arasındaki max yatay mesafe (m)=26.80 m], [S_{top} : Ortalama eğim (Serbest yüzey sunulduğunda, serbest yüzeyde kaymanın başlangıcından tepeye kadar ölçülen yüzey eğimi (%))=0.04], [H_{face} : Serbest yüzeyde ayaktan tepeye kadar ölçülen düşey mesafe (Serbest yüzey sunulmadığında $H_{face}=0$)(m)=1.77 m] parametreleri Denklem 4.92’de uygulanarak ortalama yatay deplasman 52.19 cm olarak hesaplanmıştır.

$$\text{Ort.yatay dep.}=(0.613 \times 7.4 - 0.0139 \times 7.80 - 2.424 \times 0.4 - 0.0114 \times 39.33 + 0.000523 \times 26.80 + 0.0423 \times 0.04 + 0.0313 \times 1.77 - 2.44)^2 + 0.111 = 52.19 \text{ cm}$$

Goteknik Epolls (G-Epolls): Diğer iki analize ilaveten zemin incelemeleri yolu ile elde edilen verileri de içerir.

$$\text{Ortalama yatay deplasman}=(0.613M_w - 0.0139R_f - 2.424A_{max} - 0.0114T_d + 0.000523L_{slide} + 0.0423S_{top} + 0.0313H_{face} + 0.0506Z_{FSmin} - 0.0861Z_{liq} - 2.49)^2 + 0.124 \quad (4.93)$$

[Z_{FSmin} : Potansiyel sıvılaşabilen zeminde minimum güvenlik faktörü için ortalama derinlik (m) =1.77 m], [Z_{liq} : Sıvılaşmış zeminin tepesinden ortalama derinlik (m) =1.77 m] parametreleri Denklem 4.93’te uygulanmıştır.

$$\text{ORT.YAT.DEP}=(0.613 \times 7.4 - 0.0139 \times 7.80 - 2.424 \times 0.4 - 0.0114 \times 39.33 + 0.000523 \times 26.80 + 0.0423 \times 0.04 + 0.0313 \times 1.77 + 0.0506 \times 1.77 - 0.0861 \times 1.77 - 2.49)^2 + 0.124 = 40.28 \text{ cm}$$

5. Youd ve Perkins, 1987

Youd ve Perkins, 1987; “sıvılaşma şiddet indeksi (LSI)” terimi hesabına dayalı bir yöntem geliştirmişlerdir.

$$\text{LogLSI} = -3.49 - 1.86 \log R + 0.98 M_w \quad (4.94)$$

Denklem 4.94’deki bağıntı ile sıvılaşma etkilerinin şiddetini karakterize etmişlerdir.

Bu bağıntıda M_w terimi deprem büyüklüğünü, R terimi ise sismik enerji kaynağı ile hesaplanan lokasyon arasındaki yatay mesafeyi (km) ifade etmektedir. Tahmin edilen en büyük kalıcı yanal deplasmanı veren LSI değeri, inç (1 inç \approx 25 mm) birimindedir.

$$R = 7.8 \text{ km} \quad M_w = 7.4 \quad \log LSI = -3.49 - 1.86 \times \log 7.8 + 0.98 \times 7.4 = 2.10 \quad LSI \approx 3.4 \text{ m}$$

Ancak en büyük yanal zemin deplasmanının 2.5 m değerini aşmadığı durumlarda bu bağıntının anlamlı bir sonuç verebildiği söylenmiş olduğundan, üzerinde çalışılan modelde uygulanabilirliği yoktur.

6. Youd ve Ark., 2002

Youd ve ark., 2002 tarafından, 1992 ve 1995'te Bartlett ve Youd'un yanal yayılma deplasmanlarının tahmini için önermiş oldukları ampirik eşitlikler geçmişte meydana gelmiş depremlerdeki veri tabanı ile geliştirilerek MLR (Multilinear Regression) model oluşturulmuştur. Bu modelde serbest yüzey ve zemin eğimi uygulaması ile ilgili üretilmiş olan Denklem 4.95 ve Denklem 4.96 aşağıda sunulmuştur.

$$\begin{aligned} \log D_H = & -16.713 + 1.532M - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.592 \log W + 0.540 \log T_{15} \\ & + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D_{50_{15}} + 0.1 \text{ mm}) \end{aligned} \quad (4.95)$$

$$\begin{aligned} \log D_H = & -16.213 + 1.532M - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15} \\ & + 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.795 \log(D_{50_{15}} + 0.1 \text{ mm}) \end{aligned} \quad (4.96)$$

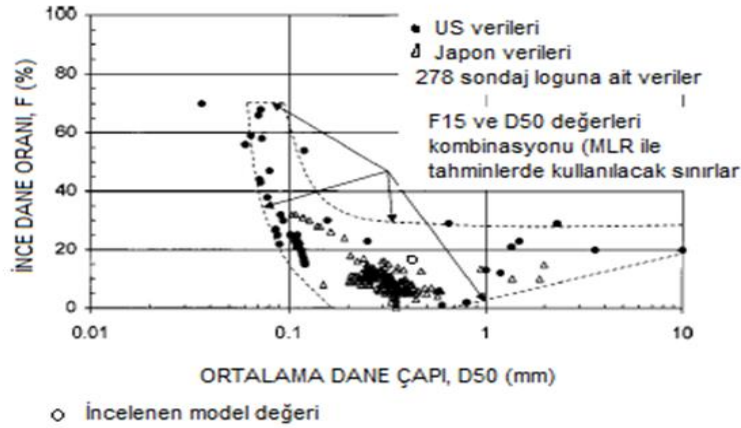
Denklem 4.96'nın parametreleri [D_H : Tahmin edilen yatay zemin deplasmanı (m)], [M : Depremin moment magnitudü], [R : Sismik enerji kaynağı ile çalışılan arazi arasındaki en kısa yatay mesafe (km)], [S : Zemin eğimi (%)], [T_{15} : 15 m den daha küçük derinlikte doygun daneli tabakaların toplam kalınlığı (m)], [F_{15} : 15 m den daha küçük derinlikte ortalama ince dane oranı (%)], [$D_{50_{15}}$: 15 m den daha küçük derinlikte ortalama dane çapı (mm)] olarak özetlenmiş ve diğer parametreler Denklem 4.97, 4.98 ve 4.99 eşitlikleri ile verilmiştir.

$$W : \text{Serbest yüzey oranı (\%)} = \frac{H(\text{serbest...yüzey...yüksekliği})}{L(\text{yatay...mesafe})} \quad (4.97)$$

$$R^*=R+R_0 \text{ (modifiye edilmiş kaynak mesafesi)} \quad (4.98)$$

$$R_0=10^{(0.89M-5.64)} \text{ (deprem büyüklüğünün fonksiyonu olan mesafe sabiti)} \quad (4.99)$$

MLR modelini uygulamak için öncelikle $[6 < M_w < 8]$, $[1 < W(\%) < 20]$, $[0.1 < S(\%) < 6]$, $[1 < T_{15}(m) < 15]$, $[F_{15}$ ve $D50_{15}$ değerleri Şekil 4.63.'te verilen sınırlar içinde olmalıdır] şartları sağlanmalıdır. Bu çalışmadaki modelde $M_w=7.4$, $S=\%0.1$ (zemin eğimi, yaklaşımdaki en küçük değer alınmıştır), $T_{15}=1.77$ m, $R=7.80$ km, $F_{15}=0.19$, $D50_{15}=0.45$, $R_0=10^{(0.89M-5.64)}=8.83$ km, $R^*=R+R_0=7.80+8.83=16.63$ km değerleri alınmıştır.



Şekil 4.63. F_{15} ve $D50$ için MLR eşitliklerinde kullanılacak değer aralığı (Youd ve ark., 2002)

MLR eşitliklerini kullanırken, yukarıdaki şartların sağlanmasının ardından serbest yüzey şartları ile ilgili olanı mı yoksa zemin eğimi ile ilgili olanın mı kullanılacağına karar verilmesi gerekir. W değerinin küçük olduğu durumlarda tahmin edilen deplasmanları genellikle zemin eğimi ile ilgili şartların kontrol ettiği, dolayısı ile bununla ilgili bağıntının kullanılmasının doğru olacağı söylenmiştir. Bu nedenle, incelenen modelde Denklem 4.96 kullanılmıştır.

$$\begin{aligned} \text{Log}D_{H,SM-SK2} &= -16.213 + 1.532 \times 7.4 - 1.406 \log 16.63 - 0.012 \times 7.804 + 0.338 \log 0.1 \\ &\quad + 0.540 \log 1.77 + 3.413 \log (100 - 19) - 0.795 \log (0.45 + 0.1) \\ &= -18.362 + 18.190 = -0.172 \end{aligned}$$

$$D_{H,SM-SK2} = 67.3 \text{ cm}$$

7. Youd ve Ark., 2009

Youd ve ark., 2009, Adapazarı'nda Çark deresi, Cumhuriyet mahallesinde ve İzmit Körfezinde Değirmendere burnunda geçerli tahmin yöntemleri ile sıvılaşma direnci ve yanal yayılma deplasmanı analizi yapmışlardır. Sıvılaşma analizinde “Çin Kriteri-Seed ve Idriss, 1982”, “Modifiye Çin Kriteri-Andrews ve Martin, 2000”, “Bray ve Sancio, 2006” ile “Boulangier ve Idriss, 2006 (PI<7)” kriterleri kullanılmıştır. Yanal yayılma analizlerinde ise kum benzeri davranış gösteren ince daneli zeminlerde Youd ve ark., 2002 tarafından geliştirilmiş olan MLR yöntemi uygulanmıştır.

Kil davranışı gösteren ince daneli zeminlerde yanal hareket :

$$\tau_{pk} = \gamma h \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) r_d \quad (4.100)$$

$$FS = \frac{S_u}{\tau_{pk} + \tau_{st}} \quad (4.101)$$

CL tabakaları için $s_u=90$ kPa

g: Yerçekimi ivmesi

a_{\max} : Pik yatay yüzey ivmesi (g) =0.4g

r_d : Gerilme azalım katsayısı $r_d=1-0.00765z$;

$r_{d,CL-SK1}=1-0.00765 \times 3.10=0.976$ $r_{d,CL-SK2}=1-0.00765 \times 5.70=0.956$

$$\tau_{st}=0.5\gamma h \sin\alpha \quad (4.102)$$

$$\alpha: \text{yüzey eğim açısı} \quad \alpha = \frac{5.70-3.10}{57.88} = 0.045 \quad \alpha=2.6^\circ \quad \sin\alpha=0.045$$

$$h: \text{yenilme düzleminin derinliği (m)} \quad \frac{3.10+5.70}{2} = 4.40m$$

$$\tau_{pk,CL-SK1} = 19.00 \times 3.10 \times \frac{0.4g}{g} \times 0.976 = 22.995kPa$$

$$\tau_{pk,CL-SM2} = [(18.00 \times 2.30) + (19.00 \times 3.40)] \times \frac{0.4g}{g} \times 0.956 = 40.534kPa$$

$$\tau_{pk,ort} = \frac{22.995 + 40.534}{2} = 31.765kPa$$

$$\tau_{st,CL-SK1}=0.5 \times 19.00 \times 3.10 \times 0.0314=0.925 \text{ kPa}$$

$$\tau_{st,CL-SK2}=0.5 \times [(18.00 \times 2.30) + (19.00 \times 3.40)] \times 0.0314=1.664 \text{ kPa}$$

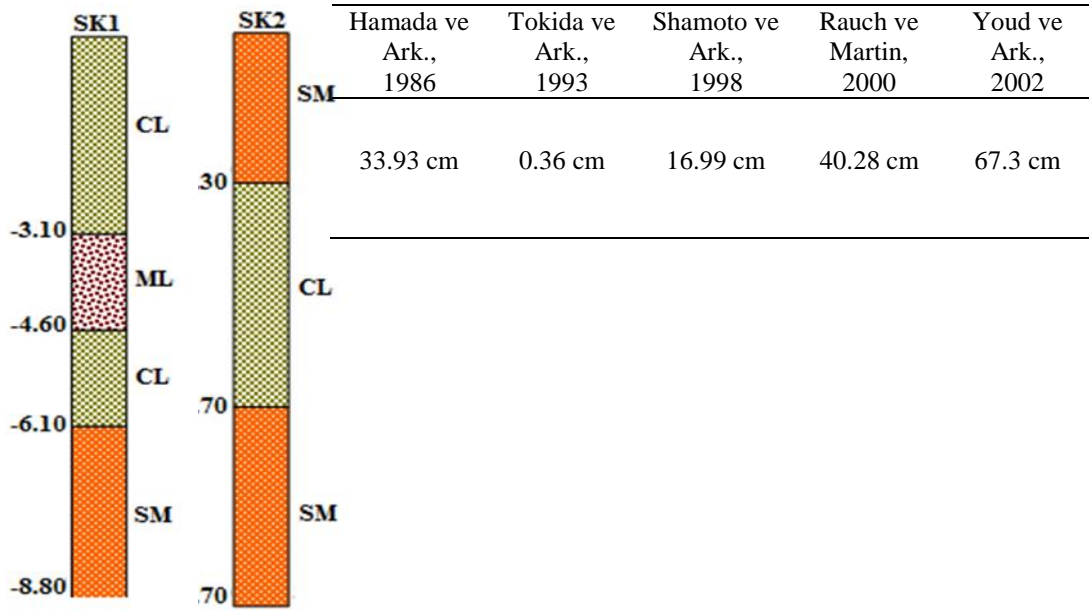
$$\tau_{st,ort} = \frac{0.925 + 1.664}{2} = 1.295kPa$$

$$FS = \frac{90.000}{27.214 + 1.295} = 3.16 > 1$$

Sıvılaşma potansiyeli analizinde de “sıvılaşmaz” özellikte olan CL tabakalarının yanıl yayılma nedeni ile oluşması muhtemel yatay deplasmana etkisi olmadığı sonucuna varılmıştır.

4.7.1. SK1, SK2 zemin profillerinde 1999 Kocaeli Depreminde farklı yaklaşımlara göre yatay deplasman

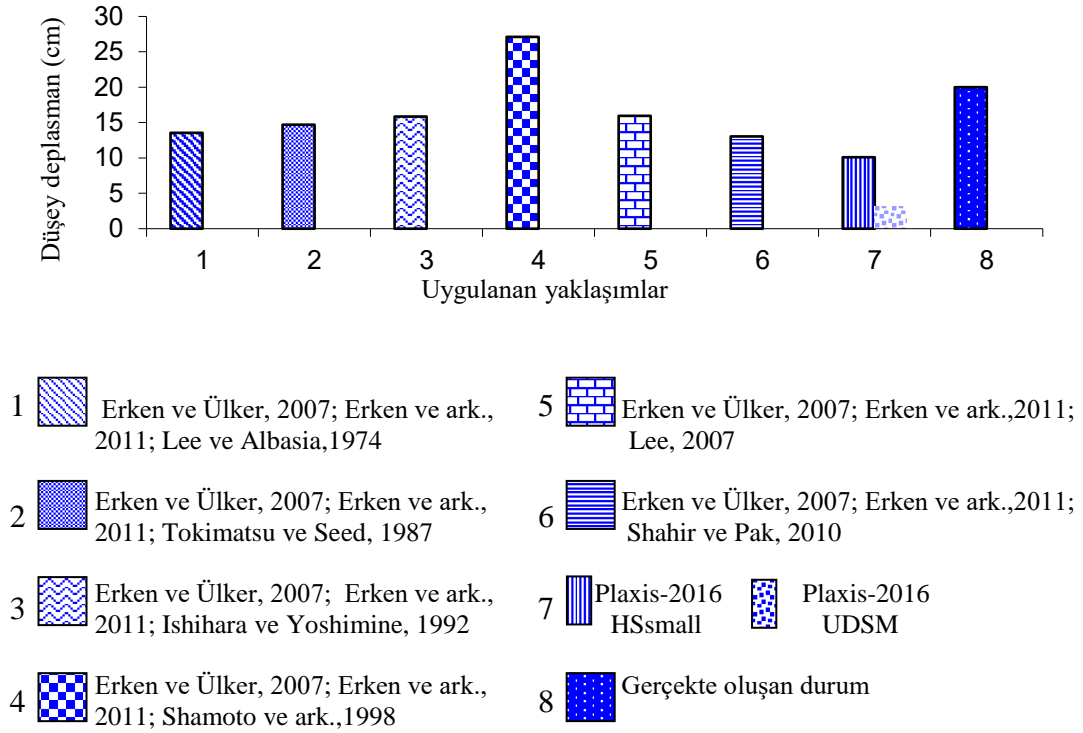
Tablo 4.35. SK1-SK2 kesiti yatay deplasman



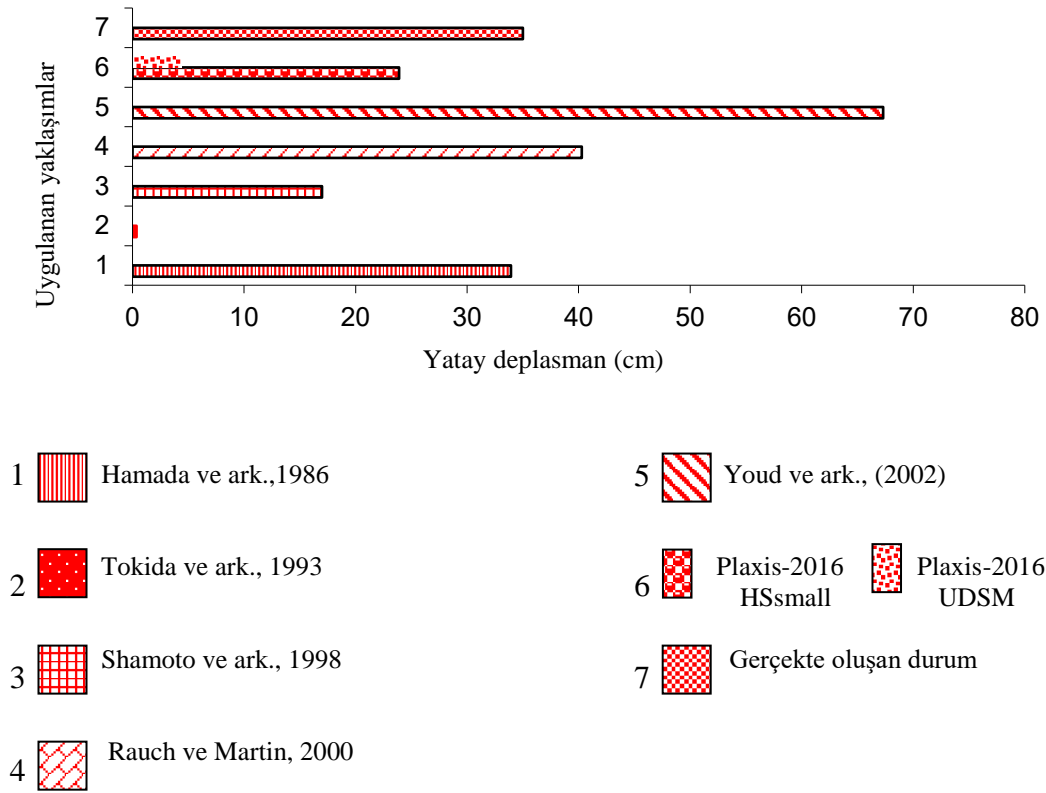
Literatürde kullanılan yaklaşımlara göre SK1-SK2 zemin profilinde hesaplanmış olan yatay deplasman değerleri Tablo 4.35.’de toplu halde sunulmuştur.

4.8. İncelenen Veri Gurubunda 1999 Kocaeli Depreminde Literatürdeki Yaklaşımlar ve Plaxis-2016 Yazılımı İle Oturma ve Yatay Deplasman

Literatürdeki geçerli yaklaşımlar ve Plaxis-2016 yazılımında yapılan hesaplamalar ile Tıgıcılar mahallesi 604/694(1 nolu yapı), 604/636(2 nolu yapı) ve 604/654(3 nolu yapı) parsellerindeki yapıların ve üzerine oturdukları zemin profillerinin 1999 Kocaeli Depremindeki davranışlarının incelenmesi sonucu (3) nolu yapı deplasmanına ait elde edilen değerlerin grafik gösterimi Şekil 4.64.’de verilmiştir.



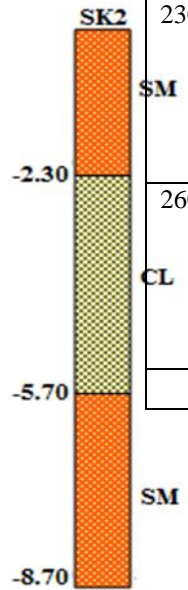
a) Düşey deplasman



b) Yatay deplasman

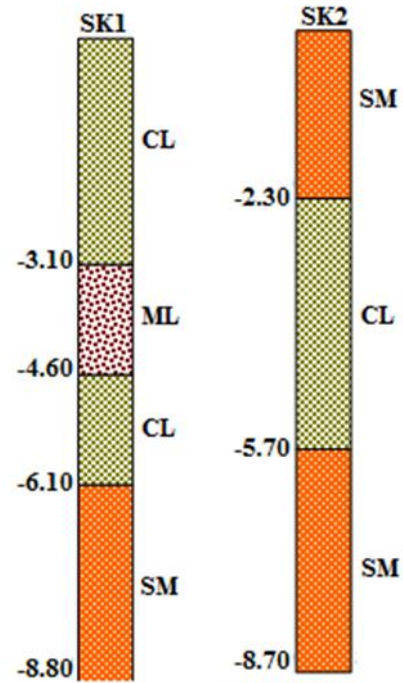
Şekil 4.64. Çeşitli yaklaşımlara göre 1999 Kocaeli Depreminde (3) nolu yapıda oluşan yatay ve düşey deplasman

Tablo 4.36. SK2 zemin profili oturma analizi karşılaştırılması

		Erken ve Ülker, (2007); Erken ve Ark., 2011	Erken ve Ülker, (2007); Erken ve Ark., 2011	Erken ve Ülker, (2007); Erken ve Ark., 2011	Erken ve Ülker, (2007); Erken ve Ark., 2011	Erken ve Ülker, (2007); Erken ve Ark., 2011	Plaxis-2016 yazılımı ile hesaplanan deplasman		Gerçek oluşan deplasman
 <p>SK2 SM -2.30 CL -5.70 SM -8.70</p>	Lee ve Albasia, 1974	Tokimatsu ve Seed, 1987	Ishihara ve Yoshimine, 1992	Shamoto ve Ark., 1998	Lee, 2007	Shahir ve Pak, 2010	HSS	UDSM	
	$230 \times 2.50\% = 5.75$	$230 \times 3.00\% = 6.90$	$230 \times 3.50\% = 8.05$	$230 \times 10\% \times 0.84 = 19.31$	$230 \times 3.11\% = 7.15$	$230 \times 2.28\% = 5.24$			
	$260 \times 3\% = 7.80$	$260 \times 3\% = 7.80$	$260 \times 3\% = 7.80$	$260 \times 3\% = 7.80$	$260 \times 3\% = 7.80$	$260 \times 3\% = 7.80$			
	13.55 cm	14.70 cm	15.85 cm	27.11 cm	15.95 cm	13.04 cm	10.1 cm	3.2 cm	≈ 20 cm

Tablo 4.37. SK1-SK2 kesiti yatay deplasman karşılaştırılması

Hamada ve Ark., 1986	Tokida ve Ark., 1993	Shamoto ve Ark., 1998	Rauch ve Martin, 2000	Youd ve Ark., 2002	Plaxis-2016 yazılımı ile hesaplanan deplasman		Gerçek oluşan deplasman
					HSS cm	UDSM cm	
33.93	0.36	16.99	40.28	67.30	23.9	4.4	≈30-35



4.9. Sonuçlar

Tablo 4.36. ve Tablo 4.37.'de 1999 Kocaeli Depreminde, incelenen veri gurubunun içinde en çok deformasyona uğrayan (3) nolu yapı ile ilgili SK2 zemin profilindeki oturma ile SK1, SK2 zemin profillerindeki yatay deplasman değerlerinin yapılmış olan hesaplamalar sonucu farklı yaklaşımlara göre elde edilmiş olan değerleri verilmiştir. Konu ile ilgili grafik ve tablolar, depremin hemen ardından oluşan deplasman değerlerinin daha sonra artması da göz önünde tutularak değerlendirilmiştir. Düşey deplasmanda Plaxis-2016 yazılımı HSsmall model ile yapılan zmde deprem sonrası artan değerlere daha yakın sonuç vermekte, UDSM ile yapılan zm ise deprem anını yansıtmakta, Ishihara ve Yoshimine, 1992; Lee, 2007 ile birlikte değerlendirilen Erken ve lker, 2007 ve Erken ve ark., 2011 yaklaşımları da deprem sonrası oluşan düşey deplasmana bir lde yaklaşmışlardır. Yatay deplasman açısından değerlendirme yapıldığında ise, yine Plaxis-2016 yazılımı düşey deplasmandaki gibi sonuç vermiş, deprem sonrası oluşan deplasman için ise yalnızca Hamada ve ark., 1986 yaklaşımının uygun sonuç verdiği grlmştir.

Plaxis-2016 yazılımı ile yapılmış olan zm değerlendirildiğinde, UDSM modelde SK profilinde 0- 2.30 m arasındaki SM tabakası sıvılaştığından, depremin hemen sonrasında oluşan deplasmana yakın sonuç elde edilmiştir. Deprem esnasında bu tabakada oluşan aşırı boşluk suyu basıncının depremin ardından geçen zaman sonrasında dağılması sonucu oluşan yatay ve düşey deplasman değerlerine ise HSsmall model ile yapılmış olan zmde yaklaşılmıştır.

BÖLÜM 5. 1999 KOCAELİ VE DÜZCE DEPREMLERİ İVME KAYITLARI, İVME AZALIM İLİŞKİLERİ VE KUZEYBATI ANADOLU BÖLGESİ İÇİN İVME AZALIM İLİŞKİSİ GELİŞTİRİLMESİ

5.1. Giriş

Zeminlerin dinamik davranış analizini yaparken önem verilmesi gereken hususlardan biri, hesaplamalarda doğru sonuca ulaşılmasını sağlayabilecek uygun deprem kayıtlarının temin edilmesidir. Deprem ivme kayıtları günümüzde “tasarım ivme spektrumu uyumlu yapay kayıtlar”, “benzeştirilmiş kayıtlar” ve “deprem esnasında kaydedilen ivme kayıtları” olmak üzere üç şekilde temin edilebilmektedir.

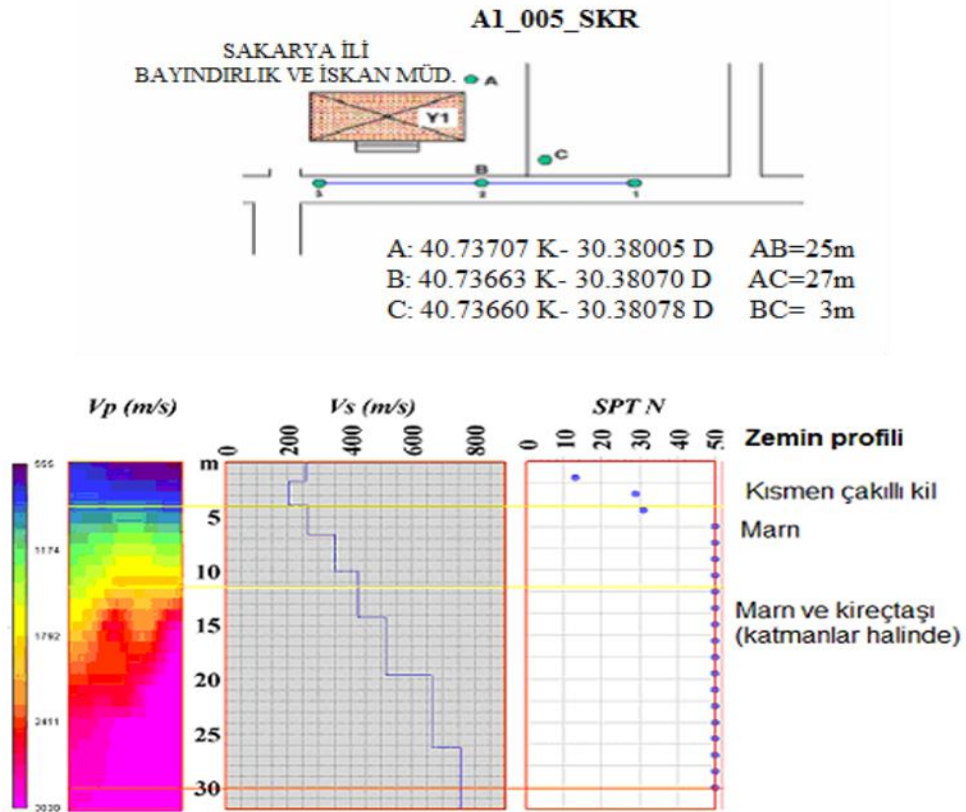
Gerçek deprem kayıtlarının yer sarsıntısının doğası, genliği, süresi, faz özellikleri ve frekans içeriği hakkında sağlıklı bilgileri kapsadığı bilinmektedir. Ayrıca kayıtları etkileyen kaynak, yayılım ortamı ve zemin faktörlerini de yansıtmaları nedeni ile sahanın sismolojik parametrelerini de göz önünde bulundurarak bu tür kayıtların seçilmesinin diğer alternatiflere göre üstünlük sağladığı literatürde belirtilmektedir (Fahjan, 2008). Son yıllarda mevcut kuvvetli yer hareketi veri bankalarının zenginleşmesi ve bunlara ulaşılması ilerleyen teknoloji ile birlikte daha da kolaylaşmıştır.

Son yılların en büyük depremlerinden biri olarak hatırlanacak olan $M_w=7.4$ büyüklüğündeki 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi ivme kayıtları, etkilemiş olduğu çok geniş bölgedeki farklı ağılardaki ivmeölçerler vasıtası ile alınmıştır. Çelebi ve ark.,1999, mevcut olan farklı ağlarda elde edilen kayıtlar çerçevesinde 1999 Kocaeli Depremini değerlendirerek KAFZ üzerindeki hareket ağının seyrekliğine

dikkati çekmiş ve özellikle Adapazarı baseninde depreme ait ivme kayıtlarının olmayışı nedeni ile kuvvetli sarsıntı-büyük hasar ve sıvılaşma arasında ilişki kurmanın zorluğunu belirtmişlerdir.

5.2. 1999 Kocaeli Depremi İvme Kayıtları ve Adapazarı

Bu tez çalışması Sakarya İli Adapazarı İlçesini kapsamakta ve araştırmada gerçek deprem kayıtları kullanılmış olup, çalışılan bölgeye en yakın istasyon 40.737 K - 30.384 D koordinatlarında kurulmuş olan 5401 kodlu SKR istasyonudur (<http://kyh.deprem.gov.tr>). Bu istasyon, “Ulusal Kuvvetli Yer Hareketi Gözlem Ağı” bünyesinde yer almakta ve gözlenen yüzey kırılmasının yalnızca 3.3 km kuzeyindedir (Kaya, 2009).



Şekil 5.1. SKR istasyonu lokasyonu ve zemin profili (<http://kyh.deprem.gov.tr>)

SKR istasyonunda hem ana şok ivme kaydı hem de daha sonra meydana gelen artçı şok ivme kayıtları alınmıştır. Ancak cihaz arızasından dolayı anaşok kaydının yalnız

D-B bileşeni alınabilmiştir. 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminin meydana gelmesinden sonra artçı şok ivme değerlerinin kaydedilebilmesi amacı ile bölgede çok sayıda geçici istasyon da kurulmuştur.

SKR kuvvetli yer hareketi istasyonu, Adapazarı'nın güney-güney batısında Akveren Formasyonunun yüzeyletiği anakaya üzerinde kurulu olan Maltepe mahallesindeki eski Bayındırlık ve İskan Müdürlüğü binasında kurulmuştur. Akveren Formasyonu jeolojik yaş olarak "Meastrihtiyen (Üst Kretase)-Alt Eosen" ve litoloji olarak da "killi kireçtaşı, marn, kıltaşı, çakıltaşı, resifal kireçtaşı ve volkanitler (andezit ve bazalt)" şeklinde tanımlanmıştır (Bol, 2003). İstasyonun lokasyonu ve zemin profili Şekil 5.1.'de sunulmuştur.

Tablo 5.1. SKR istasyonu zemin profili

Tabaka No	Zemin cinsi	Derinlik m	Tabaka kalınlığı m	Birim hacim ağırlık kN/m ³	γ/g t/m ³	Kayma dalgası hızı m/s	Dinamik kayma modülü kPa
1	Kısmen çakıllı kil	1.70	1.70	19.00	1.937	257	127937
2			1.10	19.00	1.937	202	79037
3		3.90	1.10	19.00	1.937	202	79037
4	Marrn		1.35	20.00	2.039	264	142110
5		6.60	1.35	20.00	2.039	264	142110
6			1.75	20.00	2.039	352	252640
7		10.10	1.75	20.00	2.039	352	252640
8	Marn-kireçtaşı		1.40	20.00	2.039	426	370030
9			1.40	20.00	2.039	426	370030
10		14.30	1.40	20.00	2.039	426	370030
11		19.60	5.30	20.00	2.039	515	540794
12		26.30	6.70	20.00	2.039	663	896281
13	Ana kaya			21.00	2.141	757	1226898

Bu çalışmada Plaxis-2016 yazılımı ile yapılan çözümlerde, 1999 Kocaeli Depremi ana şok ivme kaydının SKR istasyonuna ait T.C.Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı (<http://kyh.deprem.gov.tr>) ile PEER veri tabanında (<http://peer.berkeley.edu>) bulunan ivme kayıtları kullanılmıştır. Söz

konusu veri tabanlarında alınmış olan kayıtlar kaya mostrası (rock outcrop motion) değerleri olduğundan, Shake2000 yazılımında ana kaya değerleri elde edilmiştir. Bu nedenle SKR istasyonunun Şekil 5.1.1’de verilmiş olan zemin profiline ait sayısal değerler de Tablo 5.1.’de hesaplanmıştır. SKR istasyonu zemin profilinin kayma dalgası hızının derinlikle değişimi Kudo ve ark., 2002 ile Özel ve Sasatani, 2004 tarafından yapılmış olan araştırmalarla belirlenmişse de Shake2000 yazılımı ile yapılan çözümlerde Şekil 5.1.’deki profil kullanılmıştır.

Shake2000 yazılımında (Schnabel ve ark., 1972) zemin tepkisi homojen, visko elastik ve yatay yönde sonsuz tabakaların düşeyde hareket eden kayma dalgaları etkisine maruz bırakılması ile hesaplanmaktadır. Analizlerde aşağıdaki kabuller uygulanmıştır (Shake2000 Manual):

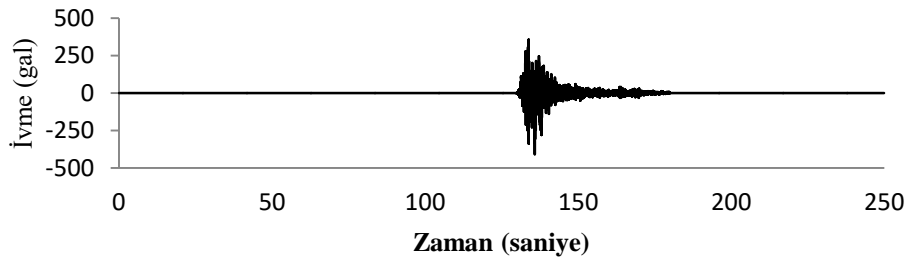
- Zemin sistemi yatay yönde sonsuz olarak var olmaktadır.
- Sistemdeki herbir tabaka kayma modülü, kritik sönüm oranı, yoğunluk ve kalınlık ile tanımlanmıştır.
- Sistemdeki tepki, kayma dalgalarının en alttaki kaya tabakasından yukarıya doğru yayılması nedeni ile oluşmaktadır.
- Kayma dalgaları eşit mesafeli zaman aralıklarında ivme değerleri olarak verilmiştir.
- Modüle ve sönüme bağlı şekil değiştirme her bir tabaka için efektif şekil değiştirme seviyesine dayalı olarak eşdeğer lineer yöntemle hesaplanmaktadır.

Tablo 5.2. Üzerinde çalışılan zemin profilleri Shake2000 yazılımında alınan kayma modülü ve sönüm faktörlerine ait yaklaşımlar

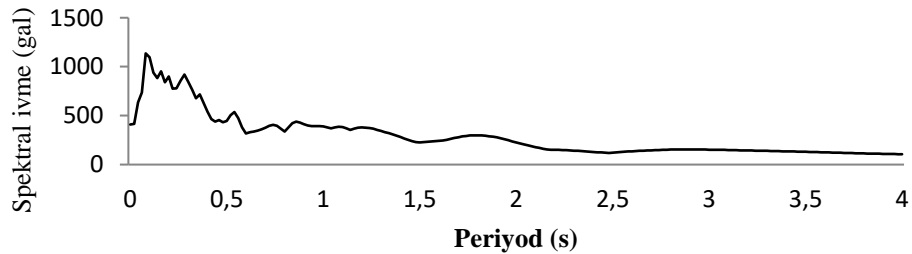
Zemin Cinsi	Kayma Modülü	Sönüm Oranı
PI=0 zeminler	Vucetic ve Dobry, JGE 1/91	Vucetic ve Dobry, JGE 1/91
PI=30 zeminler	Vucetic ve Dobry, JGE 1/91	Vucetic ve Dobry, JGE 1/91
30 mt derinliğe kadar SM zeminler	Seed ve Idriss, average 1970	Seed ve Idriss, average 1970
PI=50 zeminler	Vucetic ve Dobry, JGE 1/91	Vucetic ve Dobry, JGE 1/91
30 mt den derin SM zeminler	EPRI, 1993	EPRI, 1993
Ana kaya	Schnabel, 1973	Schnabel, 1973

Yukarıda verilmiş olan özet bilgilerin ışığında, Shake2000 yazılımında ilk olarak zemin dinamik parametreleri girilmektedir. Yazılımın veri tabanında zeminin dinamik özellikleri olan kayma modülü ve sönüm oranı ile ilgili çok sayıda seçenek vardır. Bu seçenekler arasından üzerinde çalışılan zemin profillerine en uygun olanları seçilmiştir. Seçenekler değerlendirilirken, literatürde bugüne kadar yapılmış olan çalışmalardan da yararlanılmıştır (Seed ve Idriss,1970; Ishihara,1996). Tablo 5.1.2’de üzerinde çalışılan zemin profilleri için Shake2000 yazılımında seçilen kayma modülü ve sönüm faktörlerine ait yaklaşımlar özetlenmiştir. Yazılımın diğer adımları da önerilen yöntemeye uygun olarak gerçekleştirilmiş ve bu araştırmada gerekli olan denemeler yapılmıştır.

Shake2000 yazılımında ilk önce SKR istasyonu zemin profili oluşturulmuş ve bu profile 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu kaydı “rock outcrop motion” olarak uygulanarak ana kaya kaydı elde edilmiştir. Elde edilen bu ana kaya kaydı Plaxis-2016 yazılımında kullanılmıştır. Ayrıca daha önce oluşturulmuş olan SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerine yine Shake2000 yazılımında “within” uygulaması ile zemin tepkisi değerlendirilmiş ve yüzeydeki ivme değeri hesaplanmıştır.

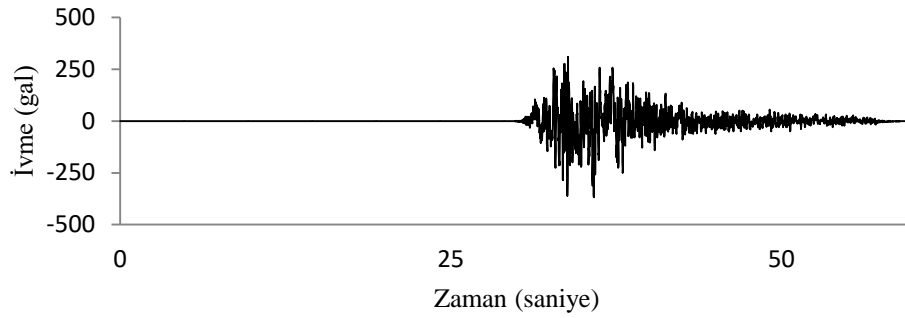


a) 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı ivme-zaman grafiği (kyh veri tabanı) (en büyük ivme 135.81 s’de 408.74 gal)

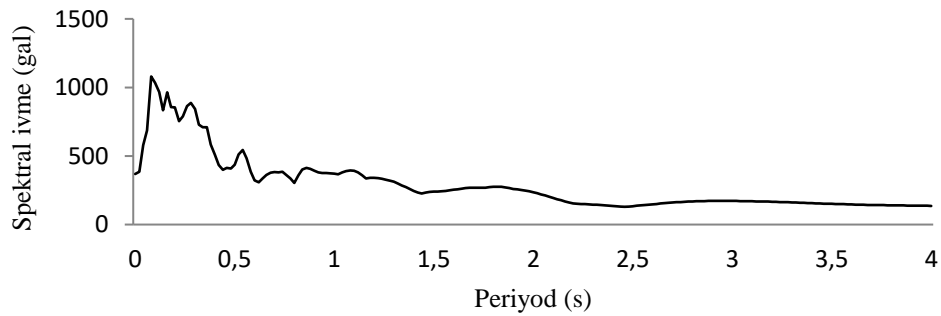


b) 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı ivme tepki spektrumu (kyh veri tabanı) (en büyük spektral ivme 0.08 s’de 1135.65 gal)

Şekil 5.2. 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı (kyh veri tabanı)



a) 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı ivme-zaman grafiği (PEER veri tabanı) (en büyük ivme 35.83 s'de 368.86 gal)

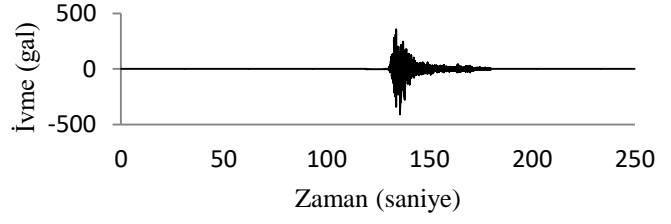
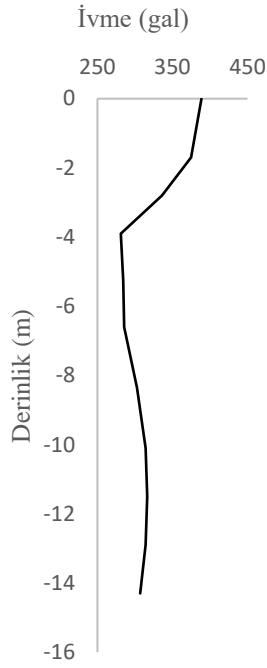


b) 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı ivme tepki spektrumu (PEER veri tabanı) (en büyük spektral ivme 0.08 s'de 1079.79 gal)

Şekil 5.3. 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı (PEER veri tabanı)

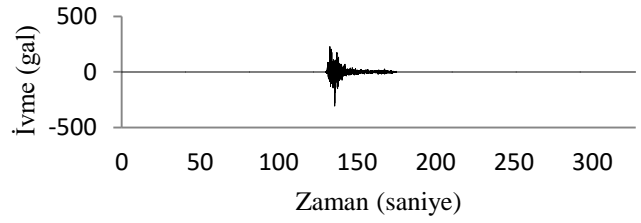
Bölüm başında da belirtildiği gibi, 1999 Kocaeli Depremi ana şok ivme kaydı için T.C.Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı (<http://kyh.deprem.gov.tr>) ile Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma - PEER (<http://peer.berkeley.edu>) veri tabanında bulunan SKR istasyonu kayıtları kullanılmıştır. Ana şok ivme-zaman grafikleri ile ivme tepki spektrumları Seismosignal yazılımında oluşturularak Şekil 5.2. ve Şekil 5.3.'te sunulmuştur.

İkinci adımda Bölüm 2'de oluşturulmuş olan SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerine Shake2000 yazılımında hesaplanmış olan ana kaya kaydı profilin ana kaya tabakasından “within” olarak uygulanmıştır. Şekil 5.4.'te her iki veri tabanına göre SKR istasyonu zemin profilinde ivmenin derinlikle değişimi ile ölçülen outcrop ivme kaydı ve hesaplanan ana kaya ivme kaydı ivme-zaman grafikleri gösterilmiştir. Şekil 5.5.'te SK1, SK2 ve SK3 profillerinde ivmenin derinlikle değişimi ve Şekil 5.6.'da karşılaştırmalı ivme tepki spektrumları sunulmuştur.

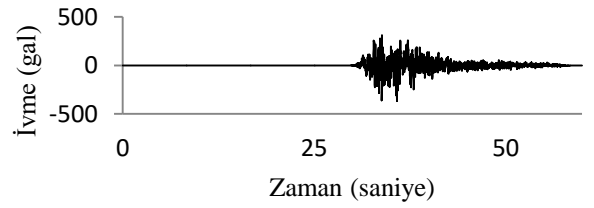
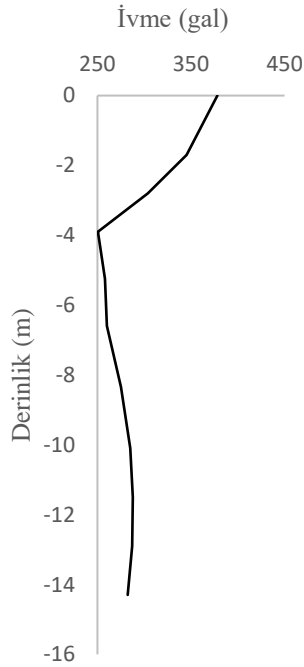


Ölçülen outcrop kaydı en büyük ivme 408.74 gal

Hesaplanan ana kaya kaydı en büyük ivme 306.95 gal

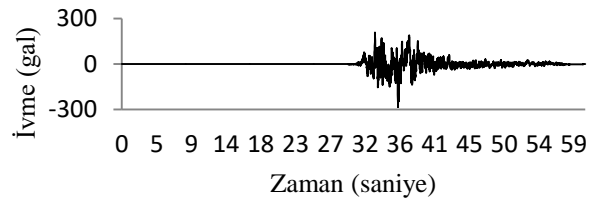


a) AFAD veri tabanı



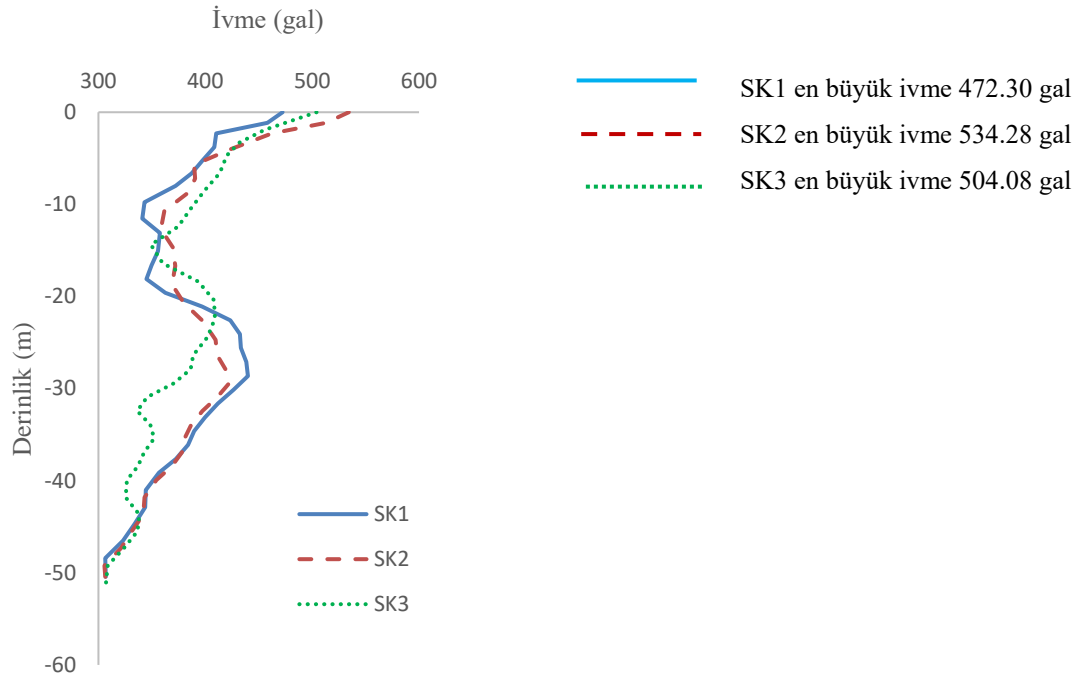
Ölçülen outcrop kaydı en büyük ivme 368.86 gal

Hesaplanan ana kaya kaydı en büyük ivme 282.53 gal

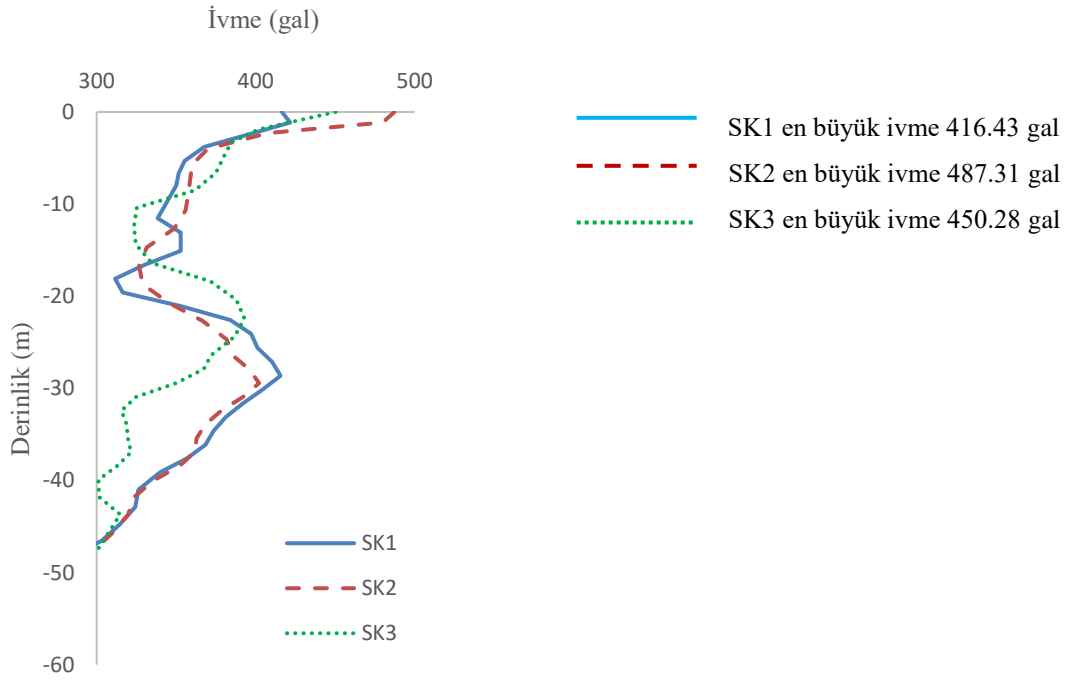


b) PEER veri tabanı

Şekil 5.4. 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı SKR istasyonu zemin profilinde ivmenin derinlikle değişimi ile outcrop olarak ölçülen ve ana kaya olarak hesaplanan kayıtlara ait ivme-zaman grafikleri

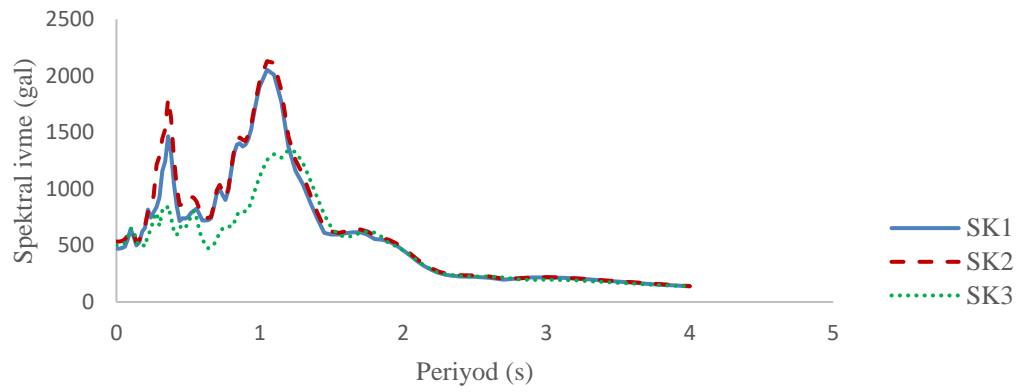


a) AFAD veri tabanı



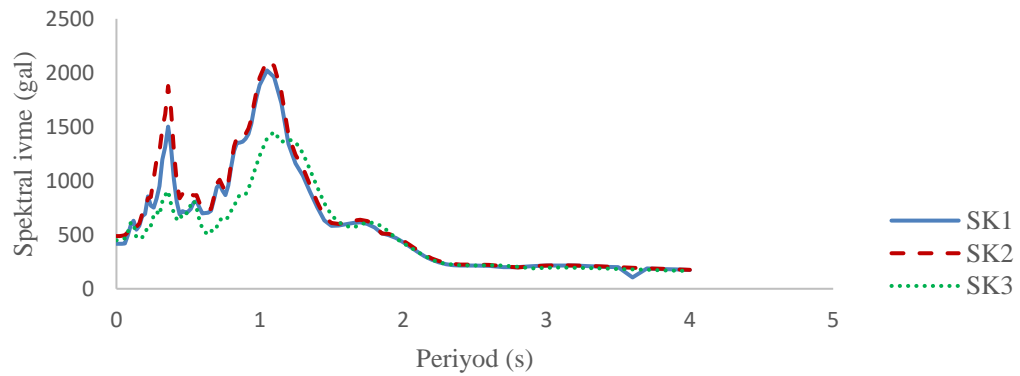
b) PEER veri tabanı

Şekil 5.5. 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı SK1,SK2 ve SK3 zemin profillerinde ivmenin derinlikle değişimi



- SK1 en büyük spektral ivme 2008.11 gal
- - SK2 en büyük spektral ivme 2129.48 gal
- ... SK3 en büyük spektral ivme 1344.85 gal

a) AFAD veri tabanı



- SK1 en büyük spektral ivme 2022.12 gal
- - SK2 en büyük spektral ivme 2113.27 gal
- ... SK3 en büyük spektral ivme 1453.47 gal

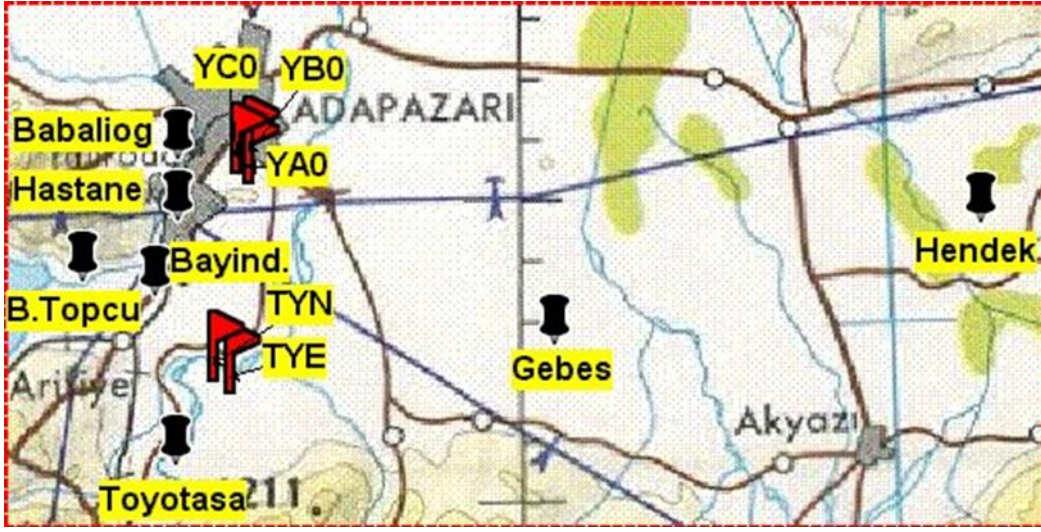
b) PEER veri tabanı

Şekil 5.6. 1999 Kocaeli Depremi ana şok SKR istasyonu D-B kaydı SK1, SK2 ve SK3 zemin profillerinde ivme tepki spektrumu

5.2.1. Adapazarı'nda 1999 Kocaeli Depremi artçı şokları

17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminin meydana gelmesinden sonra artçı şok ivme değerlerinin kaydedilebilmesi amacı ile Şekil 5.7.'de görüldüğü gibi, bölgede çok sayıda geçici istasyon kurularak artçı şok kayıtları alınmıştır. Bu geçici istasyonlardan

yalnızca İMAR (BAYINDIRLIK) kodlu istasyon, bölüm başında özellikleri verilmiş SKR istasyonunun hemen yanında Eosen yaşlı kireçtaşlarından oluşan yumuşak kaya üzerinde kurulmuş olup, diğerleri yumuşak zeminde yer almışlardır (Özel ve Sasatani, 2004). Bundan dolayı, artçı şokların değerlendirilmesinde kullanılan İMAR istasyonu zemin koşulları, birbirine olan yakınlığı nedeni ile SKR istasyonu zemin koşullarının aynı alınmıştır.



Şekil 5.7. Artçı şok istasyonları (http://www.koeri.boun.edu.tr/depremmuh/eqspecials/kocaeli/kocaeli_eq.htm)



Şekil 5.8. Hastane ve İmar (Bayındırlık) geçici istasyonlarının lokasyonlarının jeolojik özellikleri ve şehir haritası üzerinde gösterimi (Bakır ve ark., 2002)

Yine çalışmada kayıtlarından yararlanılmış diğer bir istasyon olan HASTANE kodlu istasyon ise, Adapazarı İlçe merkezinde Sakarya Kadın Doğum ve Çocuk Hastanesi bahçesinde kurulmuştur (Şekil 5.8.). HASTANE istasyonunun zemin şartları, bina bahçesinde 09-10/11/2004 tarihlerinde yapılmış olan sondajlarla tanımlanmıştır.

17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi sonrasında kurulan geçici HST istasyonu, Sakarya İli Adapazarı İlçesi Semerciler mahallesi 58 pafta, 212 ada, 4-5 parselde bulunan ve konumu Şekil 5.9.' da verilmiş olan Sakarya Kadın Doğum ve Çocuk Hastanesi arazisinde yer almıştır.



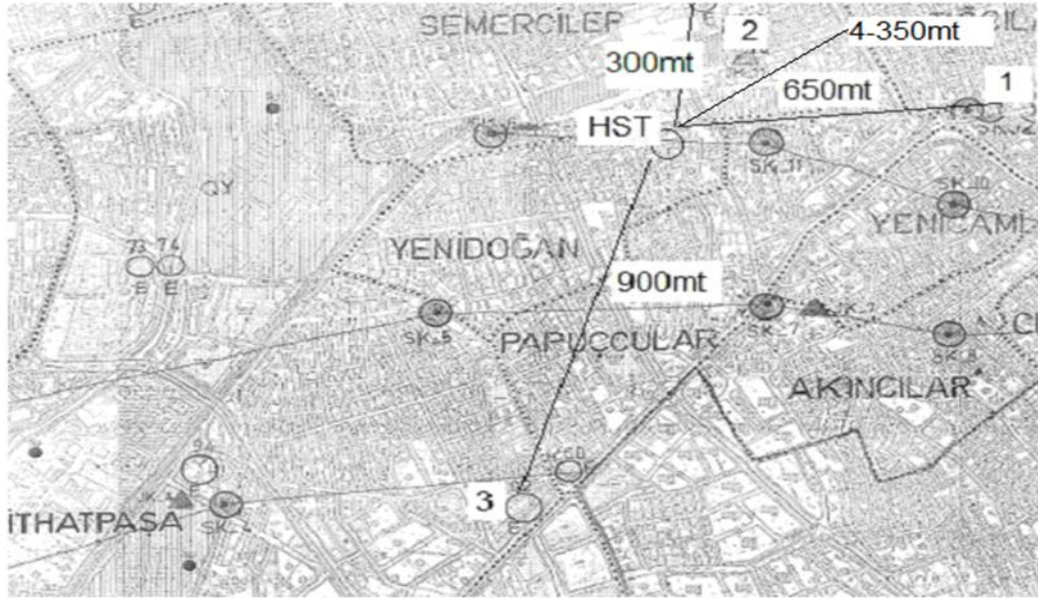
Şekil 5.9. HST istasyonunun Adapazarı İlçe haritası ve Semerciler mahalle haritası üzerindeki konumu (<http://ebelediye.adapazari.bel.tr>)

HST istasyonunun zemin özelliklerini tanımlamada, bu araziye ait Aralık-2004 tarihli zemin etüd raporu ekinde bulunan 20 mt derinliğindeki üç adet sondaj logu ile deney raporlarından , yakın çevre zemin etüdüleri ve literatürden yararlanılmıştır. 20 m-60 m arasındaki derinliğin tanımında ise, HST istasyonu çevresinde yapılmış olan derin sondaj logları ile bu sondajların konumları incelenmiştir (Şekil 5.10.).

- 1-E90 sondaj logu; 60 mt derinliğinde, 650 m mesafede (Adp Bld raporu eki)
- 2-SK1 sondaj logu; 30 mt derinliğinde, 300 m mesafede (Z.Kaya tezi)
- 3-E92 sondaj logu; 50 mt derinliğinde, 900 m mesafede (Adp Bld raporu eki)
- 4-DSİ sondaj logu; 120 mt derinliğinde, 350 m mesafede

HST istasyonu çevresinde yapılmış olan derin sondajlar incelendiğinde,Şekil 5.10.'da

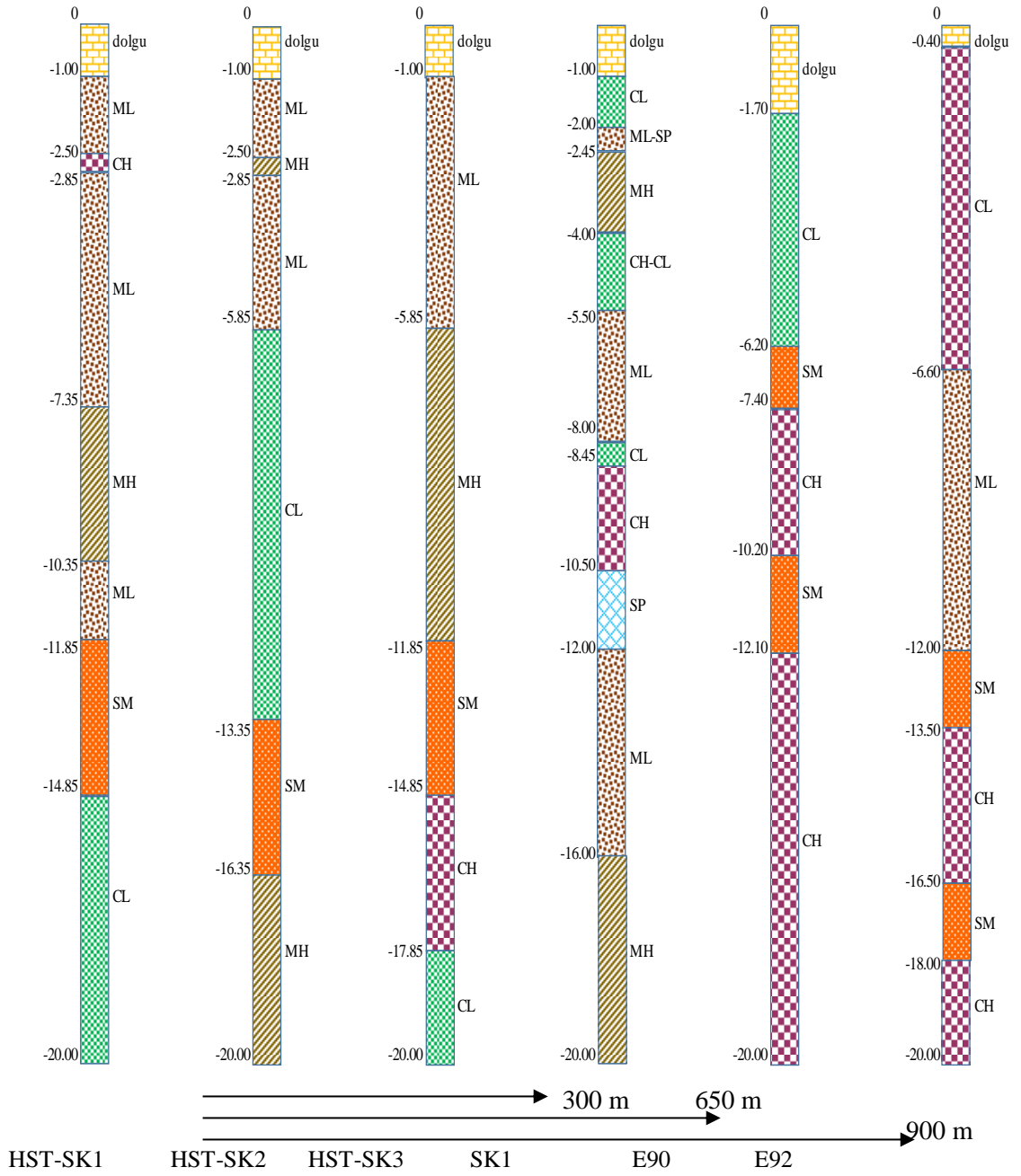
konumları verilmiş olan üç derin sondaj logu (650 m mesafedeki E90, 900 m mesafedeki E92 ve 350 m mesafedeki DSİ sondajı) dikkate alınmıştır. 2 no ile gösterilmiş olan SK1 sondajı 30 m derinliğinde olduğundan, 20 m ile 30 m arasında değerlendirilmesi düşünülmüşse de daha sonra Şekil 5.10.'da 1 no ile gösterilen E90 verilerinin kullanılması uygun görülmüştür.



Şekil 5.10. HST istasyonu çevresinde yapılmış olan derin sondajlar (Adp Bld raporu eki)

Şekil 5.11.' de hem HST istasyonu bahçesinde yapılmış olan 20 m derinliğindeki üç adet sondaj logu, hem de 300 m mesafedeki SK1 sondaj logu ile yukarıda belirtilmiş olan E90 ve E92 sondaj loglarının 20 m'lik kısmı gösterilmiş ve mukayesesi yapılmıştır. DSİ sondajı bir su sondaj kuyu logu olduğundan, yalnızca zemin cinsi açısından değerlendirilmiştir. Yapılmış olan mukayese sonucunda, tüm sondajlarda silt-kil tabakalarının ardışık olarak sıralandığı görülmüş ve hem ara mesafenin daha yakın oluşu hem de bu tez çalışmasında da kullanılmış olması nedeni ile 30m-60m derinlik arasında E90 sondaj logu değerlendirilmiştir.

Tanzim edilen zemin profilleri HST-SK1, HST-SK2 ve HST-SK3 olarak isimlendirilmiş olup, söz konusu sondaj çalışmaları 2004 yılında yapılmış olduğundan, 1999 Kocaeli Depremi sonrasında zeminin mukavemetini geri kazandığı kabul edilmiştir.



Şekil 5.11. HST istasyonu bahçesinde ve çevresinde yapılmış olan sondaj loglarına ait zemin profillerinin mukayesesi

Bölüm 2’de SK1, SK2 ve SK3 sondaj logları için ayrıntılı anlatıldığı gibi HST-SK1, HST-SK2 ve HST-SK3 sondaj logları için de zemin profilleri oluşturulmuştur. Bu bölümde ana kaya ve alüvyon zeminde ölçülmüş artçı şok ivme kayıtlarının mukayesesi yapılacak olup Shake2000 yazılımı kullanılacağından, zemin fiziksel özellikleri ve dinamik parametrelerinin tayini de yazılımın gereksinimleri

doğrultusunda yapılmıştır. Tablo 5.3.'de HST istasyonu zemin profillerine ait SPTN düzeltme değerleri ile Tablo 5.4.'de de İyisan, 1996 yaklaşımı ile hesaplanmış kayma dalgası hızı değerleri sunulmuştur.

Tablo 5.3. HST-SK1, HST-SK2 ve HST-SK3 profilleri düzeltilmiş SPTN değerleri

SPT No	Derinlik(m)	SPTN30	C _E	C _B	C _R	C _S	SPTN60	
SPT 1	ML	1.50	4	0.75	1	0.80	1.2	3
	CH							
SPT 2	ML	3.00	6	0.75	1	0.85	1.2	5
SPT 3	ML	4.50	13	0.75	1	0.85	1.2	10
SPT 4	ML	6.00	19	0.75	1	0.95	1.2	16
SPT 5	MH	7.50	15	0.75	1	0.95	1.2	13
SPT 6	MH	9.00	21	0.75	1	1	1.2	19
SPT 7	ML	10.50	25	0.75	1	1	1.2	23
SPT 8	SM	12.00	33	0.75	1	1	1.2	30
SPT 9	SM	13.50	36	0.75	1	1	1.2	32
SPT 10	CL	15.00	16	0.75	1	1	1.2	14
SPT 11	CL	16.50	19	0.75	1	1	1.2	17
SPT 12	CL	18.00	22	0.75	1	1	1.2	20
SPT 13	CL	19.50	22	0.75	1	1	1.2	20
SPT 14	CH	22.23	17	0.75	1	1	1.2	15
SPT 15	CH	23.73	16	0.75	1	1	1.2	14
SPT 16	CH	25.23	19	0.75	1	1	1.2	17
SPT 17	SM	26.73	50	0.75	1	1	1.2	45
SPT 18	SM	28.23	63	0.75	1	1	1.2	57
SPT 19	CH	29.73	23	0.75	1	1	1.2	21
SPT 20	CH	33.22	27	0.75	1	1	1.2	24
SPT 21	CH	36.23	29	0.75	1	1	1.2	26
SPT 22	CH	39.23	29	0.75	1	1	1.2	26
SPT 23	CH	42.23	32	0.75	1	1	1.2	29
SPT 24	SM	45.19	75	0.75	1	1	1.2	68
SPT 25	SM	48.13	46	0.75	1	1	1.2	41
SPT 26	SM	51.23	50	0.75	1	1	1.2	45
SPT 27	SM	54.23	76	0.75	1	1	1.2	68
SPT 28	SM	57.21	91	0.75	1	1	1.2	82
SPT 29	SM	60.00	98	0.75	1	1	1.2	88

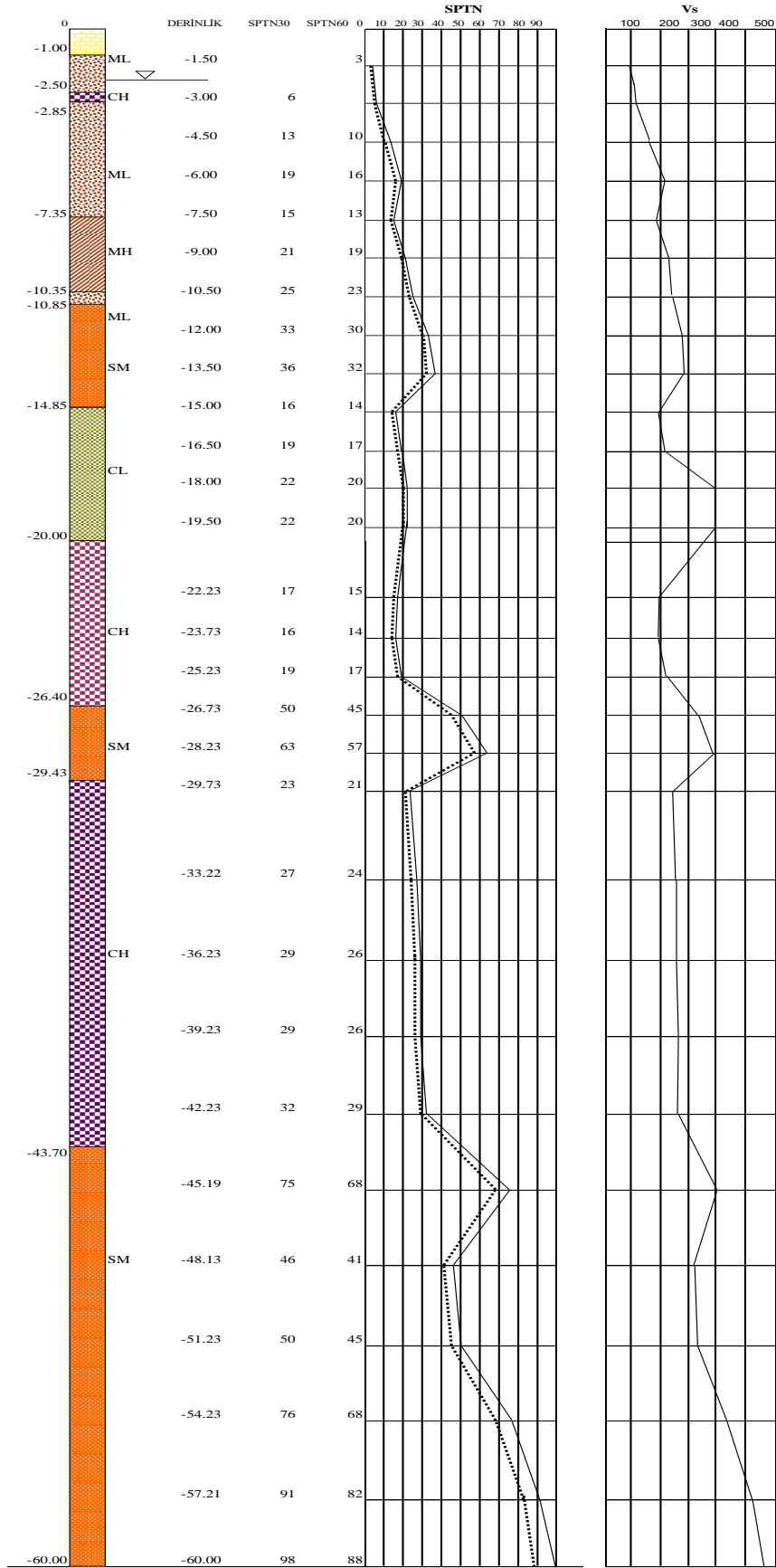
SPT NO	Derinlik(m)	SPTN30	C _E	C _B	C _R	C _S	SPTN60	
SPT 1	ML	1.50	5	0.75	1	0.80	1.2	4
SPT 2	ML	3.00	5	0.75	1	0.85	1.2	4
SPT 3	ML	4.50	8	0.75	1	0.85	1.2	6
SPT 4	MH	6.00	14	0.75	1	0.95	1.2	12
SPT 5	MH	7.50	15	0.75	1	0.95	1.2	13
SPT 6	MH	9.00	18	0.75	1	1	1.2	16
SPT 7	SM	12.00	28	0.75	1	1	1.2	25
SPT 8	CH	15.00	16	0.75	1	1	1.2	14
SPT 9	CL	18.00	22	0.75	1	1	1.2	20
SPT 10	CL	19.50	23	0.75	1	1	1.2	21
SPT 11	CH	22.23	17	0.75	1	1	1.2	15
SPT 12	CH	23.73	16	0.75	1	1	1.2	14
SPT 13	CH	25.23	19	0.75	1	1	1.2	17
SPT 14	SM	26.73	50	0.75	1	1	1.2	45
SPT 15	SM	28.23	63	0.75	1	1	1.2	57
SPT 16	CH	29.73	23	0.75	1	1	1.2	21
SPT 17	CH	33.22	27	0.75	1	1	1.2	24
SPT 18	CH	36.23	29	0.75	1	1	1.2	26
SPT 19	CH	39.23	29	0.75	1	1	1.2	26
SPT 20	CH	42.23	32	0.75	1	1	1.2	29
SPT 21	SM	45.19	75	0.75	1	1	1.2	68
SPT 22	SM	48.13	46	0.75	1	1	1.2	41
SPT 23	SM	51.23	50	0.75	1	1	1.2	45
SPT 24	SM	54.23	76	0.75	1	1	1.2	68
SPT 25	SM	57.21	91	0.75	1	1	1.2	82
SPT 26	SM	60.00	98	0.75	1	1	1.2	88

Tablo 5.4. HST-SK1, HST-SK2 ve HST-SK3 profilleri kayma dalgası hızı

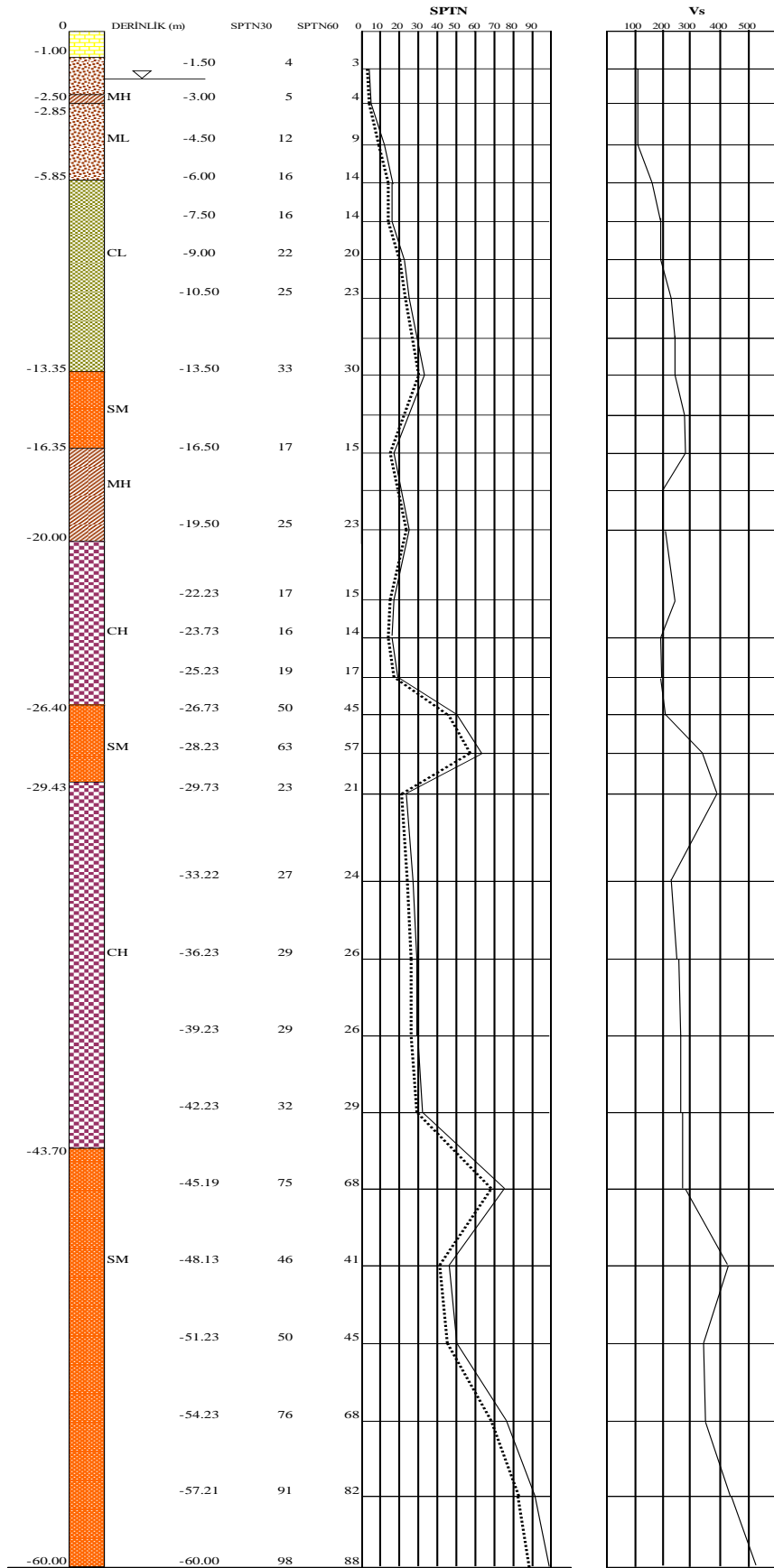
SPT No	Zemin cinsi	Derinlik m	SPTN30	SPTN30x0.75	Vs m/sn İYİSAN, 1996 tüm zemin. 51.5N ^{0.516}	SPT No	Zemin cinsi	Derinlik m	SPTN30	SPTN30x0.75	Vs m/sn İYİSAN, 1996 tüm zemin. 51.5N ^{0.516}
SPT 1	ML	1.50	4	3	91	SPT 1	ML	1.50	4	3	91
	CH			4	105		MH			4	105
SPT 2	ML	3.00	6	5	118	SPT 2	ML	3.00	5	4	105
SPT 3	ML	4.50	13	10	169	SPT 3	ML	4.50	12	9	160
SPT 4	ML	6.00	19	14	201	SPT 4	CL	6.00	16	12	186
SPT 5	MH	7.50	15	11	177	SPT 5	CL	7.50	16	12	186
SPT 6	MH	9.00	21	16	215	SPT 6	CL	9.00	22	17	222
SPT 7	ML	10.50	25	19	235	SPT 7	CL	10.50	25	19	235
SPT 8	SM	12.00	33	25	271	SPT 8	SM	13.50	33	25	271
SPT 9	SM	13.50	36	27	282	SPT 9	MH	16.50	17	13	193
SPT 10	CL	15.00	16	12	186	SPT 10	MH	19.50	25	19	235
SPT 11	CL	16.50	19	14	201	SPT 11	CH	22.23	17	13	193
SPT 12	CL	18.00	22	17	392	SPT 12	CH	23.73	16	12	186
SPT 13	CL	19.50	22	17	392	SPT 13	CH	25.23	19	14	201
SPT 14	CH	22.23	17	13	193	SPT 14	SM	26.73	50	38	336
SPT 15	CH	23.73	16	12	186	SPT 15	SM	28.23	63	47	375
SPT 16	CH	25.23	19	14	201	SPT 16	CH	29.73	23	17	222
SPT 17	SM	26.73	50	38	336	SPT 17	CH	33.22	27	20	242
SPT 18	SM	28.23	63	47	375	SPT 18	CH	36.23	29	22	254
SPT 19	CH	29.73	23	17	222	SPT 19	CH	39.23	29	22	254
SPT 20	CH	33.22	27	20	242	SPT 20	CH	42.23	32	24	265
SPT 21	CH	36.23	29	22	254	SPT 21	SM	45.19	75	56	411
SPT 22	CH	39.23	29	22	254	SPT 22	SM	48.13	46	35	323
SPT 23	CH	42.23	32	24	265	SPT 23	SM	51.23	50	38	336
SPT 24	SM	45.19	75	56	411	SPT 24	SM	54.23	76	57	415
SPT 25	SM	48.13	46	35	323	SPT 25	SM	57.21	91	91	528
SPT 26	SM	51.23	50	38	336	SPT 26	SM	60.00	98	98	549
SPT 27	SM	54.23	76	57	415						
SPT 28	SM	57.21	91	91	528						
SPT 29	SM	60.00	98	98	549						

SPT No	Zemin cinsi	Derinlik m	SPTN30	SPTN30x0.75	Vs m/sn İYİSAN, 1996 tüm zemin. 51.5N ^{0.516}
SPT 1	ML	1.50	5	4	105
SPT 2	ML	3.00	5	4	105
SPT 3	ML	4.50	8	6	130
SPT 4	MH	6.00	14	11	177
SPT 5	MH	7.50	15	11	177
SPT 6	MH	9.00	18	14	201
SPT 7	SM	12.00	28	21	248
SPT 8	CH	15.00	16	12	186
SPT 9	CL	18.00	22	17	222
SPT 10	CL	19.50	23	17	222
SPT 11	CH	22.23	17	13	193
SPT 12	CH	23.73	16	12	186
SPT 13	CH	25.23	19	14	201
SPT 14	SM	26.73	50	38	336
SPT 15	SM	28.23	63	47	375
SPT 16	CH	29.73	23	17	222
SPT 17	CH	33.22	27	20	242
SPT 18	CH	36.23	29	22	254
SPT 19	CH	39.23	29	22	254
SPT 20	CH	42.23	32	24	265
SPT 21	SM	45.19	75	56	411
SPT 22	SM	48.13	46	35	323
SPT 23	SM	51.23	50	38	336
SPT 24	SM	54.23	76	57	415
SPT 25	SM	57.21	91	91	528
SPT 26	SM	60.00	98	98	549

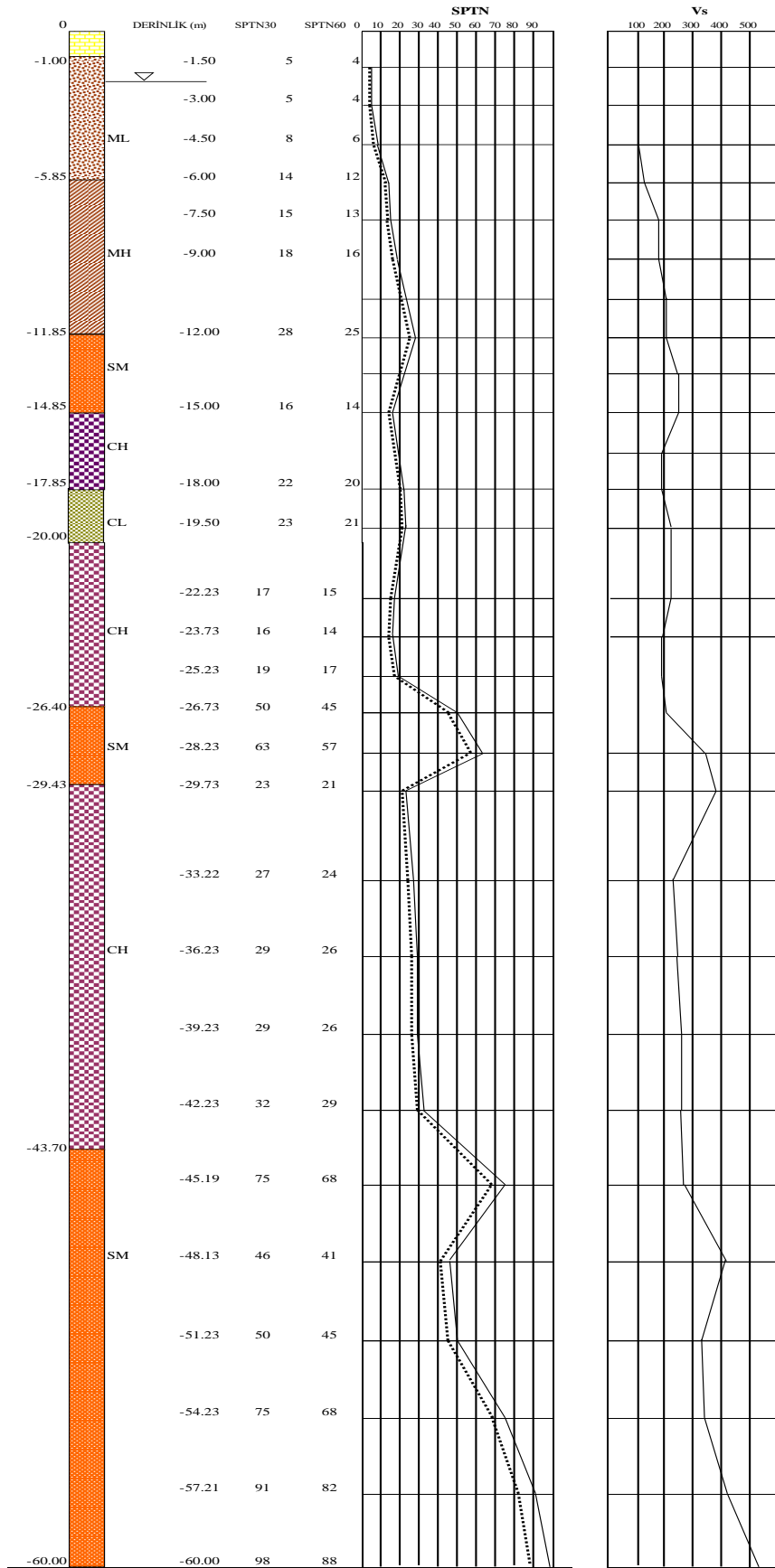
Şekil 5.12., Şekil 5.13. ve Şekil 5.14.'de ise zemin profilleri ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimi verilmiştir.



Şekil 5.12. HST-SK1 zemin profili ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimi



Şekil 5.13. HST-SK2 zemin profili ve kayma dalgası hızının derinlikle değişimi



Şekil 5.14. HST-SK3 zemin profili ve kayma dalgası hızının derinlikle değişim

Tablo 5.5. HST-SK1 profili parametreleri

Tabaka ve SPTN No	Zemin cinsi	Derinlik (m)	γ_n kN/m ³	w_n %	γ/g t/m ³	LL	PI	V _s m/s (Tablo 5.4.)	G kPa $G = \frac{\gamma}{g} \times V_s^2$	Açıklama
1-	Dolgu toprak	0-1.00	17.00	-	1.733	-	-	74	9490	γ_n : literatür SPTN ₅₀ =3(*)
2- SPT1	ML	1.00-2.50	17.50	30.36	1.784	--	--	91	14773	γ_n : Bölüm2 w_n :deney rap.
3-	CH	2.50-2.85	18.60	39.13	1.896	56	28	105	20903	Deney raporu
4- SPT2 SPT3 SPT4	ML	2.85-7.35	17.50	34.79 34.49 35.68	1.733	-	NP	118 169 201	24840 50953 72075	γ_n : Bölüm2 w_n :deney rap.
5- SPT5 SPT6	MH	7.35- 10.35	18.40	40.12 34.49	1.876	55 57	25 27	177 215	58773 86718	Deney raporu
6- SPT7	ML	10.35- 11.85	17.50	34.77	1.733	--	NP	235	98516	γ_n : Bölüm2 w_n :deney rap.
7- SPT8 SPT9	SM	11.85- 14.85	19.00	19.03 17.29	1.937	-	NP NP	271 282	142255 154038	γ_n : Bölüm2 w_n :deney rap.
8- SPT10 SPT11 SPT12 SPT13	CL	14.85- 20.00	18.80	37.74 - 37.69 -	1.916	40 - 46 -	15 - 22 -	186 201 392 392	66286 77408 294420 294420	γ_n :(58/213/18) deney raporu w_n :deney rap.
9- SPT14 SPT15 SPT16	CH	20.00- 26.40	17.07	-	1.740	-	-	193 186 201	64813 60197 70298	Bölüm2
10- SPT17	SM	26.40- 29.43	19.00	-	1.937	-	-	336 375	218680 272391	Bölüm2
SPT18										
11- SPT19	CH	29.43- 43.70	17.07	-	1.740	-	-	222 242 254 254 265	85754 101901 112258 112258 122192	Bölüm2
SPT20										
SPT21										
SPT22										
SPT23										
12- SPT24	SM	43.70- 16.30	20.00	-	2.039	-	-	411 323 336 415 528 549	344430 212727 230195 351167 568441 614557	Bölüm2
SPT25										
SPT26										
SPT27										
SPT28										
SPT29										

(*) Bu tabakaya ait SPTN₅₀ değeri deneysel gözlemler sonucu tesbit edilmiştir.

Shake2000 yazılımında zemin dinamik özellikleri olan kayma modülü ve sönüm oranını belirleyen yaklaşımlar seçildikten sonra tabakalara ait birim hacim ağırlık değerleri ile kayma dalgası hızı ya da dinamik kayma modülü değerlerinden birinin girilmesi gerekmektedir. Bunun için çalışılan veri gurubuna ait değerler, geçici HST istasyonunun kurulu olduğu Sakarya Kadın Doğum ve Çocuk Hastanesi arazisinde yapılmış olan sondaj loglarına ait değerlerden, yine bu araziye yaklaşık 140.00 m

mesafede yapılmış olan sondaj loguna ait deney raporlarından (58 pafta, 213 ada, 18 parsel) ve toprak dolgu birim hacim ağırlığı için de Bayındırlık İşleri Genel Teknik Şartnamesinden yararlanılarak tesbit edilmiştir. İyisan, 1996 yaklaşımı ile hesaplanmış olan kayma dalgası hızı değerleri kullanılarak Denklem 3.5’de verilen bağıntı ile de dinamik kayma modülü değeri hesaplanmıştır (Tablo 5.5., Tablo 5.6., Tablo 5.7.).

Tablo 5.6. HST-SK2 profili parametreleri

Tabaka ve SPTN No	Zemin cinsi	Derinlik (m)	γ_n kN/m ³	w_n %	γ/g t/m ³	LL	PI	Vs m/s (Tablo 5.4.)	G kPa $G = \frac{\gamma}{g} \times V_s^2$	Açıklama
1-	Dolgu toprak	0-1.00	17.00	—	1.733	—	—	74	9490	γ_n : literatür SPTN ₃₀ =3
2- SPT1	ML	1.00-2.50	17.50	36.45	1.784	--	--	91	14773	γ_n : Bölüm2 w_n :deney rap.
3-	MH	2.50-2.85	18.40	37.35	1.876	53	24	105	20683	Deney raporu
4- SPT2 SPT3	ML	2.85-5.85	17.50	34.84 37.46	1.733	—	NP	105 160	19669 45670	γ_n : Bölüm2 w_n :deney rap.
5- SPT4 SPT5 SPT6 SPT7	CL	5.85-13.35	18,80	41.15 36.52 39.48 42.65	1.916	46 44 42 44	21 19 17 22	186 186 222 235	66286 66286 94428 105811	γ_n :58/213/18 deney raporu w_n :deney rap.
6- SPT9	SM	13.35-16.35	19.00	12.63	1.937	--	NP	271	142255	γ_n : Bölüm2 w_n :deney rap.
7- SPT11 SPT13	MH	16.35-20.00	18.40	36.98 34.28	1.876	53 55	24 24	193 235	69879 103602	Deney raporu
8- SPT14 SPT15 SPT16	CH	20.00-26.40	17.07	—	1.740	—	—	193 186 201	64813 60197 70298	Bölüm2
9- SPT17 SPT18	SM	26.40-29.43	19.00	—	1.937	—	—	336 375	218680 272391	Bölüm2
10- SPT19 SPT20 SPT21 SPT22 SPT23	CH	29.43-43.70	17.07	—	1.740	—	—	222 242 254 254 265	85754 101901 112258 112258 122192	Bölüm2
11- SPT24 SPT25 SPT26 SPT27 SPT28 SPT29	SM	43.70-16.30	20.00	—	2.039	—	—	411 323 336 415 528 549	344430 212727 230195 351167 568441 614557	Bölüm2

Tablo 5.7. HST-SK3 profili parametreleri

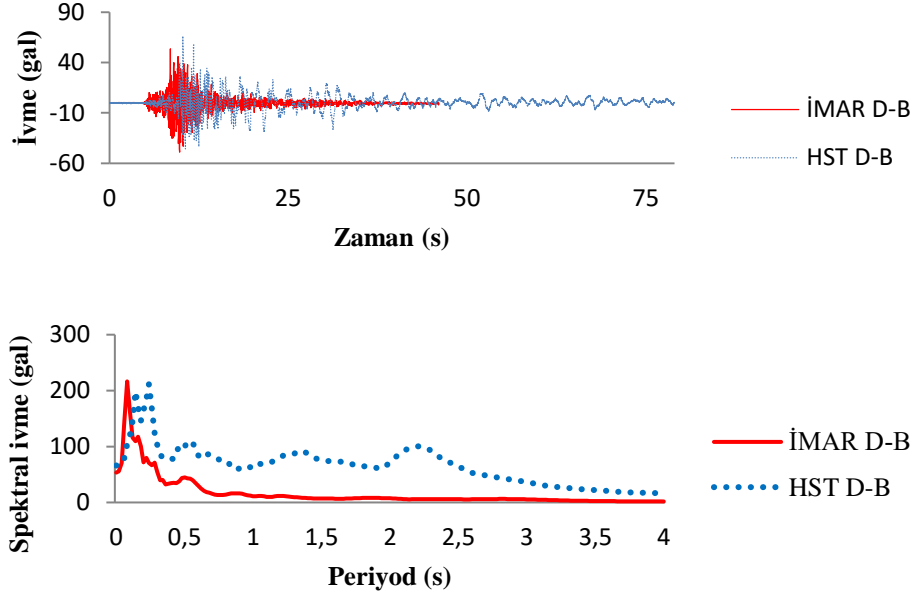
Tabaka ve SPTN No	Zemin cinsi	Derinlik (m)	γ_n kN/m ³	w_n %	γ/g t/m ³	LL	PI	Vs m/s (Tablo 5.4.)	G kPa $G = \frac{\gamma}{g} \times V_s^2$	Açıklama
1-	Dolgu toprak	0-1.00	17.00	—	1.733	—	—	74	9490	γ_n : literatür SPTN ₃₀ =3

Tablo 5.7. (Devamı)

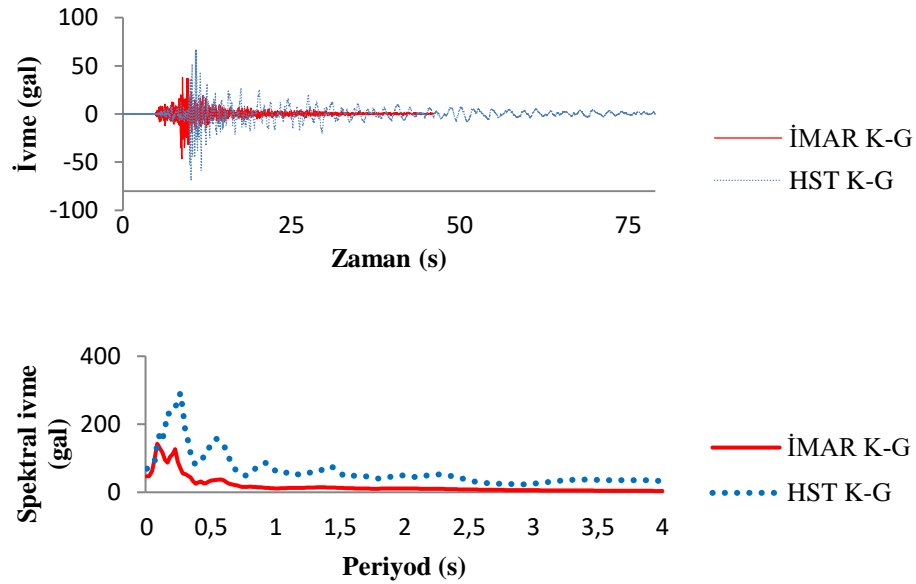
Tabaka ve SPTN No	Zemin cinsi	Derinlik (m)	γ_n kN/m ³	w_n %	γ/g t/m ³	LL	PI	Vs m/s (Tablo 5.4.)	G kPa $G = \frac{\gamma}{g} \times V_s^2$	Açıklama						
2- SPT1	ML	1.00-5.85	17.50	31.90	1.784	-	NP	105	19669	γ_n : Bölüm2 w_n :deney rap.						
SPT2											29.20	NP	105	19669		
SPT3											31.19	NP	130	30150		
3- SPT4	MH	5.85-	18.40	36.21	1.876	57	27	177	58773	Deney raporu						
SPT5		11.85		39.48		59	26	177	58773							
SPT6				35.32		55	24	201	75792							
4- SPT8	SM	11.85-14.85	19.00	18.95	1.937	-	NP	248	119133	γ_n : Bölüm2 w_n :deney rap.						
5- SPT10	CH	14.85-17.85	18.60	37.41	1.896	51	23	186	65594	Deney raporu						
7- SPT12	CL	17.85-	18.80	41.01	1.916	40	15	222	94428	γ_n :(58/213/18) deney raporu w_n :deney rap.						
SPT13		20.00		38.70		38	16	222	94428							
8- SPT14	CH	20.00-26.40	17.07	-	1.740	-	-	193	64813	Bölüm2						
SPT15								186	60197							
SPT16								201	70298							
SPT17																
9- SPT17	SM	26.40-29.43	19.00	-	1.937	-	-	336	218680	Bölüm2						
SPT18								375	272391							
10- SPT19	CH	29.43-43.70	17.07	-	1.740	-	-	222	85754	Bölüm2						
SPT20								242	101901							
SPT21								254	112258							
SPT22								254	112258							
SPT23								265	122192							
SPT24																
11- SPT24	SM	43.70-	20.00	-	2.039	-	-	411	344430	Bölüm2						
SPT25		16.30						323	212727							
SPT26								336	230195							
SPT27								415	351167							
SPT28								528	568441							
SPT29								549	614557							
SPT29																

13/09/1999 tarihli artçı şok için İMAR ve HST geçici istasyonlarına ait kayıtlar kullanılmıştır. Artçı şok İMAR-HST istasyonları karşılaştırmalı ivme-zaman grafikleri ve ivme tepki spektrumları Seismosignal yazılımında oluşturularak Şekil 5.15.'de sunulmuştur. 13/09/1999 Tarihinde meydana gelmiş olan artçı şoka ait Şekil 5.15.'de verilmiş olan geçici istasyonlarda alınmış kayıtların ivme-zaman grafikleri ile tepki spektrumları yalnızca karşılaştırma amacı ile sunulmuştur. Yapılmış olan karşılaştırma

Tablo 5.8.'de özetlenmiştir. Hesaplamalarda Şekil 5.16.'da ivme-zaman grafikleri ile ivme spektrumu sunulmuş olan SKR istasyonu kayıtları, filtrasyon uygulanmış olması nedeni ile kullanılmıştır.

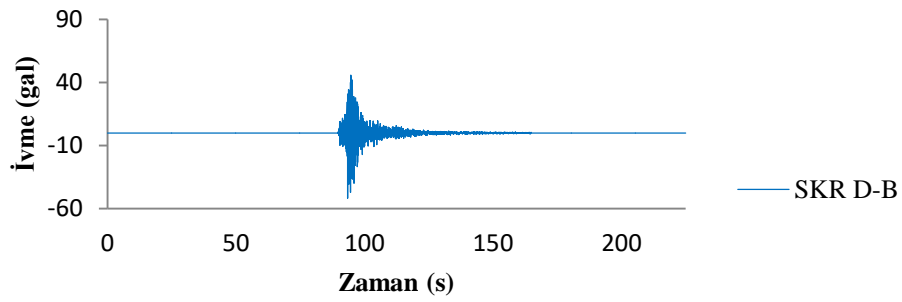


a)13/09/1999 artçı şok D-B kaydı İMAR ve HST istasyonları karşılaştırmalı ivme-zaman grafiği ve ivme tepki spektrumu (İMAR:8.51s'de 53.52 gal; 0.08 s'de 216.46 gal) (HST: 10.27 s'de 66.26 gal; 0.24 s'de 211.39 gal)

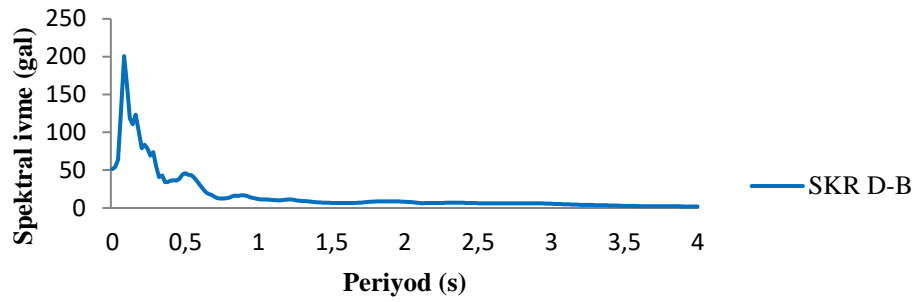


b)13/09/1999 artçı şok K-G kaydı İMAR ve HST istasyonları karşılaştırmalı ivme-zaman grafiği ve ivme tepki spektrumu (İMAR: 8.72 s'de 46.42 gal; 0.08 s'de 142.57 gal) (HST: 10.11 s'de 69.39 gal; 0.26 s'de 291.94 gal)

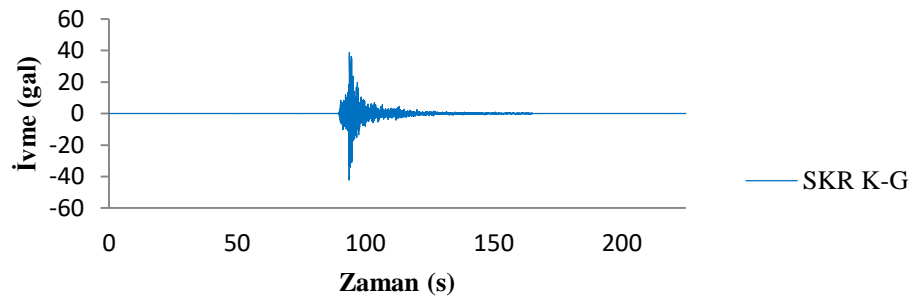
Şekil 5.15. 13/09/1999 artçı şok İMAR ve HST istasyonları karşılaştırmalı ivme-zaman grafiği ve ivme tepki spektrumu



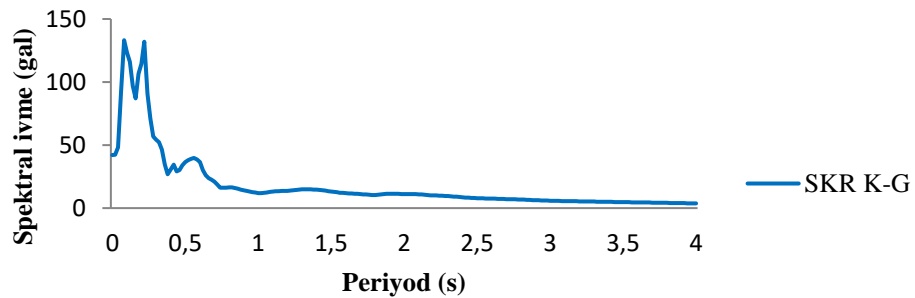
a) 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu D-B kaydı ivme-zaman grafiği (KYH veri tabanı) (en büyük ivme 93.46 s' de 51.62 gal)



b) 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu D-B kaydı ivme tepki spektrumu (KYH veri tabanı) (en büyük spektral ivme 0.08 s'de 200.78 gal)



c) 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu K-G kaydı ivme-zaman grafiği (KYH veri tabanı) (en büyük ivme 93.67 s' de 42.18 gal)



d) 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu K-G kaydı ivme tepki spektrumu (KYH veri tabanı) (en büyük spektral ivme 0.08 s'de 133.17 gal)

Şekil 5.16. 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu ivme kaydı ve ivme tepki spektrumu

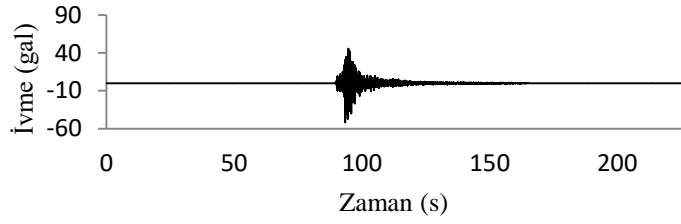
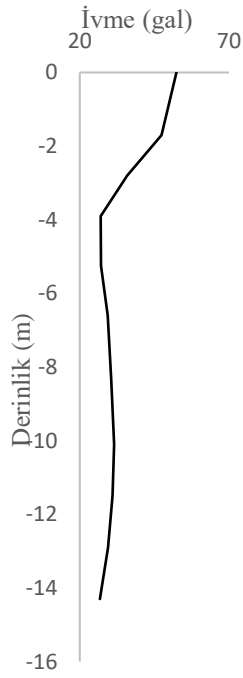
Tablo 5.8. 23/09/1999 artçı şok İMAR ve HST istasyonları kayıtları karşılaştırılması

		İMAR	HST
Süre (s)		46	79
En büyük ivme (gal)	D-B	8.51s'de 53.52	10.27s'de 66.26
	K-G	8.72s'de 46.42	10.11s'de 69.39
En büyük spektral ivme (gal)	D-B	0.08s'de 216.46	0.24s'de 211.39
	K-G	0.08s'de 142.57	0.26s'de 291.94

Alüvyon zeminde kurulu olan HST istasyonu zemin profilinde zemin tepkisinin değerlendirilmesi Shake2000 yazılımı (Schnabel ve ark., 1972) kullanılarak yapılmıştır. Shake2000 yazılımında ilk önce SKR istasyonu zemin profili oluşturulmuş ve bu profile SKR istasyonu artçı şok D-B ve K-G kayıtları “rock outcrop motion” olarak uygulanarak D-B ve K-G ana kaya kaydı elde edilmiştir. Elde edilen bu ana kaya kayıtları daha önce oluşturulmuş olan HST-SK1, HST-SK2 ve HST-SK3 zemin profillerine yine Shake2000 yazılımında “within” uygulaması ile zemin tepkisi değerlendirilmiştir. Şekil 5.17.'de SKR istasyonu zemin profiline Shake2000 yazılımında “rock outcrop motion” olarak artçı şok SKR istasyonu D-B ve K-G kayıtları uygulaması sonucu elde edilen ivmenin derinlikle değişimi ile ölçülen ve hesaplanan ivme-zaman grafikleri sunulmuştur. Şekil 5.17.'de verilmiş olan SKR istasyonu artçı şok ana kaya D-B ve K-G kayıtları HST-SK1, HST-SK2 ve HST-SK3 zemin profillerine Shake2000 yazılımında uygulanmış ve yüzeyde elde edilen en büyük ivme değerleri ile en büyük spektral ivme değerleri Tablo 5.9.'da, ivmenin derinlikle değişimi ise Şekil 5.18.'de sunulmuştur.

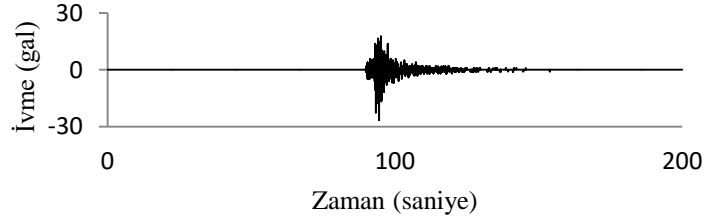
Tablo 5.9. 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu D-B ve K-G kaydı hesaplanmış ana kaya değerlerinin Shake2000 2000 yazılımında HST-SK1, HST-SK2, HST-SK3 profillerine uygulanması sonucu hesaplanan en büyük ivme değerleri ve HST istasyonunda ölçülen en büyük ivme değerleri

	HST-SK1	HST-SK2	HST-SK3	HST İSTASYONU
	hesaplanan (gal)	hesaplanan (gal)	hesaplanan (gal)	ölçülen (gal)
D-B	80.88	82.54	85.26	66.26
K-G	83.55	61.80	50.56	69.39
D-B (spektral ivme)	309.11	312.99	313.15	211.39
K-G (spektral ivme)	287.73	240.72	206.84	291.94

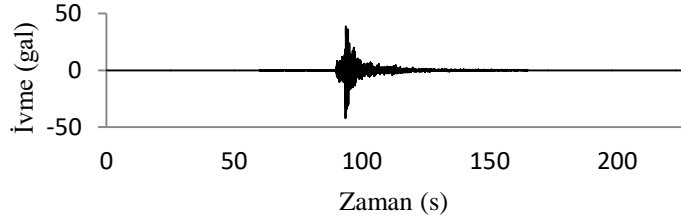
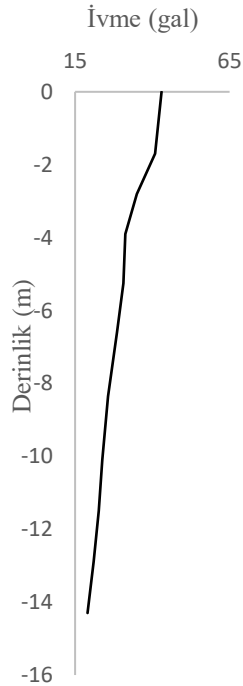


Ölçülen outcrop kaydı en büyük ivme 51.62 gal

Hesaplanan ana kaya kaydı en büyük ivme 26.73 gal

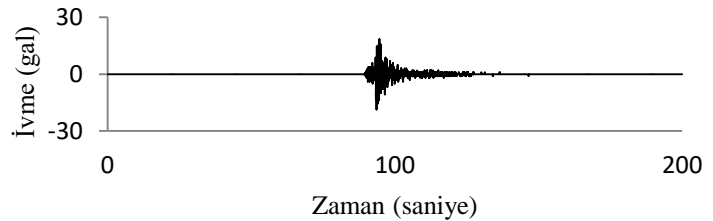


a) SKR istasyonu profilinde Shake2000 yazılımında SKR istasyonu artçı şok D-B kaydı uygulaması



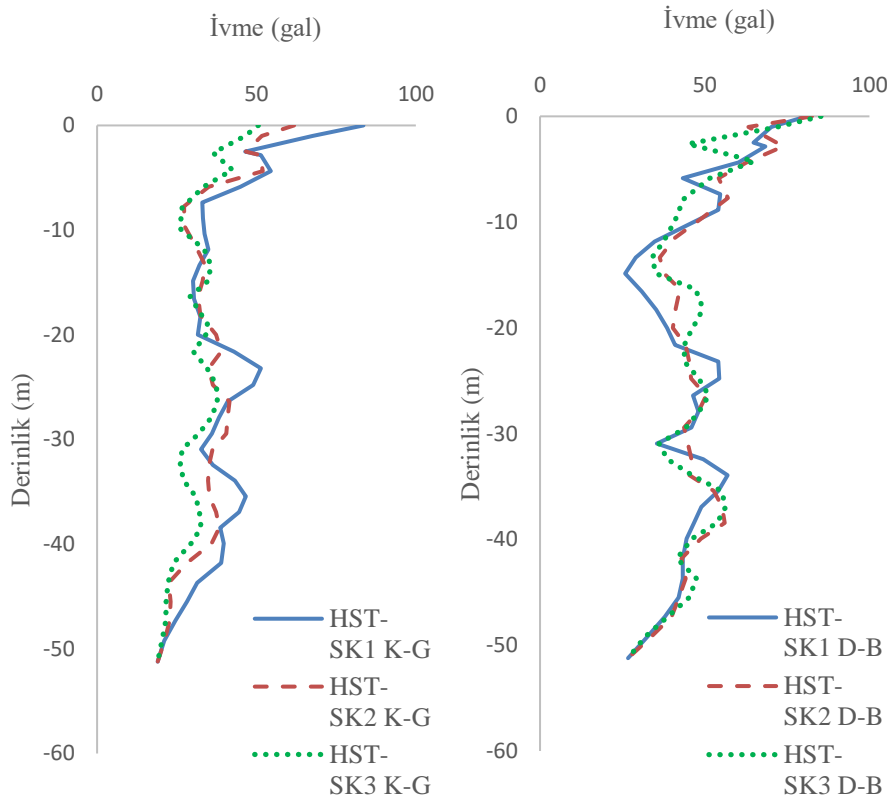
Ölçülen outcrop kaydı en büyük ivme 42.18 gal

Hesaplanan ana kaya kaydı en büyük ivme 19.00 gal



b) SKR istasyonu profilinde Shake2000 yazılımında SKR istasyonu artçı şok K-G kaydı uygulaması

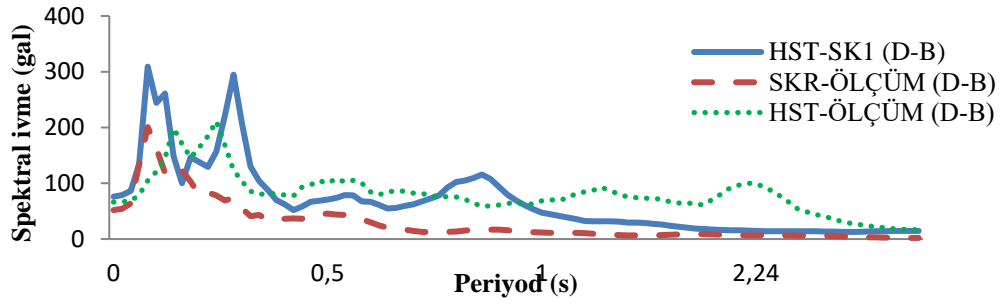
Şekil 5.17. 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu D-B/K-G kaydı hesaplanmış ana kaya kaydı ve ivmenin derinlikle değişimi



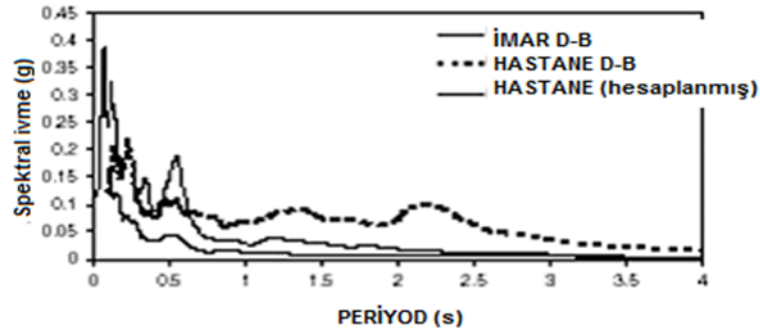
Şekil 5.18. 13/09/1999 artçı şok SKR istasyonu D-B ve K-G kaydı hesaplanmış ana kaya değerlerinin Shake2000 yazılımında HST-SK1, HST-SK2, HST-SK3 profillerine uygulanması sonucu elde edilen ivme-zaman grafikleri

Bakır ve ark., 2002, 17 Ağustos 1999 depreminde Adapazarı'nda yerel zemin etkileri ve yapı hasarı ile ilişkisini inceledikleri çalışmada 13/09/1999 artçı şok kayıtlarının HST ve İMAR istasyonlarında alınmış olan ivme değerleri ile Shake yazılımını kullanarak zemin tepki analizleri yapmışlardır. Bakır ve ark., nın vermiş oldukları karşılaştırmalı ivme tepki spektrumu ile bu çalışmada elde edilen karşılaştırmalı ivme tepki spektrumu HST-SK1 değerleri esas alınarak Şekil 5.19.'da sunulmuştur.

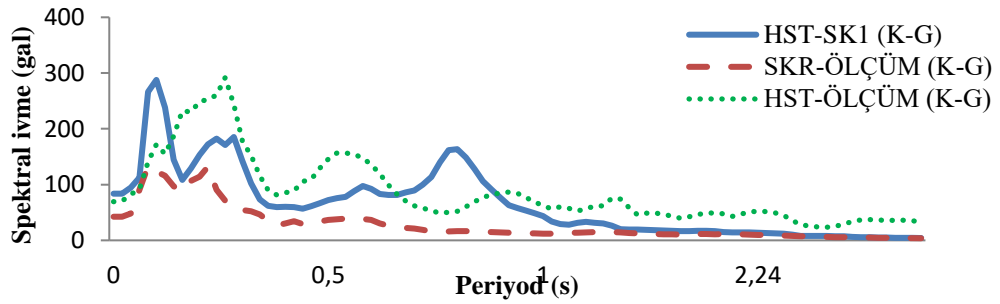
Kutunis ve Elmas, 2005, yerel zemin şartlarının tasarım yer hareketi üzerindeki etkilerini Shake yazılımını kullanarak araştırmışlar ve anakaya hareketinin zemin yüzeyindeki etkilerinin farklı rijitlikteki zemin ortamları tarafından değiştirilebileceği sonucuna varmışlardır. Youd ve Carter, 2005, aletlendirilmiş sıvılaşma bölgelerinde benzer incelemeler yapmış ve spektral ivme üzerinde zemin yumuşaması ve sıvılaşmanın etkisini araştırmışlardır.



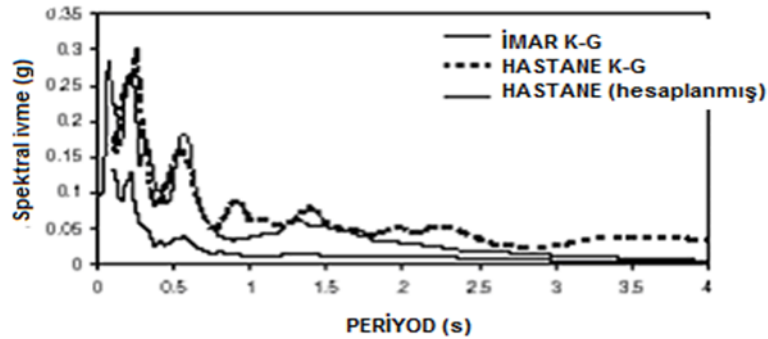
a) 13/09/1999 artçı şok SKR, HST istasyonları ölçülen ve HST-SK1 profili hesaplanan D-B kaydı ivme tepki spektrumu



b) 13/09/1999 artçı şok SKR, HST istasyonları ölçülen ve HST istasyonu hesaplanan D-B kaydı ivme tepki spektrumu (Bakır ve ark., 2002)



c) 13/09/1999 artçı şok SKR, HST istasyonları ölçülen ve HST-SK1 profili hesaplanan K-G kaydı ivme tepki spektrumu



d) 13/09/1999 artçı şok SKR, HST istasyonları ölçülen ve HST istasyonu hesaplanan K-G kaydı ivme tepki spektrumu (Bakır ve ark., 2002)

Şekil 5.19. 13/09/1999 artçı şok SKR ve HST istasyonları ölçülen ve hesaplanan ivme kayıtlarına ait karşılaştırmalı ivme tepki spektrumu

1999 Kocaeli Depremine ait 13/09/1999 tarihli artçı şoka ait en büyük ivme D-B kaydı için İMAR istasyonunda 53.52 gal, SKR istasyonunda 51.62 gal ve HST istasyonunda 66.26 gal olarak; K-G kaydı için ise aynı istasyonlarda sırası ile 46.42 gal, 42.18 gal ve 69.39 gal olarak ölçülmüşlerdir. En büyük spektral ivme ise yine sırası ile D-B kaydında 216.46 gal, 200.78 gal, 211.39 gal ve K-G kaydında 142.57 gal, 133.17 gal ve 291.94 gal olarak hesaplanmıştır. Yine aynı artçı şok kayıt süresi İMAR istasyonunda 46 s, HST istasyonunda 79 s değerlerinde alınmıştır. Söz konusu hareketin ivme spektrumu incelendiğinde, İMAR ve SKR istasyonlarında yaklaşık 1 s'de sönümlenen hareketin HST istasyonunda 4 s'ye kadar devam ettiği görülmektedir ki (Şekil 5.15. ve Şekil 5.16.) bu da yerel zemin şartlarının yer hareketi üzerindeki etkisini açıkça göstermektedir.

Shake2000 yazılımı ile yapılan hesaplamalarda ise HST istasyonunda ölçülen değerlere çok yakın sonuç elde edilememiştir. D-B kaydı için ölçülen 66.26 gal'e karşılık hesaplanan değerlerden en yakını 80.88 gal ile HST-SK1 profilinde elde edilmiştir. Ancak burada hesaplanan en büyük spektral ivme ölçülen değeri 46% oranında aşmıştır ve hesaplanan değer 0.16 s dolayında bir sıçrama yapmıştır. K-G kaydında ise HST-SK1 profilinde ivme spektrumları ölçülen ve hesaplanan değerlerde en büyük spektral ivme değerinde 1% gibi bir farklılıkla daha iyi bir yaklaşım sağlanmıştır (Şekil 5.9.). Her iki spektrumda da en büyük değerler farklı zaman biriminde oluşmuştur. Yine de Shake2000 yazılımı ile zemin tepkisi hesaplamada belirli bir yaklaşım sağlanabildiği söylenebilir.

5.3. İvme Azalım İlişkileri

“Kuvvetli yer hareketi” olarak tanımlanan, insanları ve çevresini etkileyecek güce sahip olan depremlerin belirli bir lokasyondaki etkisinin değerlendirilebilmesi için 1-genlik, 2-frekans içeriği, 3-süre parametrelerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bunların arasında en önemli parametre olan “genlik” parametresinin en önemli bileşeni “en büyük yatay ivme” değeridir (Kramer, 1996). Deprem olayının vuku bulması esnasında ivmeölçerler vasıtası ile ölçülen ivme kayıtları, önemli mühendislik bilgileri içermektedirler. Ancak, yeryüzünün farklı noktalarında

meydana gelen yer hareketlerinin tümünün ölçümü mümkün olmayıp, istatistiksel regresyon teknikleri kullanılarak, farklı kaynakta ve farklı zemin koşullarında oluşan depremlerin ivme değerlerinin bir arada kullanılarak deneysel bağıntılar oluşturulması yolu ile bir bölge için en büyük ivme değeri tahmini yapılabilmektedir (Reiter, 1990). Deprem sarsıntısı esnasında oluşan sismik dalgalar, zemin profilinde kaynaktan yukarıya doğru yayılırken yerel zemin koşullarından önemli oranda etkilenmekte ve kuvvetli yer hareketi parametreleri bu koşullara bağlı olarak farklı değerler alabilmektedirler (Kramer, 1996). Dolayısı ile aynı deprem, değişik zemin profiline sahip birbirine yakın bölgelerde bile 1999 Kocaeli Depreminde Adapazarı'nda görüldüğü gibi çok çeşitli hasar örnekleri oluşturabilmektedir.

Kuvvetli yer hareketleri genellikle ampirik yer hareketi eşitliklerini kullanarak, mühendislik uygulamaları için hesaplanmaktadır (Star ve ark., 2011). Yer hareketi eşitlikleri, “pik ivme” veya “spektral ivme” değerlerini büyüklük, yer-kaynak mesafesi, zemin koşulları ve diğer parametrelerle birlikte tanımlar (Stewart ve ark., 2012). Bu eşitlikler, “yer hareketi modeli” ya da “azalım ilişkileri” olarak adlandırılmaktadırlar (Baker ve Jayaram, 2008). Son yirmi yılda toplanan kuvvetli yer hareketi verileri sayesinde, çok sayıda farklı spektral tepki azalım ilişkileri geliştirilmiştir. Abrahamson ve Silva, 1997; Boore ve ark., 1997; Campbell, 1997 ile .Sadigh ve ark., 1999 yaklaşımları deprem mühendisliğinde geniş uygulama alanı bulmuştur. Bunun paralelinde araştırmacılar, Avrupa ve Asya'da da kendi modellerini geliştirmişlerdir (Grazier ve Kalkan, 2009). Ansal, 1999 (Kaya, 2009); Gülkan ve Kalkan, 2002; Özbey ve ark., 2004; Ulusay ve ark., 2004 ile Kalkan ve Gülkan, 2004 çalışmaları ulusal çalışmalara örnek olarak verilebilir.

Yeni Nesil Azalım İlişkileri (NGA) ise 2008 yılında ortaya atılmış olup, aktif bölgelerdeki sığ kabuk depremlerinde yer hareketi tahmini için pratik bir uygulama imkanı sağlamaktadır. Birbirinden bağımsız çalışan, fakat araştırmanın geliştirilmesi sırasında birbirleri ile etkileşim içinde olan gruplar tarafından beş adet yer hareketi modeli geliştirilmiştir (Power ve ark., 2008). Bu modeller “Abrahamson ve Silva, 2008 (AS08)”; “Boore ve Atkinson, 2008 (BA08)”; “Campbell ve Bozorgnia, 2008 (CB08)”; “Chiou ve Youngs, 2008 (CY08)” ile “Idriss, 2008 (I08)” olarak adlandırılmış

olup, uygulamada yer edinmişlerdir. Söz konusu çalışmalar “NGA-West2” başlığı altında yeni verilerle güncellenmiştir (<http://peer.berkeley.edu/news/2013/05/nga-west2-flatfile-gmpes>).

Bu araştırmada , KAFZ’ ndan dolayı tektonik açıdan aktif bir konumda olan Sakarya İli ve çevresi çalışma bölgesi olarak seçilmiştir. 17/08/1999 Kocaeli Depremi ve 12/11/1999 Düzce depreminin ardından yürürlüğe giren yönetmelikler ile, depreme dayanıklı yapı tasarımında ve zeminin dinamik davranışını belirlemek amacı ile yapılan çalışmalarda kullanılan kuvvetli yer hareketi parametrelerinin ve bu parametrelerden biri olan genlik parametresinin bileşeni yatay yer ivmesinin doğru bir şekilde belirlenmesinin önemi ortaya konmuştur. Bu önem çerçevesinde, bölgede oluşabilecek en büyük yatay yer ivmesinin belirlenebilmesine katkı sağlayabilmek amacı ile araştırma yapılmış ve literatürde kullanılan azalım ilişkileri ile Yeni Nesil Azalım İlişkileri (NGA) uygulanmıştır.

5.3.1. Literatürde yer hareketi modelleri

Literatürde, hem araştırmacıların kendi ülkeleri için geliştirmiş oldukları yer hareketi modelleri hem de NGA modelleri ile yapılan uygulamalar ve modellerin karşılaştırılmaları geniş yer bulmuştur. Yakın geçmişte bu konuda yapılmış olanlardan örneklemeler aşağıda özetlenmiştir.

Scassera ve ark., 2009, İtalyan verileri ile NGA eşitliklerini karşılaştırılmış ve özellikle kısa periyotlarda oluşan hızlı azalımı açıklamak için regresyon katsayılarını yeniden değerlendirerek, yapılacak küçük değişikliklerle bu ilişkilerin İtalya’da sismik tehlike analizleri için yer hareketini hesaplamada kullanabileceği sonucunu çıkarmışlardır.

Kalkan ve ark., 2009, Marmara bölgesi için probabilistik sismik tehlike analizini yeniden değerlendirerek, bu çalışma içinde yer hareketini Kalkan ve Gülkan, 2004; CB08, CY08, BA08 yaklaşımları ile modellemişlerdir. Regresyon işlemi tüm NGA eşitliklerinde iki yatay bileşenin geometrik ortalaması alınmışken, Kalkan ve Gülkan,

2004 modelinde her bir kayıt için iki yatay bileşenin büyüğünün alınmış olduğu vurgulanmıştır. Uygulanan üç NGA modelinin birbirine yakın sonuç verdiği, diğerinin ise PGA ve spektral ivme değerlerinde farklılaştığı görülmüştür.

08/06/2008 Achaia-Elia/Yunanistan ($M_w=6.5$) Depreminde, Yunanistan için oluşturulmuş yer hareketi eşitlikleri (GMPE) ile BA08 karşılaştırılmış ve yer hareketleri, dış merkez mesafesi (R_{epi}) ve Joyner-Boore mesafesinin (R_{jb}) fonksiyonu olarak medyan ve \pm bir standart sapma çerçevesinde verilmiştir. Çağdaş Yunan yer hareketi eşitliklerine oranla veri mesafe ile daha hızlı azalım göstermiş olup, NGA modelinde genellikle mesafe ile olan azalım yakalanmış ancak kısa ve uzun periyotlarda öngörülenden daha düşük sapma göstermiştir (Margaris ve ark., 2010).

06/04/2009 ($M_w=6.3$) L'Aquila/İtalya Depreminde ise Çelebi ve ark., 2010, Grazier ve Kalkan, 2007-2009 modelleri ile CB08 modelini karşılaştırarak, en büyük yatay yer ivmesini faya olan mesafenin fonksiyonu olarak vermişlerdir. 100 km'den büyük mesafelerde Sabetta ve ark., 2009 ile Grazier ve Kalkan, 2007 gibi son yer hareketi eşitlikleri uygulamasında kaydedilen veriye daha yakın tahminler yapılabildiği, 10 km den küçük mesafelerde ise bazı ölçümlerin yer hareketi eşitlikleri ile bulunanın üzerinde kaldığını görmüşlerdir.

Wang ve ark., 2010, 12 Mayıs 2008 Wenchuan, Çin Depreminde fay kırığına olan mesafesi 200 km'den küçük olan 72 adet ivmeölçere ait kayıtları kullanarak basitleştirilmiş yer hareketi modeli geliştirmiş ve NGA modelleri ile karşılaştırmışlardır. NGA modelleri ile yapılmış olan karşılaştırmada, Wenchuan depreminde uzun periyotta ($T > 1$ s) beklenenden daha düşük, kısa periyotta ise ($T < 0.5$ s) beklenenden daha büyük yer hareketi değerleri oluşmuştur. Bu eğilim tüm mesafelerde gözlenmiş olup, 50 km'den büyük mesafelerde daha baskın olarak meydana gelmiştir. V_{S30} değerine bağlı olarak yapılan karşılaştırmada ise NGA modelleri ile uyum sağlanamamıştır. Wenchuan verileri kısa spektral periyotlarda V_{S30} değerine daha kuvvetli bağımlılık uzun periyotlarda zayıf bağımlılık göstermişlerdir. Kaya ortamlarda kısa periyotta tavan bloğu etkileri NGA modelleri ile uyumlu olmuş fakat zemin ortamlarda kısa periyotta taban bloğu için hesaplanan

değerler NGA modelleri ile tahmin edilenlerden daha büyük olmuştur. Akkar ve Çağnan,2010,Türkiye için yerel yerhareketi modeli geliştirerek bu modeli diğer yerel ve global modellerle karşılaştırmışlardır.Çalışma sonucunda yerel ve global eşitlikler arasındaki farklılığı açıklamada derinlik dağılımının önemine dikkat çekmişlerdir.

12/01/2010 Haiti Depreminde ($M_w=7.0$) Green ve ark., 2011, Port-au-Prince limanında NGA modellerini (AS08, BA08, CB08 ve CY08) uygulamış ve en büyük ivme değerlerini yaklaşık olarak $0.22g \pm 0.12$ olarak hesaplamışlardır. 23/10/2011 ($M_w=7.1$) Van/Türkiye Depreminde Sezen ve ark., 2012, Yeni Nesil Azalım İlişkilerini kullanarak (AS08, BA08, CB08 ve CY08) yer hareketini değerlendirmiş ve modellerin yakın mesafelerde daha uygun sonuçlar verdiğini, 100 km'den daha büyük uzaklıkta kaydedilen ivme değerlerinin de medyan ve 1 standart sapma alanının altında kaldığını ve yapılmış olan çalışma çerçevesinde CY08 modelinin daha gerçeğe yakın sonuçlar verdiğini elde etmişlerdir. Aynı depremle ilgili azalım ilişkilerinin NGA modelleri ile hesaplandığı METU, 2011 raporunda da yakın mesafelerde alınan sonuçların uygunluğu belirtilmiştir. Saffari ve ark. 2012, İran için geliştirmiş oldukları azalım ilişkilerini NGA modelleri ile karşılaştırmış ve CB08 modelinin İran merkezine ait veriler ile uygunluğunu göstermişlerdir.

5.3.2. Veri temini

Son yılların ülkemizi etkileyen en büyük depremlerinden ikisi olarak hatırlanacak olan $M_w=7.4$ büyüklüğündeki 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi ile $M_w=7.1$ büyüklüğündeki 12 Kasım 1999 Düzce Depremi ivme kayıtları, etkilemiş olduğu çok geniş bölgedeki farklı ağırlardaki ivmeölçerler vasıtası ile alınmıştır. Çalışmanın tümünde olduğu gibi bu bölümde gerçek deprem kayıtları kullanılmış olup,incelenen bölge olan Sakarya İli çevresindeki 33 adet istasyon verileri uygulamada değerlendirilmiştir (Şekil 5.20., Tablo 5.10.). Literatürde NGA ve diğer modeller ile çağdaş yapı yönetmeliklerinde sismik tasarımda zemin özelliklerini temsil etmede zemin profilinin üst 30 m'sindeki ortalama kayma dalgası hızı değeri (V_{S30}) sıklıkla kullanılan bir parametre olup, bu çalışmada da incelenen istasyonların zemin özellikleri V_{S30} ile değerlendirilmiştir.

Tablo 5.10. Araştırma için seçilen istasyonların özellikleri ile bu istasyonlarda ölçülen 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri ana şok değerleri

İSTASYONUN KONUMU	ADI	KURULUŞ	V _{S30} (m/s)	1999 KOCAELİ DEPREMİ			1999 DÜZCE DEPREMİ		
				DIŞ * MERKEZ (km)	R _{JB} * (km)	R _{RUP} (km)	DIŞ * MERKEZ (km)	R _{JB} * (km)	R _{RUP} (km)
40.8236/29.3607	ARÇELİK-ARC	KOERI	523*	53.68	10.76	13.49	143.98	131.17	131.45
40.989/28.849	ATAKÖY-ATK	ITU	274.5*	99.69	56.49	58.28			
40.9805/28.692	AMBARLI-ATS	KOERI	175*	68.09	68.09	69.62			
40.74567/31.60732	BOLU-BOL	AFAD-1401	294**				41.27	12.02	12.02
40.1831/29.1273	BURSA-BRS	AFAD-1604	459**	96.13	65,53	65,50			
40.9927/27.979	BOTAŞ-BTS	KOERI	274.5*	171.41	126.04	127.05			
40.2605/29.068	B.TOFAŞ-BUR	KOERI	274.5*	95.02	60.43	60.43			
41.02646/28.7587	ÇEKMECE- CEK(CNA)	AFAD-3403	346**	107.98	64.95	66.69			
40.7569/29.3673	ASLAN R.-DAR	KOERI	274.5*				149.14	130.80	130.80
40.9824/28.82	H.ALANI-DHM	KOERI	424.8*	101.86	58.33	60.05			
40.84364/31.14888	DÜZCE-DZC	AFAD-8101	282**	98.22	13.60	15.34	1.61	0	6.58
40.97297/27.95033	EREĞLİ-ERG	AFAD-5903	325**	186.95	141.37	142.29			
41.0537/28.95	FATİH-FAT	KOERI	338.6*	93.86	53.34	55.48			
40.78627/29.45003	GEBZE-GBZ	AFAD-4106	701*	47.03	7.57	10.92			
40.39659/30.78307	GÖYNÜK-GYN	AFAD-1404	348*	77.63	31.74	31.74	56.89**	38.19**	38.31**
41.0582/29.00951	İSTANBUL-IST	AFAD-3401	595**	89.12	49.66	51.95			
40.44163/29.71699	İZNİK-IZN	AFAD-1612	197**	39.82	30.74	30.74			

Tablo 5.10.(Devamı)

İSTASYONUN KONUMU	ADI	KURULUŞ	1999 KOCAELİ DEPREMİ				1999 DÜZCE DEPREMİ		
			V _{S30} (m/s)	DIŞ * MERKEZ (km)	R _{JB} * (km)	R _{RUP} (km)	DIŞ * MERKEZ (km)	R _{JB} * (km)	R _{RUP} (km)
40.7665/29.91721	İZMİT-IZT	AFAD-4101	826**	5.31	3.62	7.21	107.28**	79.08**	79.81**
39.4193/29.99716	KÜTAHYA-KUT	AFAD-4302	242.5	147.89	145.06	145.06			
41.065/28.997	MECİDİYEKÖY-MCD	ITU	424.8*	90.66	51.17	53.43			
40.46843/31.20994	MUDURNU-MDR	AFAD-1406	355**				41.53	34.30	34.30
41.104/29.019	MASLAK-MSK	ITU	659.6*	90.74	52.96	55.30			
40.73707/30.38078	SAKARYA-SKR	AFAD-5401	412**	35.96**	3.08**	5.87**	64.17	45.16	45.16
40.7644/29.762	YARIMCA-YPT	KOERI	297*	19.30	1.38	4.83	115.89	97.50	97.50
40.986/28.908	ZEYTİNBURNU-ZYT	ITU	274.5*	94.83	51.98	53.88			
40.67/30.66	LAMONT-362	LAMONT	517*				43.54	23.41	23.41
40.743/30.876	LAMONT-375	LAMONT	424.8*				24.05	3.93	3.93
40.703/30.855	LAMONT-531	LAMONT	659.6*				27.74	8.03	8.03
40.755/31.015	LAMONT-1058	LAMONT	424.8*				13.41	0.21	0.21
40.745/30.872	LAMONT-1059	LAMONT	424.8*				24.26	4.17	4.17
40.777/30.613	LAMONT-1060	LAMONT	782*				44.40	25.78	25.78
40.72/30.792	LAMONT-1061	LAMONT	481*				31.56	11.46	11.46
40.723/30.82	LAMONT-1062	LAMONT	338*				29.27	9.15	9.15

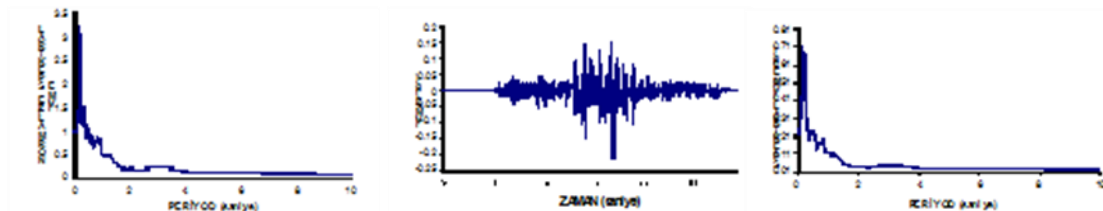
*PEER veri tabanı **AFAD veri tabanı



Şekil 5.20. Araştırma için seçilen istasyonların konumları (Google Earth)

5.3.2.1. Kocaeli Depremi kayıtları ve ivme tepki spektrumları

Özellikleri Şekil 5.20. ve Tablo 5.10.'da verilmiş olan istasyonlarda ölçülmüş olan 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydına ait ivme zaman grafikleri, ivme tepki spektrumu ve normalleştirilmiş ivme tepki spektrumları Şekil 5.21.'de özetlenmiştir.

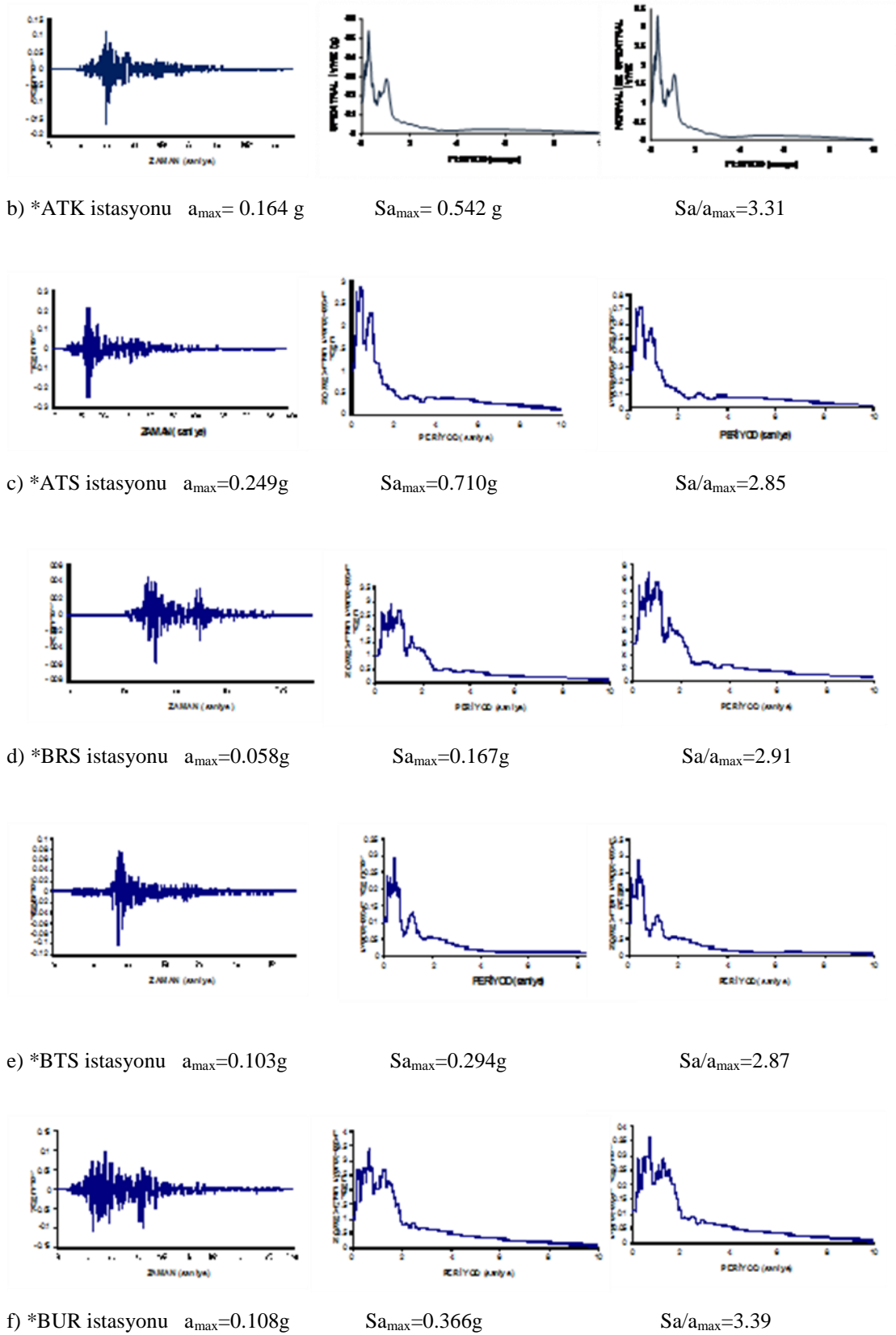


a) *ARC istasyonu $a_{max}=0.218g$

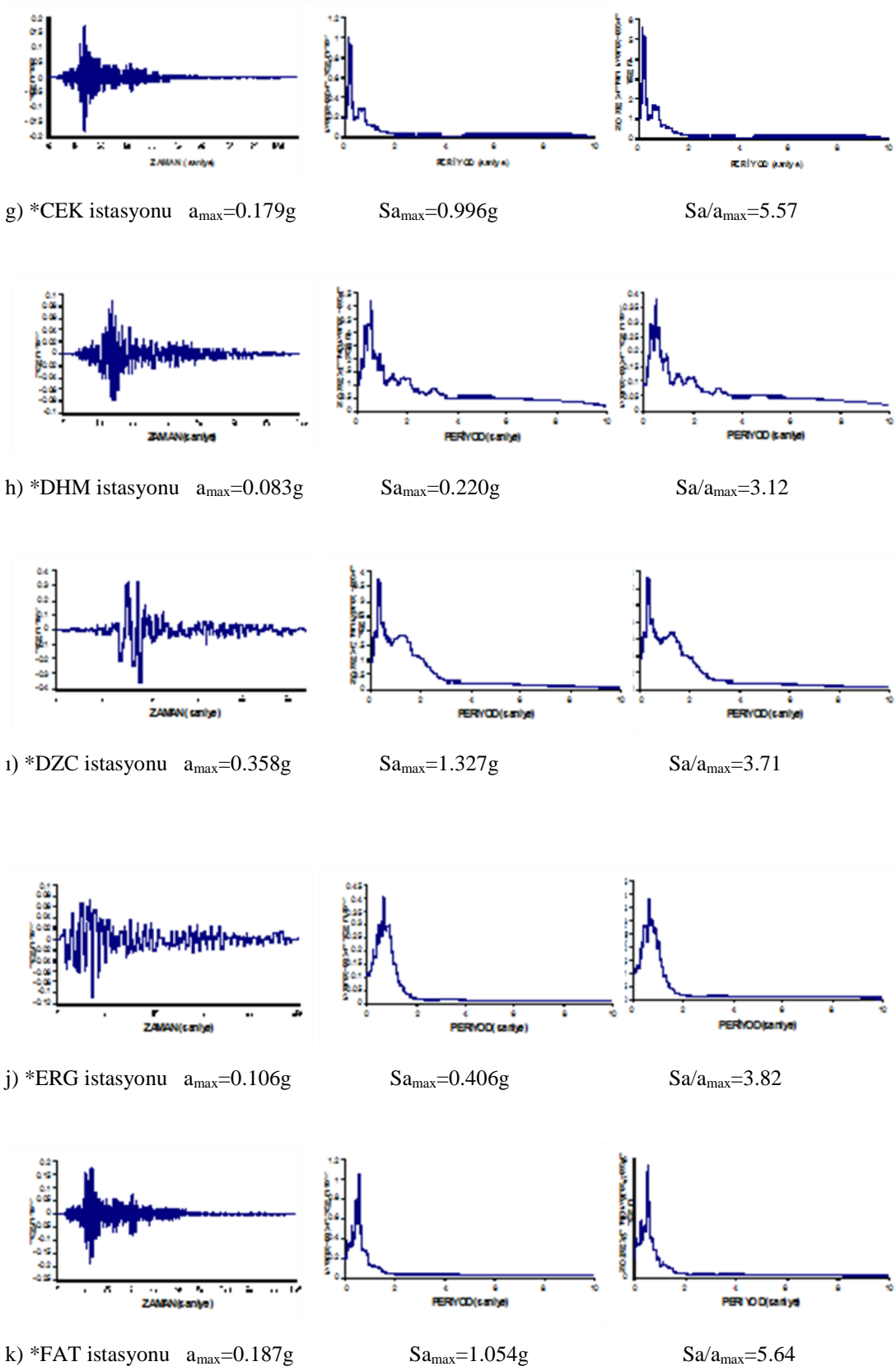
$Sa_{max}=0.706g$

$Sa/a_{max}=3.24$

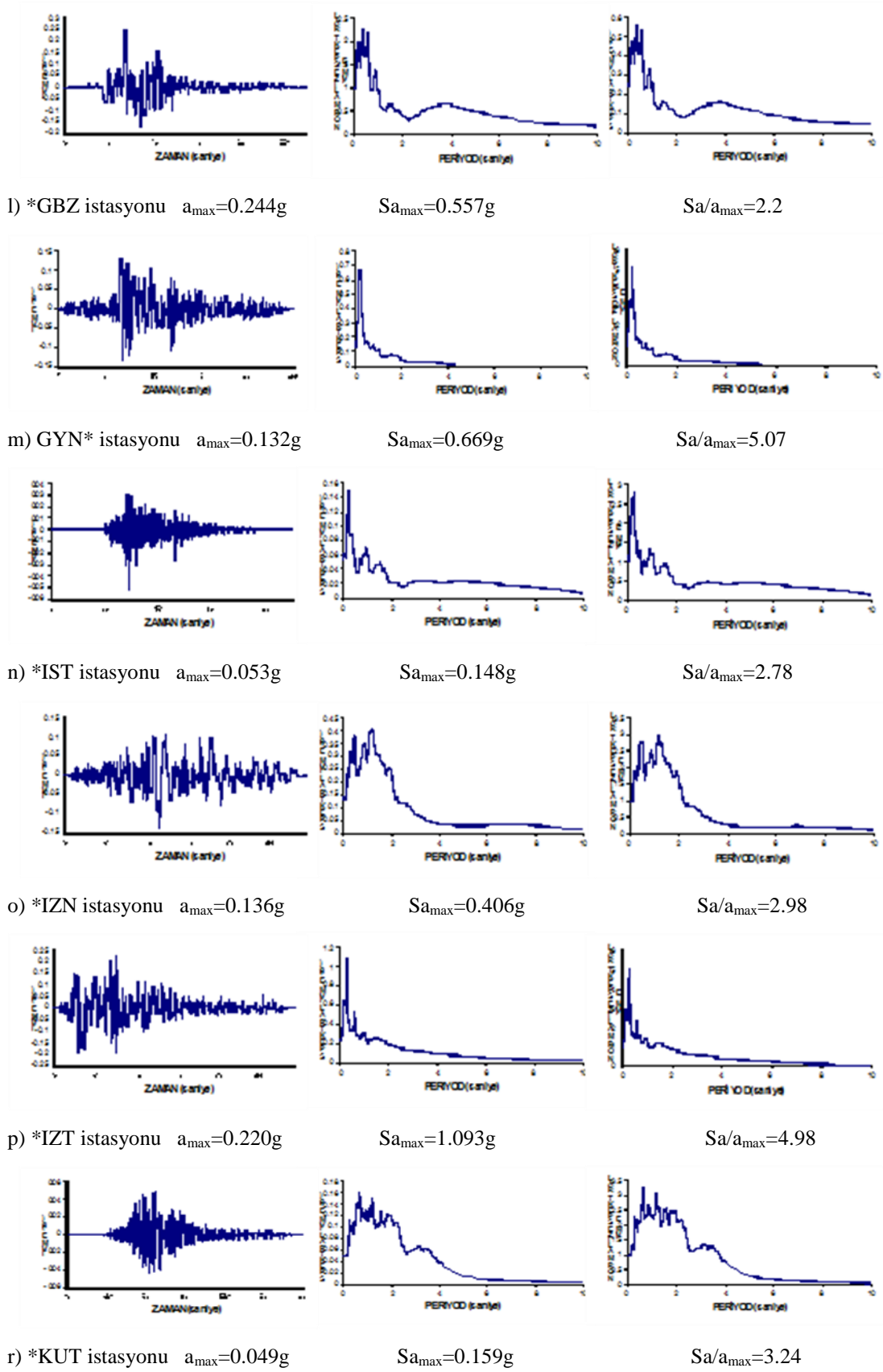
Şekil 5.21.(Devamı)



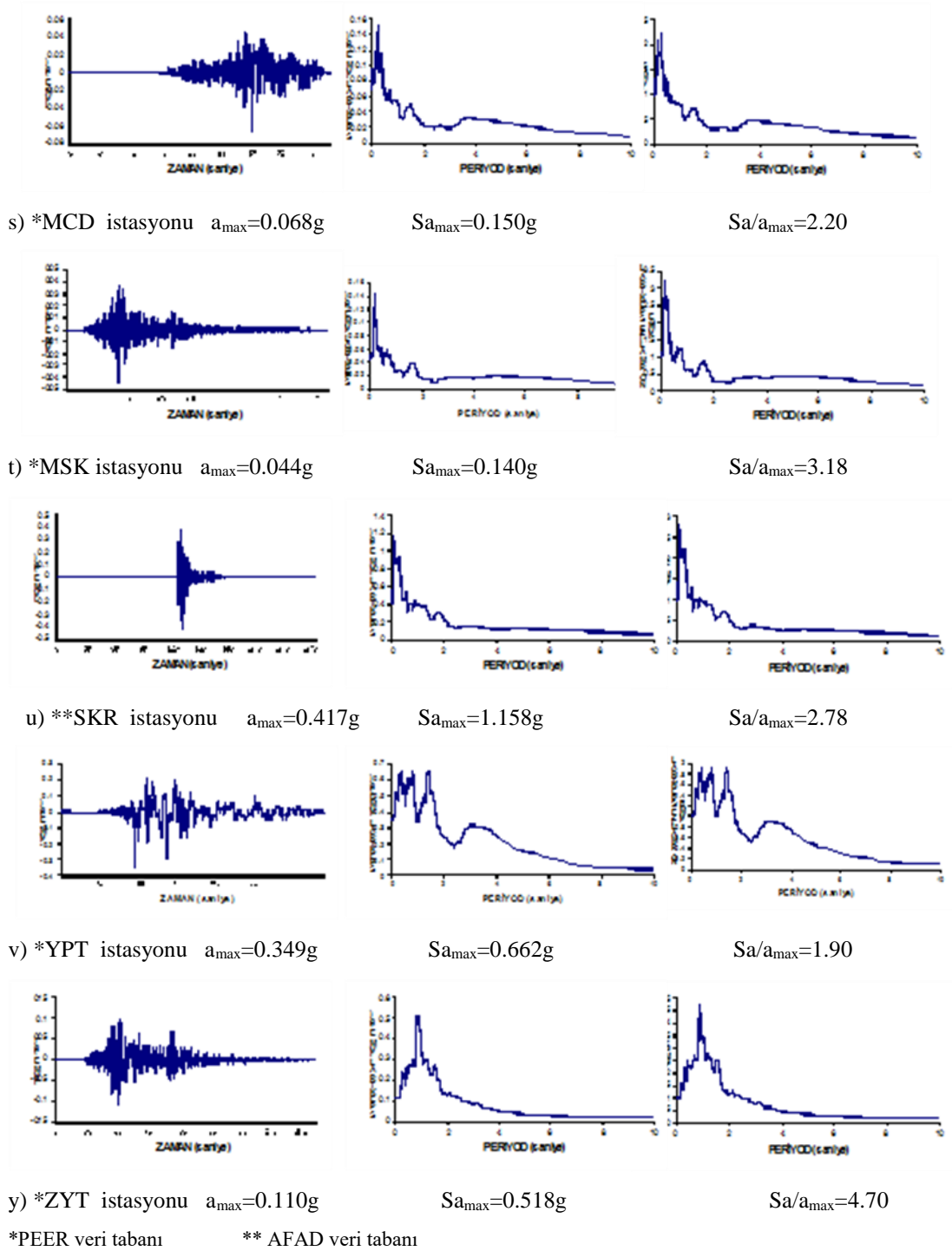
Şekil 5.21.(Devamı)



Şekil 5.21.(Devamı)



Şekil 5.21.(Devamı)



Şekil 5.21. Seçilen istasyonlar ve 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ivme-zaman grafikleri, ivme tepki spektrumları ve normalize ivme tepki spektrumları ($\xi = \%5$ sönüm oranı)

Çalışmanın bu bölümünde, Şekil 5.21.'de özellikleri verilmiş olan 1999 Kocaeli Depremine ait ivme kayıtlarına ait $\xi = \%5$ sönüm oranı için hesaplanan normalize edilmiş ivme tepki spektrumları ile Türkiye 2007 Deprem Yönetmeliğinde önerilen

tasarım spektrumları ile karşılaştırılmıştır (Tablo 5.11.).

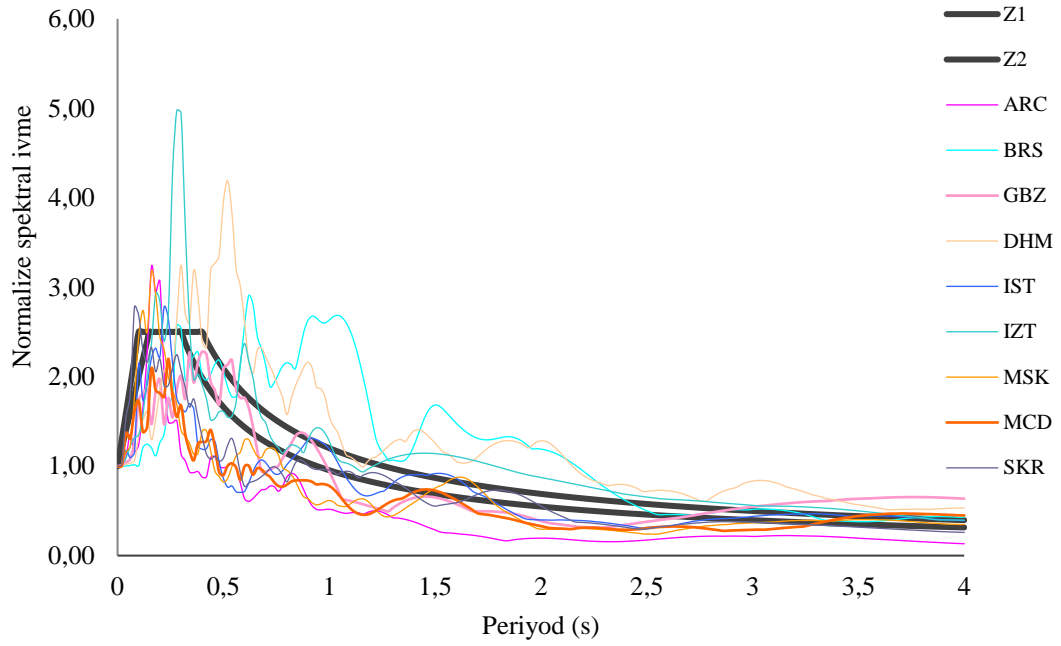
Tablo 5.11. 17/08/1999 Kocaeli Depremine ait seçilmiş istasyonlardaki normalize edilmiş spektral ivmelerin TDY, 2007’de tanımlanan tasarım spektrumu ile karşılaştırılması ($\xi=5\%$)

İstasyon	R _{JB} (km)	V _{S30} (km)- NEHRP	S _a /a _{max}	Aşılma Oranı (%)
IZT*	3.62	826-B	4.98	99
GBZ*	7.57	701-C	2.28	---
MSK*	52.96	659.6-C	3.18	27
IST*	49.66	595-C	2.78	11
ARC*	10.76	523-C	3.23	29
BRS*	65.53	459-C	2.91	16
DHM*	58.33	424.8-C	4.20	68
MCD*	51.17	424.8-C	2.20	-
SKR**	3.08	412-C	2.78	11
GYN**	31.74	348-D	5.07	103
CEK*	64.95	346-D	5.57	123
FAT*	53.34	338.6-D	5.64	26
ERG*	141.37	325-D	3.82	53
YPT*	1.38	297-D	1.90	--
DZC*	13.60	282-D	3.71	48
ATK*	56.49	274.5-D	3.31	32
BTS*	126.04	274.5-D	2.87	15
BUR*	60.43	274.5-D	3.39	36
ZYT*	51.98	274.5-D	2.96	18
KUT*	145.06	242.5-D	3.24	30
IZN*	30.74	197-D	2.98	19
ATS*	68.09	175-E	2.85	14

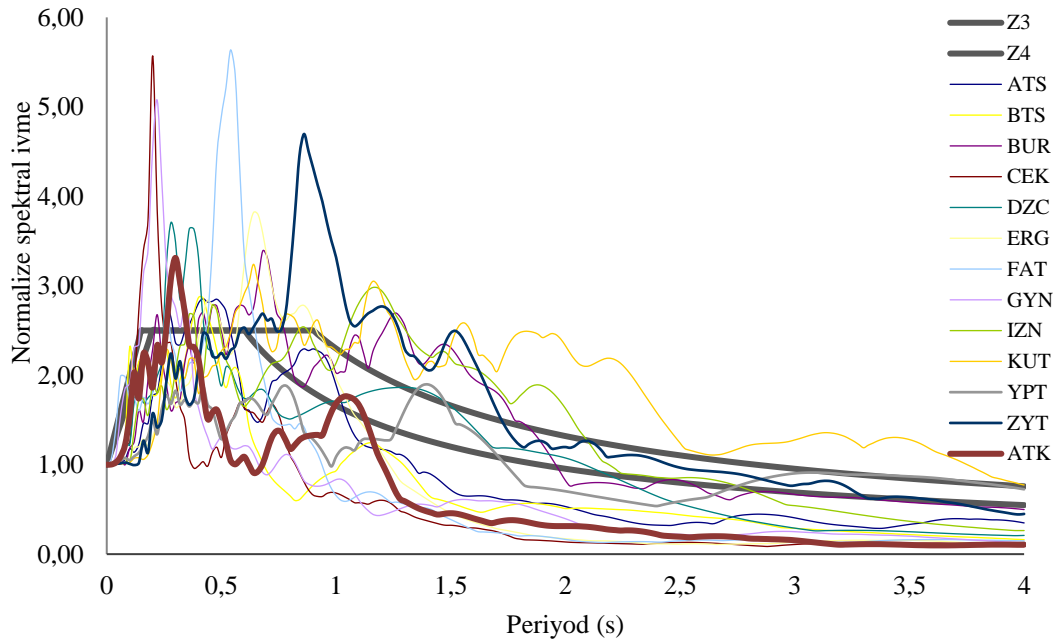
*PEER veri tabanı

** AFAD veri tabanı

Daha ayrıntılı inceleme yapmak için için NEHRP zemin sınıflandırma sisteminde sırası ile B-C aralığındaki istasyon değerleri TDY, 2007’ deki Z1-Z2 sınıfı ile, D-E aralığı ise Z3-Z4 ile karşılaştırılmıştır (Şekil 5.22.). Türkiye 2007 Deprem Yönetmeliğinde Z1-Z2 sınıfında 0.10 s - 0.40 s periyot aralığında 2.5 olarak öngörülen zemin büyütme faktörü, mesafeye bağlı olmaksızın GBZ, MCD dışındaki istasyonlarda %11 - %123 aralığında aşılmıştır.



a) TDY,2007'de Z1-Z2 gurubu ile NEHRP'te B-C gurubu



b) TDY, 2007'de Z3-Z4 gurubu ile NEHRP'te D-E gurubu

Şekil 5.22. TDY, 2007'deki Z1-Z2 zemin gurubu tasarım spektrumu ile NEHRP zemin sınıflandırma sisteminde B-C gurubu zeminler üzerindeki istasyonlarda ölçülen 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydına ait normalize edilmiş spektral ivme değerleri ($\xi = \%5$)

0.5 s - 1.5 s aralığında ARC ve MCD kayıtları haricinde tüm kayıtlarda zemin büyütmesi tasarım değerini aşmış olup, 1.5 s - 3 s aralığında ise IZT, BRS, DHM hariç diğerleri tasarım değerine yaklaşmıştır. Ancak ilk periyotlarda tasarım değerinin altında kalan GBZ istasyonu kaydının 3 s sonrasında tasarım değerini aştığı görülmüştür. Z3-Z4 sınıfında ise 0.10 s – 0.88 s periyot aralığında 2.5 olarak öngörülen zemin büyütme faktörü yalnızca YPT istasyonunda aşılmamış, 1 s - 3 s aralığında ise ATS, BTS, CEK, ERG, FAT, GYN kayıtları dışındakilerde zemin büyütmesi tasarım değeri aşılmıştır.

Elde edilmiş olan bu sonuçların da Adapazarı gibi alüvyon zemin üzerindeki yerleşimlerde görülmüş olan hasarın oluşumunu açıklamada kullanılabileceği düşünülmektedir.

5.3.2.2. Geleneksel ivme azalım ilişkileri

Kuvvetli yer hareketi parametrelerinin en önemlilerinden biri olan genlik parametresinin bileşeni yatay yer ivmesinin doğru bir şekilde belirlenmesi adımı geniş bir yer işgal eden azalım ilişkileri, yer hareketi parametrelerinin odak noktasından uzaklaştıkça nasıl değişeceğini gösteren ve deneysel yollarla çıkarılan işlevlerdir. Deprem dalgaları yayılım hattı boyunca, ortamdaki anizotropi ve heterojen yapı, azalım faktörleri (geometrik azalım, yutulma), yansıma, kırılma, dalga tipi dönüşümü ve dalga girişimleri nedenleri ile değişikliğe uğrarlar. Dolayısı ile, kuvvetli yer hareketi yayılımını ve değişimini depremin büyüklüğü ile kaynak ve incelenen saha arasındaki mesafenin fonksiyonu olarak tanımlayabilecek, uygun kuvvetli yer hareketi azalım ilişkileri gerekli olmaktadır (Çeken, 2007).

Ülkemizde meydana gelen depremlere ait ivme kayıtları kullanılarak Türkiye'ye özgü geliştirilmiş azalım ilişkisi modelleri olduğu gibi dünya genelinde de değişik araştırmacılar tarafından geliştirilmiş çok sayıda azalım ilişkisi bağıntısı mevcuttur. Bu bağıntılardan literatürde sıklıkla kullanılmış olanlarının detayları alt paragrafta Denklem 5.1 ile Denklem 5.25 arasında verilmiş olup, bu araştırma için seçilmiş olan istasyonlara 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı için uygulanmıştır.

1. Ansal, 1999

$$\log(A_p) = 0.33M - 0.00327R - 0.79 \log R + 1.177 \quad (5.1)$$

$$R = \sqrt{R^2 + h^2} \quad (5.2)$$

A_p : En büyük yatay yer ivmesi (cm/s^2) M : Moment büyüklüğü
 R : Faya olan mesafe (km) h : Odak derinliği

2. Gülkan ve Kalkan, 2002

$$\ln Y = -0.682 + 0.253(M_w - 6) + 0.036(M_w - 6)^2 - 0.562 \ln(r) - 0.297 \ln\left(\frac{V_s}{V_A}\right) \quad (5.3)$$

$$r = \sqrt{r_{cl}^2 + h^2} \quad (5.4)$$

Y : En büyük yatay yer ivmesi (g) M_w : Moment büyüklüğü
 r_{cl} : Yüzey kırığına en yakın yatay mesafe (km) h : fiktif derinlik 4.48 km
 V_s : Ortalama kayma dalgası hızı (m/s) V_A : fiktif hız 1381 m/s

3. Özbey ve Ark., 2004

$$\log Y = 3.287 + 0.503(M_w - 6) - 0.079(M_w - 6)^2 - 1.1177 \log(\sqrt{R^2 + h^2}) + 0.141G_1 + 0.332G_2 \quad (5.5)$$

Y : En büyük yatay yer ivmesi (cm/s^2) M_w : Moment büyüklüğü
 R : Fay kırığı izdüşümüne en yakın mesafe h : 14.82
A ve B gurubu (kaya) için $G_1=0$ $G_2=0$ ($V_{S30}>750$ m/s) (360-750 m/s)
C gurubu (zemin) için $G_1=1$ $G_2=0$ (180-360 m/s)
D gurubu (yumuşak zemin) için $G_1=0$ $G_2=1$ (<180 m/s)

4. Ulusay ve Ark., 2004

$$PGA = 2.18e^{0.0218(33.3M_w - Re + 7.842S_A + 18.928S_B)} \quad (5.6)$$

PGA : En büyük yatay yer ivmesi (cm/s^2) M_w : Moment büyüklüğü
 Re : Dış merkez mesafesi (km) $e \approx 2,7182$
Kaya için $S_A=0$ $S_B=0$ Zemin için $S_A=1$ $S_B=0$ Yumuşak zemin için $S_A=0$ $S_B=1$

5. Kalkan ve Gülkan, 2004

$$\ln Y = 0.393 + 0.576(M_w - 6) - 0.107(M_w - 6)^2 - 0.899 \ln(r) - 0.200 \ln\left(\frac{V_s}{V_A}\right) \quad (5.7)$$

M : Depremin yüzey dalgası büyüklüğü

10. Hu ve Ark., 1996 (Kaya, 2008)

$$\ln(a_y) = 3.363 + 0.530 \times M_w - 2.216 \times \ln(R + 25) \quad (5.16)$$

$$R = \sqrt{D^2 + h^2} \quad \text{Odak uzaklığı} \quad (5.17)$$

a_y : En büyük yatay yüzey ivmesi (g)

M_w : Moment büyüklüğü

D : Sismik enerji kaynağına olan mesafe (km)

11. Boore ve Ark., 1997

$$\ln Y = -0.313 + 0.527(M - 6) - 0.778 \ln(r) - 0.371 \ln \frac{V_s}{V_A} \quad (5.18)$$

$$r = \sqrt{r_{jb}^2 + h^2} \quad (5.19)$$

Y : Yer hareketi parametresi (g) M : Moment büyüklüğü r_{jb} : Mesafe (km)

h : 5.57 (fiktif derinlik, regresyonla hesaplanmıştır)

V_A : 1396

V_s : Üstteki 30 m için ortalama kayma dalgası hızı (m/s)

Kaya için 620 m/s; zemin için 310 m/s

12. Campbell, 1997

$$\ln(A_H) = -3.512 + 0.904M - 1.328 \ln \sqrt{R_{SEIS}^2 + [0.149 \exp(0.647M)]^2} + [1.125 - 0.112 \ln(R_{SEIS}) - 0.0957M]F \\ + [0.440 - 0.171 \ln(R_{SEIS})]S_{SR} + [0.405 - 0.222 \ln(R_{SEIS})]S_{HR} + \varepsilon \quad (5.20)$$

A_H : En büyük yatay yer ivmesi (g)

M : Moment büyüklüğü

R_{SEIS} : Fay kırığı ile kayıt istasyonu arasındaki en kısa mesafe (km)

$F=0$ (SS Doğrultu atımlı faylar) $F=1$ (Ters, bindirme, ters-oblik, bindirme oblik faylar)

$S_{SR}=S_{SH}=0$ Alüvyon zemin $S_{SR}=1$ $S_{SH}=0$ Yumuşak kaya $S_{SR}=0$ $S_{SH}=1$ Sert kaya

ε : Rastlantısal hata (sıfır ve standard sapmanın ortalaması olup $\ln(A_H)$ ın standart tahmini hatasına eşittir. $M \geq 7,4$ için $\sigma=0.38$)

13. Spudich ve Ark., 1997

$$\log_{10} Y = 0.156 + 0.229(M - 6) - 0.945 \log_{10} R + 0.077\Gamma \quad (5.21)$$

$$R = \sqrt{r_{jb}^2 + h^2} \quad (5.22)$$

Y : Yer hareketi parametresi (g)

M : Moment büyüklüğü

r_{jb} : Joyner-Boore mesafesi (km)

h : 5.57 (Boore ve ark., 1994) (km)

Γ : 0 (kaya) 1 (zemin)

14. Sadigh ve Ark., 1997

$$\ln(y)_{KAYA} = C_1 + C_2 M + C_3 (8.5M)^{2.5} + C_4 \ln[r_{rup} + \exp(C_5 + C_6 M)] + C_7 \ln(r_{rup} + 2) \quad (5.23)$$

$$\ln(y)_{DERİN..ZEMİN} = C_1 + C_2 M - C_3 \ln[(r_{rup} + C_4 e^{C_5 M})] + C_6 + C_7 (8.5 - M)^{2.5} \quad (5.24)$$

y : Yer hareketi parametresi (g)

M : Moment büyüklüğü

r_{rup} : Kırılma yüzeyine en yakın mesafe (km)

e \approx 2.7182

M>6.5 ve kayada PGA için $C_1 = -1.274$ $C_2 = 1.1$ $C_3 = 0$ $C_4 = -2.1$ $C_5 = -0.48451$

$$C_6 = 0.524 \quad C_7 = 0$$

M>6.5 ve derin zeminde PGA için $C_1 = -2.17$ (SS) $C_2 = 1.0$ $C_3 = 1.7$ $C_4 = 0.3825$

$$C_5 = 0.5882 \quad C_6 = 0$$
 (SS) $C_7 = 0$

15. Grazier ve Kalkan, 2007

$$\ln(Y) = \ln[c_1 \arctan(M + c_2) + c_3] F - 0.5 \ln[(1 - r_0)^2 + 4D_0^2 r_0] - 0.5 \ln[(1 - \sqrt{r_1})^2 + 4D_1^2 \sqrt{r_1}] + b_v \ln\left(\frac{V_{s30}}{VA}\right) + \sigma_{\ln Y} \quad (5.25)$$

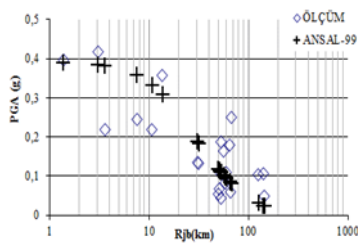
M: Moment büyüklüğü F=1 doğrultu atımlı faylar için $c_1 = 0.14$ $c_2 = -6.25$ $c_3 = 0.37$

$$r_0 = \frac{R}{R_0} \quad R: \text{faya en yakın mesafe} \quad R_0 = c_4 M + c_5 \quad c_4 = 2.237 \quad c_5 = -7.542$$

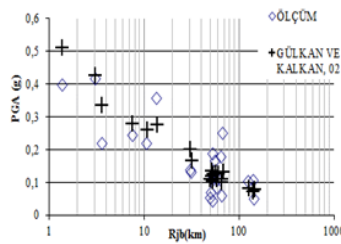
$$D_0 = c_6 \cos[c_7(M + c_8)] + c_9 \quad c_6 = -0.125 \quad c_7 = 1.19 \quad c_8 = -6.15 \quad c_9 = 0.525$$

$$r_1 = \frac{R}{R_1} \quad R_1 = 100 \quad D_1 = 0.35 \text{ (basen etkisi için)} \quad D_1 = 0.65 \text{ (diğer durumlarda)}$$

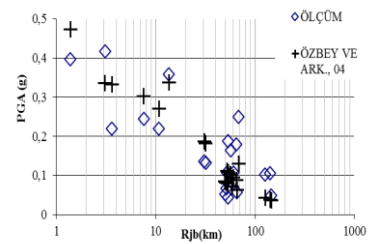
$$b_v = -0.24 \quad VA = 484.5 \quad \sigma_{\ln Y} = 0.552$$



Ansal, 1999

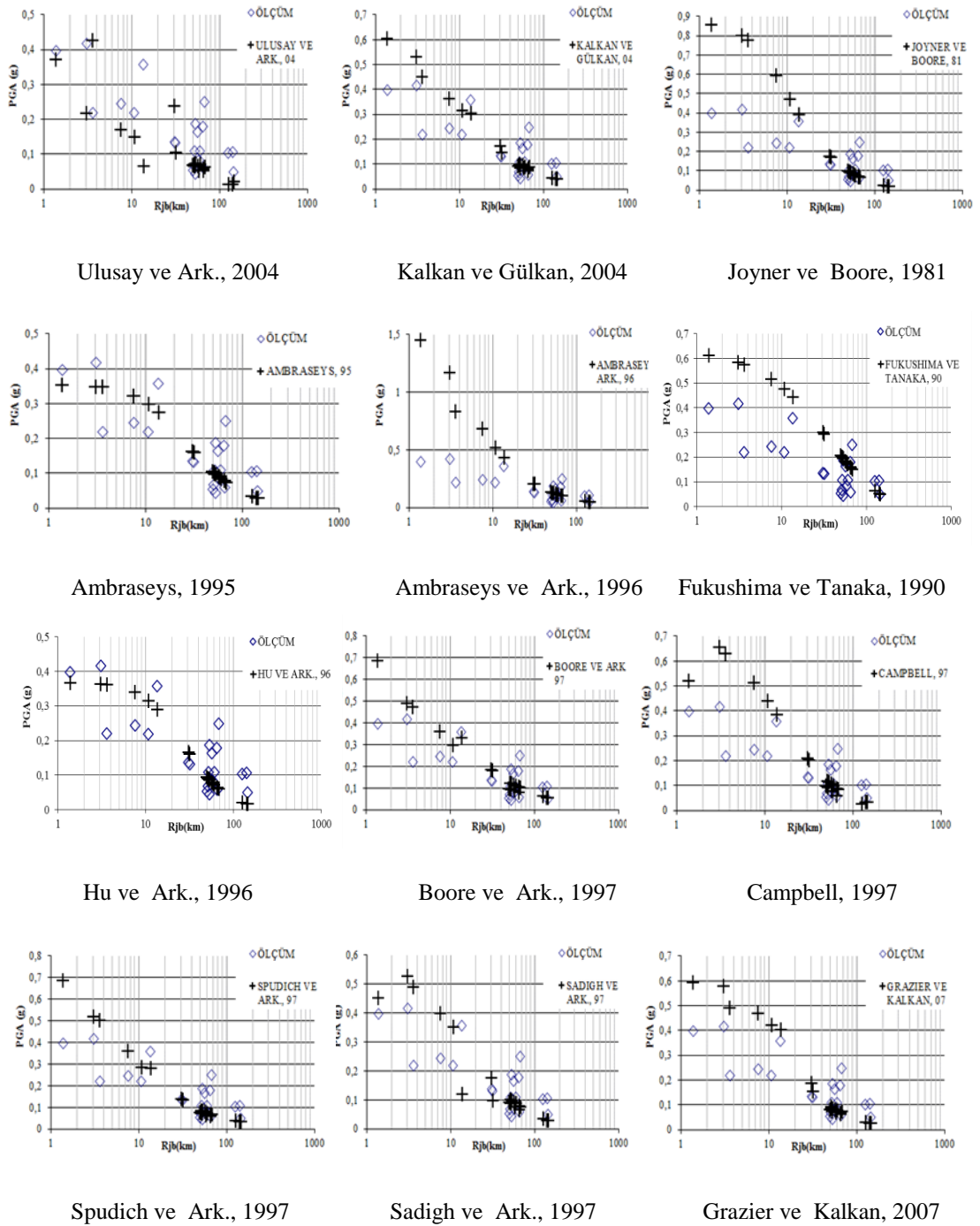


Gülkan ve Kalkan, 2002



Özbey ve Ark., 2004

Şekil 5.23. (Devamı)



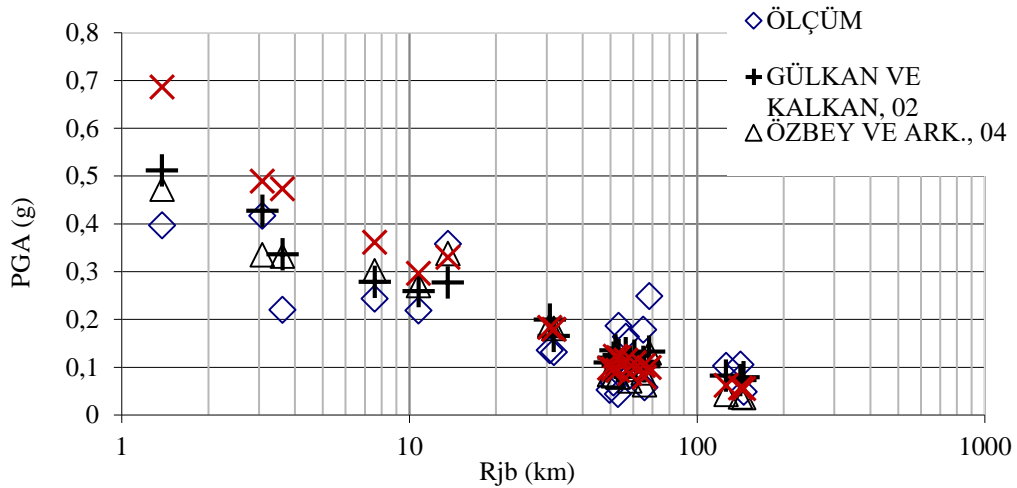
Şekil 5.23. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ivme azalım ilişkileri

Genel karakteristikleri özetlenmiş olan yaklaşımlarla yapılmış olan hesaplamaların sonucunun grafik gösterimi Şekil 5.23.'de, hesaplanan değerler de Tablo 5.12.'de gösterilmiştir. Yapılan hesaplamalarda Gülkan ve Kalkan, 2002, Özbey ve ark., 2004 ile Boore ve ark., 1997 yaklaşımları ile ölçülen değerlere daha yakın sonuç elde edilmiştir.

Tablo 5.12. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ivme azalım ilişkileri

İstasyon	Ölçülen	Rjb	Vs30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	PGA			Ap	Y	Y	PGA	Y	A	ah	a	A	ay	Y	Ah	Y	Y	Y
	(g)	(km)	m/s	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)
YPT	0.397	1.38	297	0.390	0.512	0.473	0.373	0.606	0.856	0.354	1.451	0.613	0.368	0.686	0.519	0.686	0.453	0.594
SKR	0.417	3.08	412	0.385	0.428	0.336	0.218	0.532	0.801	0.349	1.172	0.584	0.363	0.490	0.654	0.521	0.529	0.578
IZT	0.220	3.62	826	0.383	0.337	0.333	0.426	0.450	0.778	0.347	0.834	0.575	0.361	0.474	0.632	0.501	0.489	0.492
GBZ	0.244	7.57	701	0.359	0.279	0.302	0.172	0.364	0.594	0.323	0.685	0.516	0.339	0.362	0.513	0.361	0.400	0.471
ARC	0.219	10.76	523	0.333	0.259	0.271	0.148	0.316	0.474	0.298	0.517	0.475	0.315	0.297	0.439	0.284	0.352	0.420
DZC	0.358	13.60	282	0.309	0.278	0.338	0.067	0.306	0.393	0.274	0.431	0.443	0.291	0.330	0.385	0.282	0.119	0.405
IZN	0.136	30.74	197	0.189	0.200	0.187	0.238	0.171	0.175	0.164	0.208	0.300	0.166	0.184	0.209	0.138	0.175	0.186
GYN	0.132	31.74	348	0.184	0.166	0.182	0.104	0.149	0.169	0.159	0.202	0.294	0.161	0.179	0.202	0.134	0.098	0.156
IST	0.053	49.66	595	0.118	0.110	0.085	0.069	0.090	0.099	0.105	0.132	0.208	0.095	0.099	0.099	0.074	0.092	0.081
MCD	0.068	51.17	424.8	0.114	0.120	0.082	0.066	0.094	0.095	0.101	0.128	0.202	0.091	0.096	0.095	0.072	0.089	0.084
ZYT	0.108	51.98	274.5	0.112	0.135	0.112	0.072	0.101	0.093	0.100	0.129	0.199	0.089	0.123	0.117	0.085	0.101	0.092
MSK	0.044	52.96	659.6	0.110	0.103	0.079	0.066	0.084	0.091	0.098	0.124	0.196	0.087	0.094	0.090	0.070	0.089	0.073
FAT	0.187	53.34	338.6	0.109	0.125	0.109	0.073	0.095	0.090	0.097	0.126	0.194	0.086	0.121	0.114	0.083	0.098	0.085
ATK	0.164	56.49	274.5	0.102	0.129	0.103	0.065	0.094	0.084	0.091	0.119	0.184	0.079	0.115	0.106	0.079	0.092	0.083
DHM	0.083	58.33	424.8	0.098	0.111	0.072	0.052	0.084	0.080	0.088	0.114	0.178	0.076	0.087	0.079	0.064	0.076	0.072
BUR	0.108	60.43	274.5	0.094	0.124	0.096	0.072	0.089	0.076	0.085	0.112	0.172	0.072	0.110	0.098	0.074	0.089	0.076
CEK	0.179	64.95	346	0.086	0.112	0.089	0.054	0.079	0.069	0.079	0.105	0.159	0.065	0.104	0.090	0.069	0.079	0.066
BRS	0.058	65.53	459	0.085	0.102	0.063	0.059	0.074	0.068	0.078	0.102	0.157	0.064	0.080	0.059	0.057	0.067	0.061
ATS	0.249	68.09	175	0.081	0.133	0.131	0.063	0.087	0.065	0.075	0.100	0.151	0.060	0.100	0.084	0.066	0.075	0.073
BTS	0.103	126.04	274.5	0.031	0.082	0.043	0.014	0.046	0.025	0.035	0.057	0.064	0.021	0.062	0.026	0.037	0.035	0.030
ERG	0.106	141.37	325	0.025	0.073	0.038	0.015	0.040	0.020	0.030	0.051	0.052	0.017	0.057	0.033	0.033	0.030	0.025
KUT	0.049	145.06	242.5	0.024	0.079	0.037	0.023	0.042	0.020	0.029	0.050	0.049	0.016	0.056	0.032	0.032	0.029	0.026

Gülkan ve Kalkan, 2002, Özbey ve ark., 2004 ile Boore ve ark., 1997 yaklaşımları birlikte yeniden değerlendirilmiş ve Özbey ve ark., 2004 yaklaşımının 1999 Kocaeli depremi ana şok kaydı için seçilen istasyonlarda ölçülen değerlere en yakın sonucu verdiği görülmüştür (Şekil 5.24.).



Şekil 5.24. 1999 Kocaeli Depremi ve seçilen istasyonlarda ölçülen değere en yakın sonuç veren yaklaşımın seçilmesi

5.3.2.3. 1999 Kocaeli Depremi ve yeni nesil ivme azalım ilişkileri

1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı çerçevesinde incelenen istasyonlarda bir de yakın dönemde geliştirilmiş olan “Yeni Nesil Azalım İlişkileri Modeli (NGA)”, uygulanmıştır. Yeni Nesil Azalım İlişkileri, Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (PEER) tarafından koordine edilip Amerika Birleşik Devletleri Jeolojik Araştırma (USGS) ile Güney Kaliforniya Deprem Merkezi işbirliği ile 2008 yılında gerçekleştirilmiş olan çok disiplinli bir proje kapsamında oluşturulmuştur. Birbirinden bağımsız çalışan, fakat işlemlerin geliştirilmesi sırasında birbirleri ile etkileşim içinde olan gruplar tarafından beş grup yer hareketi modeli geliştirilmiştir. Avrupa verileri ile NGA modellerindeki karşılaştırmalar, dünya çapında aktif tektonik bölgelerdeki sığ kabuk depremlerine de bu modellerin uygulanabileceğini göstermiştir. Abrahamson ve Silva, 2008 (AS08); Boore ve Atkinson, 2008 (BA08); Campbell ve Bozorgnia, 2008 (CB08); Chiou ve Youngs, 2008 (CY08) ile Idriss, 2008 (I08) modelleri birbirleri ile karşılaştırıldıklarında (1.5 faktörü ile) $M_w=5.5-7.5$ aralığında doğrultu atımlı faylarda benzer medyan değerler vermişlerdir. $M_w < 5$ ve $M_w > 8$

durumlarında ve tavan bloğu üzerindeki bölgelerde büyük farklılıklar görülmüştür. Ayrıca $M_w > 6.5$ için standard sapmalar benzer olup, küçük büyüklükteki depremlerde artçı şoklar nedeni ile ve zemin sınıflarında kısa mesafelerde doğrusal olmayan etkiler nedeni ile standard sapmalarda da farklılıklar oluşmuştur (Abrahamson ve ark., 2008).

Bu çalışmada NGA modellerinin uygulanması amacıyla Al Atik, 2009 tarafından MS-Excel ile yazılan program kullanılmış olup, ayrıca NGA azalım ilişkileri bağıntıları kullanılarak da hesaplama yapılmıştır. AS08-AS13, BA08-BA13, CB08-CB13, CY08-CY13 ve I08-I13 yaklaşımlarına ait hesaplamada kullanılan genel formüller karakteristikleri ile birlikte aşağıda özetlenmiştir.

AS08-AS13

$$\ln Sa(g)_{AS08} = f_1(M, R_{rup}) + a_{12}F_{RV} + a_{13}F_{NM} + a_{15}F_{AS} + f_5(\widehat{PGA}_{1100}, V_{S30}) + F_{HW}f_4(R_{jb}, R_{rup}, R_x, W, \delta, Z_{TOR}, M) + f_6(Z_{TOR}) + f_8(R_{rup}, M) + f_{10}(Z_{1.0}, V_{S30}) \quad (5.26)$$

$$\ln Sa(g)_{AS13} = f_1(M, R_{rup}) + F_{RV}f_7(M) + F_Nf_8(M) + F_{AS}f_{11}(CR_{jb}) + f_5(\widehat{Sa}_{1100}, V_{S30}) + F_{HW}f_4(R_{jb}, R_{rup}, R_x, W, \delta, Z_{TOR}, M) + f_6(Z_{TOR}) + f_{10}(Z_{1.0}, V_{S30}) + R_{regional}(V_{S30}, R_{rup}) \quad (5.27)$$

$$f_1(M, R_{rup})$$

AS08'de $c_1=6.75$ M: Moment büyüklüğü $M > c_1$ ($7.4 > 6.75$) için:

$$f_1 = a_1 + a_5(M - c_1) + a_8(8.5 - M)^2 + [a_2 + a_3(M - c_1)] \ln(\sqrt{R_{rup}^2 + c_4^2}) \quad (5.28)$$

AS13'de $M_1=6.75$ $M_2=5.0$ $M > M_1$ ($7.4 > 6.75$) için:

$$f_1 = a_1 + a_5(M - M_1) + a_8(8.5 - M)^2 + [a_2 + a_3(M - M_1)] \ln(\sqrt{R_{rup}^2 + c_{4M}^2}) + a_{17}R_{rup} \quad (5.29)$$

F_{RV} : Ters faylanma faktörü (Ters ve ters/oblik faylanma için 1, diğer durumlarda 0)

F_{NM}, F_N : Normal faylanma faktörü (Normal faylanma için 1, diğer durumlarda 0)

F_{AS} : Artçı şok faktörü (Artçı şoklar için 1, anaşoklar için 0)

$$f_5(\widehat{PGA}_{1100}, V_{S30}), f_5(\widehat{Sa}_{1100}, V_{S30}) \quad (V_{S30}=1100 \text{ m/s için})$$

$$\text{AS08'de } V_{S30} \geq V_{LIN} \quad (1100 > 865.1) \text{ için: } f_5(\widehat{PGA}_{1100}, V_{S30}^*) = (a_{10} + bn) \ln\left(\frac{V_{S30}^*}{V_{LIN}}\right) \quad (5.30)$$

$$\text{AS08'de } V_{S30} < V_{LIN} \text{ için: } f_5(P\hat{G}A_{1100}, V_{S30}^*) = a_{10} \ln\left(\frac{V_{S30}^*}{V_{LIN}}\right) - b \ln(P\hat{G}A_{1100} + c) + b \ln\left(P\hat{G}A_{1100} + c \left(\frac{V_{S30}^*}{V_{LIN}}\right)^n\right) \quad (5.31)$$

$$\text{AS13'de } V_{S30} \geq V_{LIN} \text{ (1100 > 660) için: } f_5(\hat{S}a_{1100}, V_{S30}^*) = (a_{10} + bn) \ln\left(\frac{V_{S30}^*}{V_{LIN}}\right) \quad (5.32)$$

$$V_{S30} < V_{LIN} \text{ için: } f_5(\hat{S}a_{1100}, V_{S30}^*) = a_{10} \ln\left(\frac{V_{S30}^*}{V_{LIN}}\right) - b \ln(\hat{S}a_{1100} + c) + b \ln\left(\hat{S}a_{1100} + c \left(\frac{V_{S30}^*}{V_{LIN}}\right)^n\right) \quad (5.33)$$

F_{HW} : Tavan bloğu faktörü (Tavan bloğu tarafındaki faylanma için 1, diğer durum ve 90° dalım açısı için $F_{HW}=0$).

$$f_6(Z_{TOR}) \quad Z_{TOR} = \sqrt{R_{rup}^2 - R_{jb}^2} \quad (5.34)$$

$$\text{AS08'de } Z_{TOR} < 10 \text{ km için } f_6(Z_{TOR}) = \frac{a_{16} Z_{TOR}}{10} \quad (5.35)$$

$$Z_{TOR} \geq 10 \text{ km } f_6(Z_{TOR}) = a_{16} \quad (5.36)$$

$$\text{AS13'de } Z_{TOR} < 10 \text{ km için } f_6(Z_{TOR}) = \frac{a_{15} Z_{TOR}}{20} \quad (5.37)$$

$$Z_{TOR} \geq 10 \text{ km } f_6(Z_{TOR}) = a_{15} \quad (5.38)$$

$$f_8(R_{rup}, M)$$

$$R_{rup} < 100 \text{ km için } f_8(R_{rup}, M) = 0 \quad (5.39)$$

$$R_{rup} \geq 100 \text{ km için } f_8(R_{rup}, M) = a_{18} (R_{rup} - 100) T_6(M) \quad (5.40)$$

$$f_{10}(Z_{1.0}, V_{S30}) \quad Z_{1.0} \text{ ihmal edildi (AS08)}$$

$R_{regional}(V_{S30}, R_{rup})$ Tayvan, Çin ve Japonya dışındaki bölgelerde 0

BA08-BA13

$$\ln Y_{BA08} = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{S30}, R_{JB}, M) + \varepsilon \sigma_T \quad (5.41)$$

$$\ln Y_{BA13} = F_E(M, mech) + F_{P,B}(R_{JB}, M) + F_{S,B}(V_{S30}, R_{JB}, M) + \varepsilon_n \sigma(M, R_{JB}, V_{S30}) \quad (5.42)$$

$$F_M(M), F_E(M, mech)$$

BA08'de $M_h = 6.75$ M (moment büyüklüğü) $> M_h$ ($7.4 > 6.75$) için

$$F_M(M) = e_1 U + e_2 SS + e_3 NS + e_4 RS + e_7 (M - M_h) \quad (5.43)$$

BA13'de $M_h=5.5$ $M(\text{moment büyüklüğü}) > M_h$ (7.4>5.5) için

$$F_E(M, mech) = e_0U + e_1SS + e_2NS + e_3RS + e_6(M - M_h) \quad (5.44)$$

$$F_D(R_{JB}, M), F_{P,B}(R_{JB}, M)$$

$$\text{BA08 ve BA13'de } \begin{matrix} F_D \\ F_{P,B} \end{matrix} = [c_1 + c_2(M - M_{ref})] \ln\left(\frac{R}{R_{ref}}\right) + c_3(R - R_{ref}) \quad (5.45)$$

$$R = \sqrt{R_{JB}^2 + H^2} \quad (5.46)$$

$$F_S(V_{S30}, R_{JB}, M), F_{S,B}(V_{S30}, R_{JB}, M)$$

$$\text{BA08'de } F_S = F_{LIN} + F_{NL} \quad (5.47)$$

$$\text{BA13'de } F_{S,B} = \ln(F_{LIN}) + \ln(F_{NL}) \quad (5.48)$$

$$F_{LIN} = b_{nl} \left(\frac{V_{S30}}{V_{ref}} \right) \quad (5.49)$$

$$\ln(F_{lin}) = \begin{cases} c \ln\left(\frac{V_{S30}}{V_{ref}}\right) \\ c \ln\left(\frac{V_c}{V_{ref}}\right) \end{cases} \quad (5.50)$$

CB08-CB13

$$\ln \hat{Y}_{CB08} = f_{mag} + f_{dis} + f_{flt} + f_{hng} + f_{site} + f_{sed} \quad (5.51)$$

$$\ln Y_{CB13} = f_{mag} + f_{dis} + f_{flt} + f_{hng} + f_{site} + f_{sed} + f_{hyp} + f_{dip} + f_{atn} \quad (5.52)$$

$$f_{mag}$$

$$\text{CB08'de } M > 6.5 \text{ için } f_{mag} = c_0 + c_1M + c_2(M - 5.5) + c_3(M - 6.5) \quad (5.53)$$

$$\text{CB13'de } M > 6.5 \text{ için } f_{mag} = c_0 + c_1M + c_2(M - 4.5) + c_3(M - 5.5) + c_4(M - 6.5) \quad (5.54)$$

$$f_{dis}$$

$$\text{CB08'de } f_{dis} = (c_4 + c_5M) \ln(\sqrt{R_{rup}^2 + c_6^2}) \quad (5.55)$$

$$\text{CB13'de } f_{dis} = (c_4 + c_5M) \ln(\sqrt{R_{rup}^2 + c_7^2}) \quad (5.56)$$

f_{flt}

$$\text{CB08'de } f_{flt} = c_7 F_{RV} f_{flt,Z} + c_8 F_{NM} \quad (5.57)$$

$$f_{flt,Z} = \begin{cases} Z_{TOR} & Z_{TOR} < 1 \\ 1 & Z_{TOR} \geq 1 \end{cases} \quad (5.58)$$

$$\text{CB13'de } f_{flt,F} = c_8 F_{RV} + c_9 F_{NM} \quad (5.59)$$

$$f_{flt,M} = \begin{cases} 0 & M \leq 4.5 \\ M - 4.5 & 4.5 < M \leq 5.5 \\ 1 & M > 5.5 \end{cases} \quad (5.60)$$

 f_{hng}

$$\text{CB08'de } f_{hng} = c_9 f_{hng,R} f_{hng,M} f_{hng,Z} f_{hng,\delta} \quad (5.61)$$

$$\text{CB13'de } f_{hng} = c_{10} f_{hng,R_x} f_{hng,R_{rup}} f_{hng,M} f_{hng,Z} f_{hng,\delta} \quad (5.62)$$

 f_{site}

$$\text{CB08'de } V_{S30} < k_1 (865) \text{ için } f_{site} = c_{10} \ln\left(\frac{V_{S30}}{k_1}\right) + k_2 \left\{ \ln[A_{1100} + c\left(\frac{V_{S30}}{k_1}\right)^n] - \ln[A_{1100} + c] \right\} \quad (5.63)$$

$$k_1 \leq V_{S30} < 1100 \text{ için } f_{site} = (c_{10} + k_2 n) \ln\left(\frac{V_{S30}}{k_1}\right) \quad (5.64)$$

$$V_{S30} \geq 1100 \text{ için } f_{site} = (c_{10} + k_2 n) \ln\left(\frac{1100}{k_1}\right) \quad (5.65)$$

$$\text{CB13'de } f_{site} = f_{site,G} + S_j f_{site,J} \quad (5.66)$$

 f_{sed}

$$\text{CB08'de } Z_{2.5} \leq 1 \text{ için } f_{sed} = c_{11}(Z_{2.5} - 1) \quad (5.67)$$

$$1 \leq Z_{2.5} \leq 3 \text{ için } f_{sed} = 0 \quad (5.68)$$

$$Z_{2.5} > 3 \text{ için } f_{sed} = c_{12} k_3 e^{-0.75} [1 - e^{-0.25(Z_{2.5}-3)}] \quad (5.69)$$

$$\text{CB13'de } Z_{2.5} \leq 1 \text{ için } f_{sed} = c_{14}(c_{15} S_j) \quad (5.70)$$

$$1 \leq Z_{2.5} \leq 3 \text{ için } f_{sed} = 0 \quad (5.71)$$

$$Z_{2.5} > 3 \text{ için } f_{sed} = c_{16} k_3 e^{-0.75} [1 - \exp(-0.25(Z_{2.5}-3))] \quad (5.72)$$

$Z_{2.5}$: Kayma dalgası hızının 2.5 km/s olduğu derinlik (km)

$$f_{hyp}$$

$$\text{CB13'de } f_{hyp} = f_{hyp,H} f_{hyp,M} \quad (5.73)$$

$$f_{hyp,H} = \begin{matrix} 0 \\ Z_{HYP} - 7 \\ 13 \end{matrix} \begin{cases} Z_{HYP} \leq 7 \\ 7 < Z_{HYP} \leq 20 \\ Z_{HYP} > 20 \end{cases} \quad (5.74)$$

$$f_{hyp,M} = c_{17} + (c_{18} - c_{17})(M - 5.5) \begin{cases} M \leq 5.5 \\ 5.5 < M \leq 6.5 \\ M > 6.5 \end{cases} \quad (5.75)$$

$$f_{dip}$$

$$\text{CB13'de } f_{dip} = c_{19} \delta \begin{cases} M \leq 4.5 \\ 4.5 < M \leq 5.5 \\ M > 5.5 \end{cases} \quad (5.76)$$

$$f_{atn}$$

$$\text{CB13'de } f_{atn} = \begin{matrix} (c_{20} + \Delta c_{20})(R_{RUP} - 80) \\ 0 \end{matrix} \begin{cases} R_{RUP} > 80 \\ R_{RUP} \leq 80 \end{cases} \quad (5.77)$$

CY08-CY13

$$\ln(y_{refij})_{CY08} = c_1 + [c_{1a} F_{RVi} + c_{1b} F_{NMi} + c_7 (Z_{TORi} - 4)](1 - AS_i) + [c_{10} + c_{7a} (Z_{TORi} - 4)] AS_i + c_2 (M_i - 6)$$

$$+ \frac{c_2 - c_3}{c_n} \ln(1 + e^{c_n (c_M - M_i)}) + c_4 \ln[R_{RUPij} + c_5 \cosh\{c_6 \max(M_i - c_{HM}, 0)\}] + (c_{4a} - c_4) \ln(\sqrt{R_{RUPij}^2 + c_{RB}^2})$$

$$+ \left\{ c_{\gamma 1} + \frac{c_{\gamma 2}}{\cosh[\max(M_i - c_{\gamma 3}, 0)]} \right\} R_{RUPij} + c_9 F_{HWij} \tanh\left(\frac{R_{xij} \cos^2 \delta_i}{c_{9a}}\right) \left\{ 1 - \frac{\sqrt{R_{JBij}^2 + Z_{TORi}^2}}{R_{RUPij} + 0.001} \right\} \quad (5.78)$$

$$\ln(y_{ij})_{CY08} = \ln(y_{refij}) + \phi_1 \min\left(\ln\left(\frac{V_{S30j}}{1130}\right), 0\right) + \phi_2 \left\{ e^{\phi_3 (\min(V_{S30j}, 1130) - 360)} \right\} \ln\left(\frac{y_{refij} e^{\eta_i} + \phi_4}{\phi_4}\right) \\ + \phi_5 \left(1 - \frac{1}{\cosh[\phi_6 \max(0, Z_{1.0} - \phi_7)]} \right) + \frac{\phi_8}{\cosh[0.15 \max(0, Z_{1.0} - 15)]} + \eta_i + \varepsilon_{ij} \quad (5.79)$$

CB13 yaklaşımında PGA için parametreler verilmemiş olduğundan, bu çalışmada değerlendirilmemiştir.

I08-I13

$$\ln[PSA(T)]_{I08} = \alpha_1(T) + \alpha_2(T)M - [\beta_1(T) + \beta_2(T)M] \ln(R_{rup} + 10) + \gamma(T)R_{rup} + \varphi(T)F \quad (5.80)$$

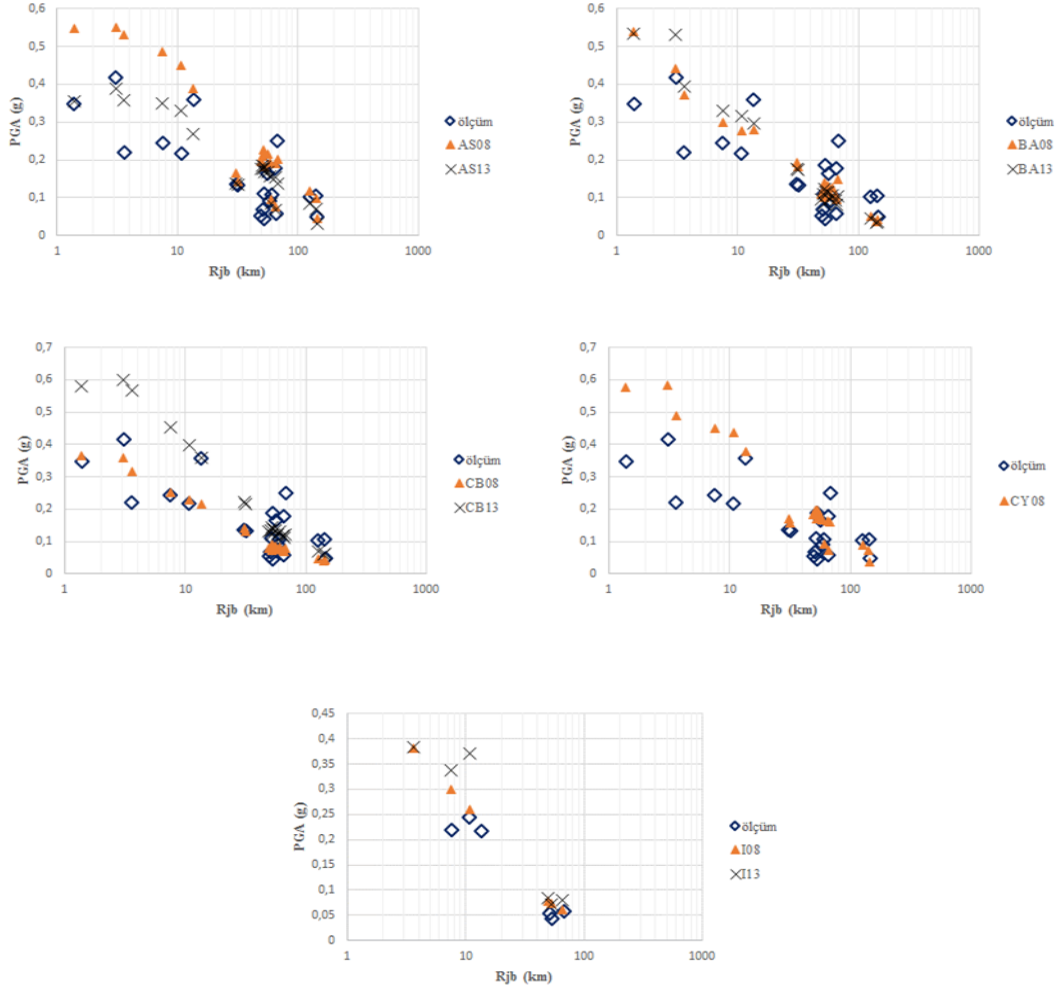
$$\ln[PSA(T)]_{I13} = \alpha_1 + \alpha_2M + \alpha_3(8.5 - M) - [\beta_1 + \beta_2M] \ln(R_{rup} + 10) + \xi \ln(V_{S30}) + \gamma R_{rup} + \varphi F \quad (5.81)$$

Tablo 5.13. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda NGA ivme azalım ilişkileri

İstasyon	Rjb km	Vs30 m/s	PGA									
			g									
			ölçüm	AS08	AS13	BA08	BA13	CB08	CB13	CY08	I08	I13
YPT	1.38	297	0.349	0.547	0.356	0.538	0.534	0.365	0.582	0.576		
SKR	3.08	412	0.417	0.550	0.389	0.441	0.532	0.359	0.599	0.584		
IZT	3.62	826	0.220	0.531	0.359	0.372	0.394	0.316	0.569	0.489	0.381	0.383
GBZ	7.57	701	0.244	0.487	0.349	0.300	0.330	0.252	0.453	0.450	0.299	0.338
ARC	10.76	523	0.218	0.449	0.329	0.277	0.315	0.228	0.399	0.436	0.259	0.371
DZC	13.60	282	0.358	0.389	0.269	0.278	0.295	0.217	0.358	0.378		
IZN	30.74	197	0.136	0.164	0.138	0.193	0.177	0.140	0.222	0.169		
GYN	31.74	348	0.132	0.143	0.134	0.182	0.174	0.130	0.216	0.158		
IST	49.66	595	0.053	0.197	0.176	0.111	0.096	0.078	0.130	0.183	0.078	0.084
MCD	51.17	424.8	0.068	0.211	0.185	0.122	0.109	0.083	0.136	0.197		
ZYT	51.98	274.5	0.110	0.227	0.176	0.141	0.123	0.090	0.144	0.195		
MSK	52.96	659.6	0.044	0.182	0.168	0.101	0.085	0.072	0.120	0.171	0.073	0.072
FAT	53.34	338.6	0.187	0.215	0.181	0.128	0.114	0.085	0.137	0.196		
ATK	56.49	274.5	0.164	0.216	0.167	0.133	0.114	0.085	0.135	0.183		
DHM	58.33	424.8	0.090	0.194	0.158	0.109	0.096	0.075	0.123	0.167		
BUR	60.43	274.5	0.108	0.096	0.085	0.126	0.107	0.083	0.131	0.093		
CEK	64.95	346	0.179	0.189	0.154	0.107	0.093	0.073	0.116	0.164		
BRS	65.53	459	0.058	0.076	0.068	0.095	0.082	0.069	0.112	0.074	0.061	0.079
ATS	68.09	175	0.249	0.201	0.139	0.150	0.104	0.080	0.123	0.161		
BTS	126.04	274.5	0.103	0.118	0.084	0.051	0.045	0.046	0.069	0.088		
ERG	141.37	325	0.106	0.098	0.070	0.037	0.035	0.040	0.060	0.072		
KUT	145.06	242.5	0.049	0.046	0.033	0.044	0.038	0.042	0.063	0.035		

Ana hatları burada verilmiş olan NGA yaklaşımlarının detayları ilgili yayınlarda görülebilir. Denklem 5.26 ile Denklem 5.81 arasındaki eşitliklerle yapılan hesaplamaların özet sonucu Tablo 5.13.'de ve incelenen istasyonlarda ölçülmüş olan en büyük ivme değerleri ile karşılaştırmalı olarak Şekil 5.25.'de verilmiştir. Şekil 5.25. incelendiğinde, uygulanan beş NGA yaklaşımından Campbell ve Bozorgnia, 2008 (CB08) yaklaşımı medyan değerlerinin ölçülen en büyük ivme değerlerine göre diğerlerine nazaran daha uygun sonuç verdiği görülmüştür. I08 yaklaşımı $V_{S30} > 450$ m/s olan kaya ortamlarda uygulanabilir olup, bu çalışmada altı adet istasyon $V_{S30} > 450$ m/s büyüklüğündedir. Söz konusu istasyon kayıtlarında I08 yaklaşımı ile

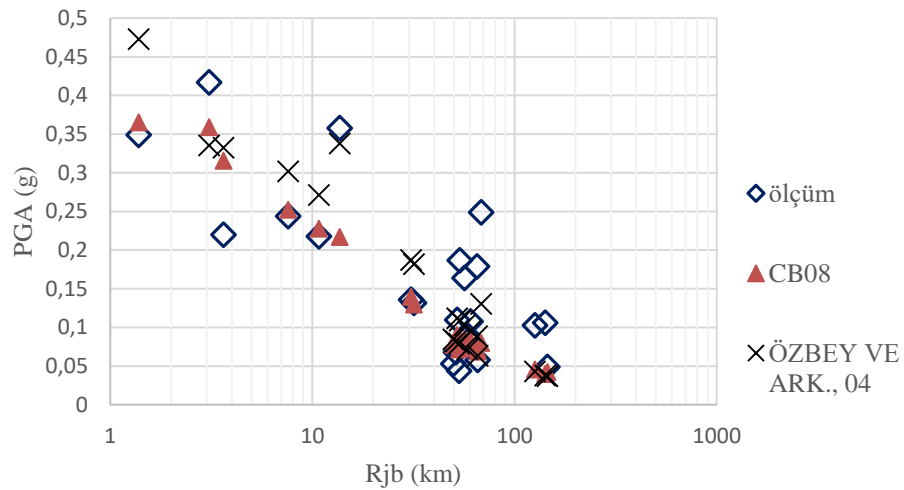
birlikte tüm istasyonlar dikkate alındığında, ölçülen en büyük ivme değerleri ile en iyi uyumu gösteren CB08 yaklaşımı medyan değerleri de karşılaştırılmıştır. Sonuç olarak, kaya ortamda bulunan istasyonlarda da en büyük ivme değeri için CB08 yaklaşımı medyan değerlerinin kabul edilebilir olduğu görülmüştür.



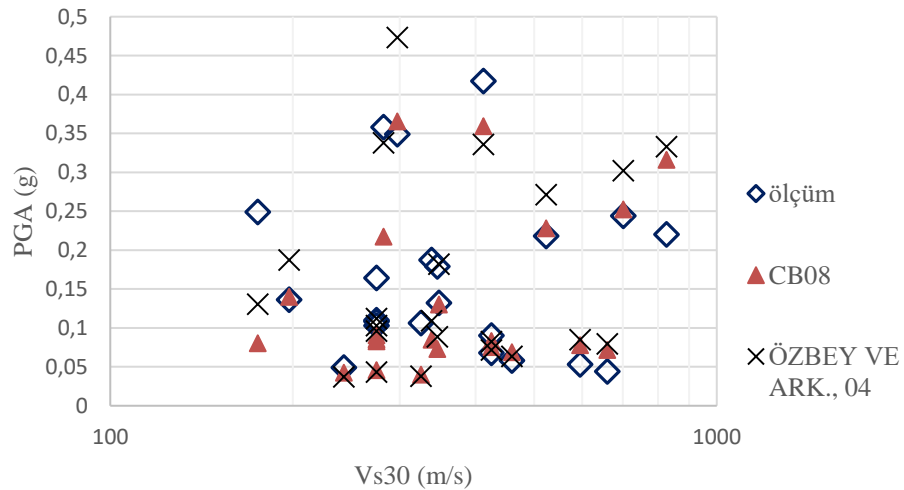
Şekil 5.25. Seçilen istasyonlarda 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı için NGA sonuçları

Son aşama olarak da 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı değerleri için seçilen istasyonlarda ölçülen değerlere en yakın sonuç veren geleneksel azalım ilişkilerinden Özbey ve ark., 2004 yaklaşımı ile yeni nesil azalım ilişkilerinden CB08 yaklaşımları karşılaştırılmıştır. Şekil 5.26.'da 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı değerleri için seçilen istasyonlarda geleneksel ve yeni nesil azalım ilişkilerinde ölçülen değerlere en yakın sonuç veren yaklaşımlar karşılaştırılmış ve CB08 yaklaşımının en iyi sonucu

verdiği görülmüştür. Elde edilen bu sonuç bir de istasyonlar V_{S30} değerlerine göre sıralanarak yorumlanmıştır (Şekil 5.27.). CB08 yaklaşımı ile yakın mesafelerde daha rasyonel sonuçlar elde edilmiştir (Wang ve ark. 2010, METU raporu 2011, Sezen ve ark., 2012).

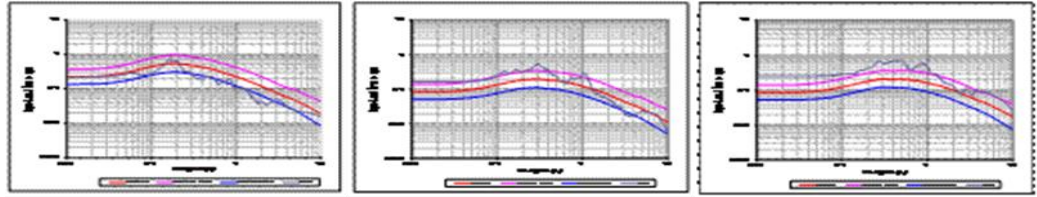


Şekil 5.26. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ve yeni nesil azalım ilişkilerinin karşılaştırılması



Şekil 5.27. 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ve yeni nesil azalım ilişkilerinin V_{S30} değerleri dikkate alınarak karşılaştırılması

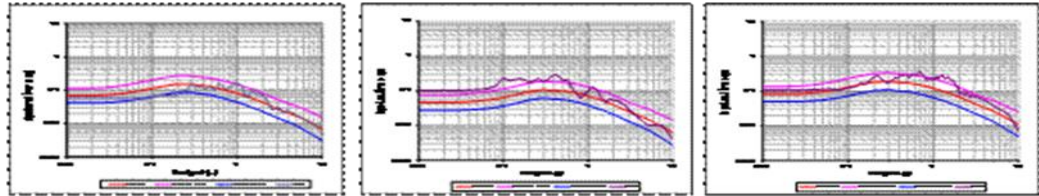
Şekil 5.28.'de $\xi=5\%$ sönüm oranı için incelenen istasyonlara ait 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ivme tepki spektrumları, Campbell ve Bozorgnia, 2008 (CB08) modeli ile elde edilen spektrum eğrileri ile birlikte verilmiştir.



ARC

ATK

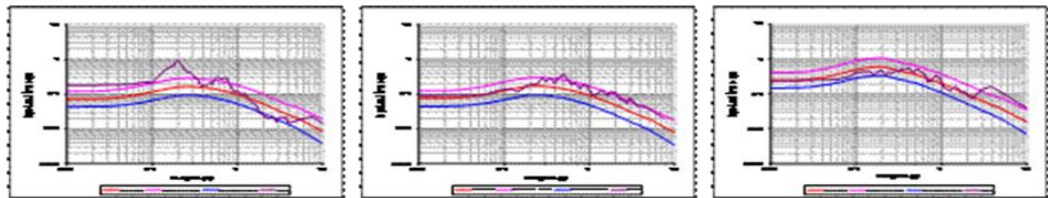
ATS



BRS

BTS

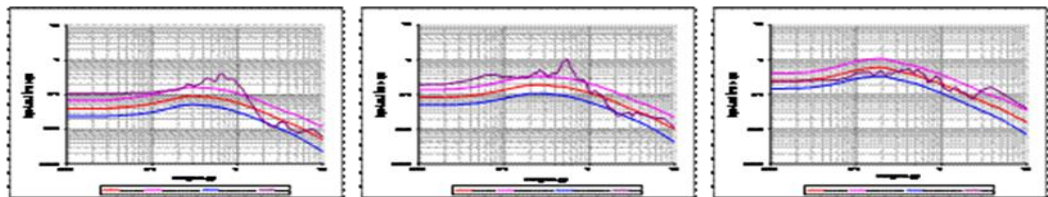
BUR



CEK

DHM

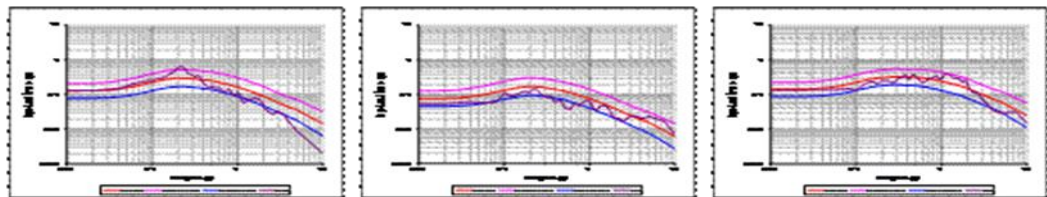
DZC



ERG

FAT

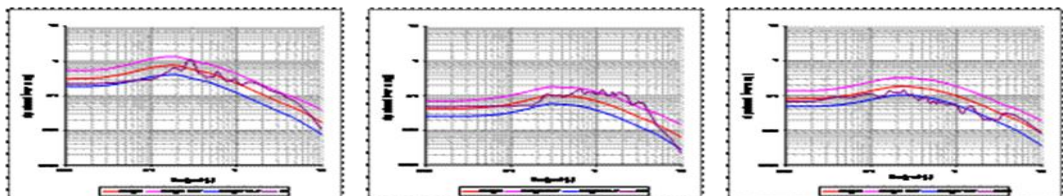
GBZ



GYN

IST

IZN

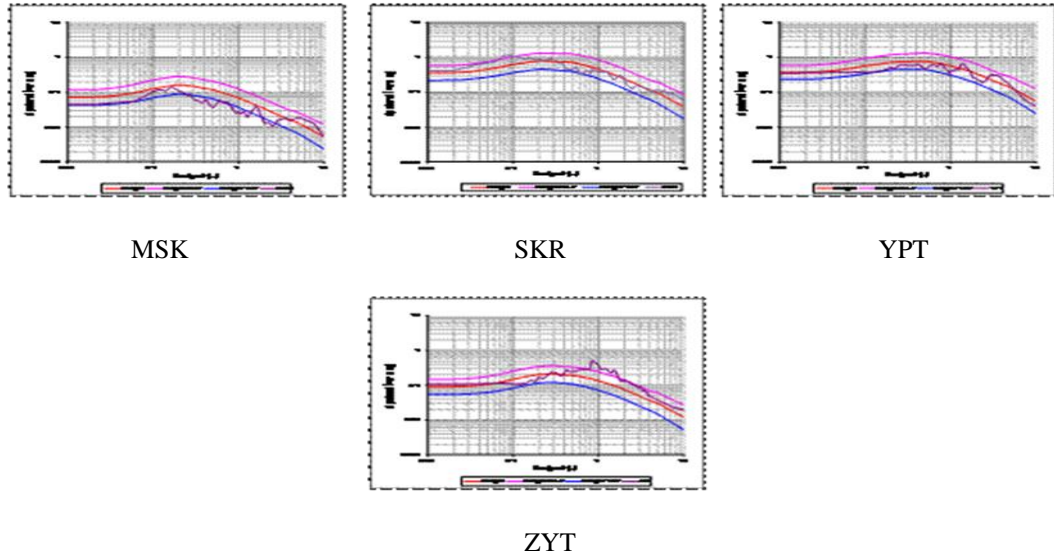


IZT

KUT

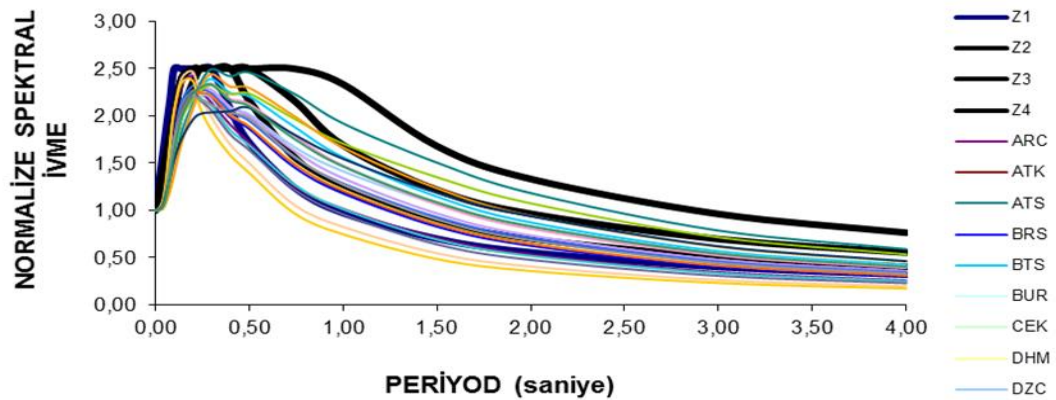
MCD

Şekil 5.28. (Devamı)



Şekil 5.28.1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı ivme tepki spektrumları ve CB08 modeli ile elde edilen spektrum eğrilerinin karşılaştırılması ($\xi=5\%$)

İncelenen istasyonlardan yalnızca MCD istasyonunda oluşan 2.20 değerindeki spektral büyütme, modelde medyan değerinde 2.26 olarak öngörülmüş ve GBZ ile YPT istasyonlarında sırasıyla oluşan 2.28 ve 1.90 spektral büyütme ise modelde medyan değerinin 1 standart sapma eksiğinde 2.30 ve 1.93 değerlerinde öngörülmüştür. ATS, BRS, BTS, IST, IZN, SKR ve ZYT istasyonlarında modelde medyan değerinin 1 standart sapma fazlasında öngörülen spektral büyütme, istasyonlarda oluşan büyütme %8-22 aralığında yaklaşmış olup diğer istasyonlarda model öngörülmesi istasyonlarda oluşanların altında kalmıştır (Tablo 5.14.).



Şekil 5.29. 1999 Kocaeli Depremi ana şok ivme kaydının seçilen istasyonlarda NGA CB08 yaklaşımı ile hesaplanan normalize spektral ivme değerlerinin 2007 TDY tasarım spektrumu değerleri ile karşılaştırılması ($\xi=5\%$)

Tablo 5.14. 1999 Kocaeli Depremi ana şok ivme kaydının seçilen istasyonlarda NGA CB08 yaklaşımı ile hesaplanan normalize spektral ivme değerleri

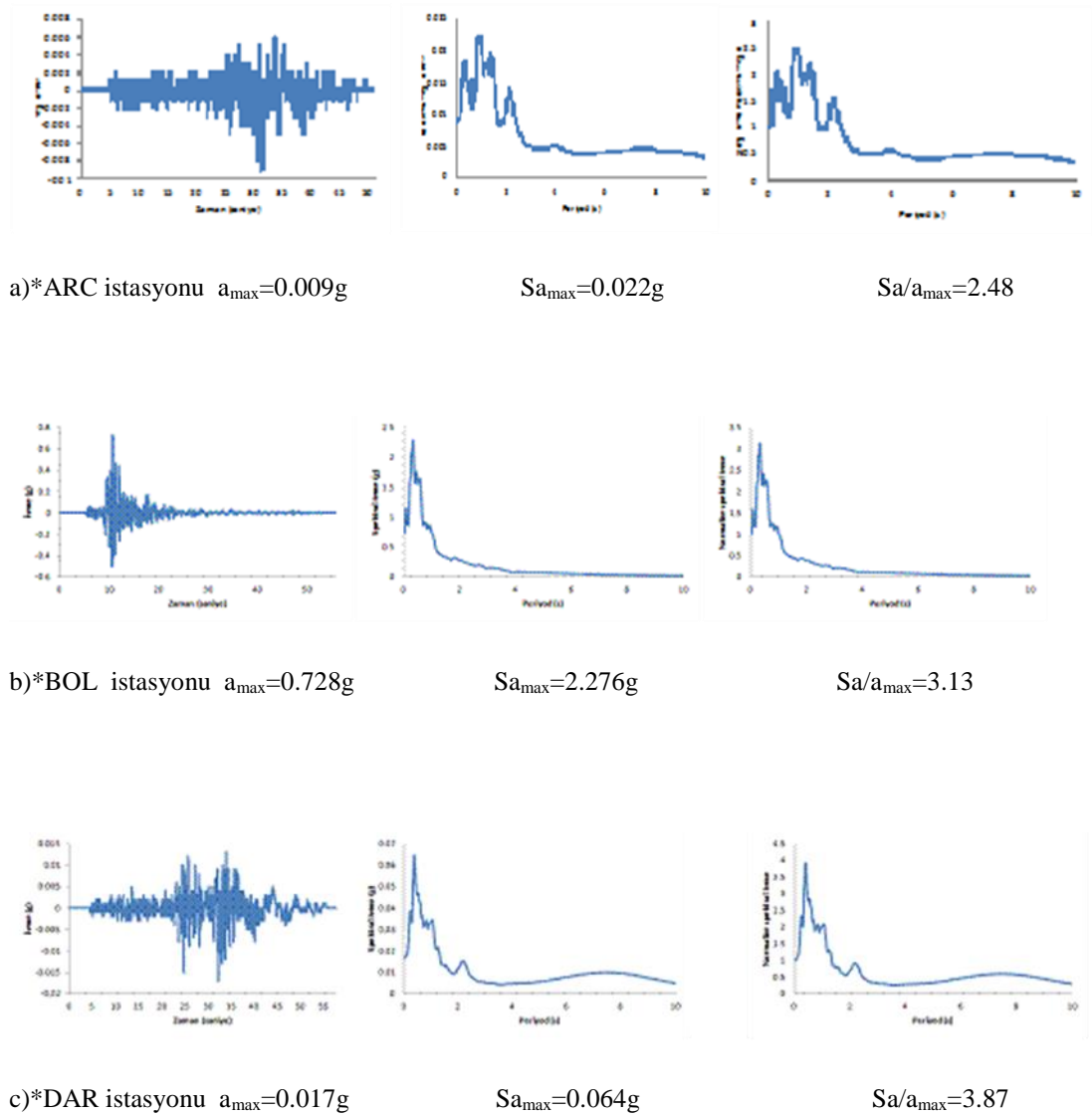
İstasyon	Ölçülen		CB08 S_a/a_{max}	
	S_a/a_{max}	medyan- σ	medyan	medyan+ σ
ARC	3.23	2.28	2.42	2.58
ATK	3.31	2.20	2.34	2.48
ATS	2.85	2.37	2.50	2.63
BRS	2.91	2.09	2.22	2.36
BTS	2.87	2.25	2.39	2.54
BUR	3.39	2.21	2.34	2.48
CEK	5.57	2.15	2.28	2.42
DHM	3.12	2.11	2.24	2.38
DZC	3.71	2.15	2.25	2.36
ERG	3.82	2.20	2.34	2.49
FAT	5.64	2.14	2.28	2.42
GBZ	2.28	2.30	2.47	2.63
GYN	5.07	2.19	2.32	2.45
IST	2.78	2.13	2.27	2.42
IZN	2.98	2.21	2.33	2.45
IZT	4.98	2.22	2.37	2.53
KUT	3.24	2.30	2.44	2.59
MCD	2.20	2.13	2.26	2.40
MSK	3.18	2.11	2.25	2.40
SKR	2.78	2.08	2.19	2.31
YPT	1.90	1.93	2.09	2.29
ZYT	2.96	2.20	2.33	2.47

Campbell ve Bozorgnia, 2008 modeli uygulanarak elde edilen spektral büyütme Türkiye 2007 Deprem Yönetmeliğinde tanımlanan tasarım spektrumu ile de karşılaştırılmış ve 0.10 s-0.90 s periyot aralığında 2.5 olarak öngörülen zemin büyütme faktörünün aşılmadığı görülmüştür (Şekil 5.29.). Elde edilen tüm sonuçlar değerlendirildiğinde, 1999 Kocaeli depremi için 0-50 km arasında CB08 yaklaşımı medyan değerlerinin ölçülen PGA değerlerine daha yakın sonuç verdiği, 50-145 km arasında ise yaklaşımların ölçülen değerden uzaklaşarak birbirleri ile yaklaştıkları görülmüştür (Şekil 5.29.). Ancak ivme tepki spektrumları yorumlandığında, 1999 Kocaeli Depremi ana şok kaydı için, NGA modellerinden CB08 yaklaşımının medyan

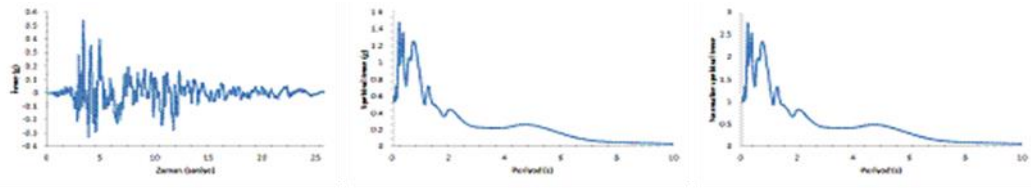
değerinin 1 standart sapma fazlası ile birlikte dikkate alınmasının gerekliliği görülmüştür.

5.3.2.4. Düzce Depremi kayıtları ve ivme tepki spektrumları

17/08/1999 Kocaeli Depremi için yapılmış olan inceleme bir de 12/11/1999 Düzce Depremi ana şok kaydı değerleri için tekrarlanmıştır. Şekil 5.30.'da girdi hareketinin seçilen istasyonlardaki ivme-zaman grafikleri, ivme spektrumları ve normalleştirilmiş ivme spektrumları verilmiştir.



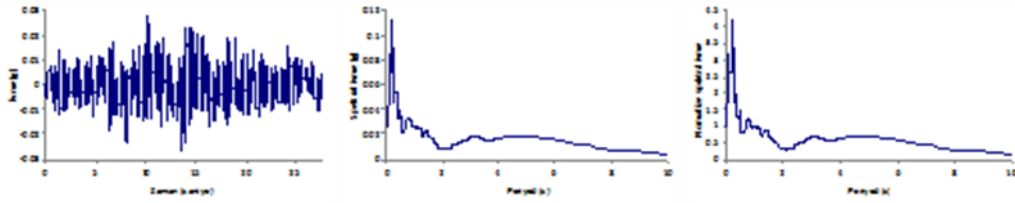
Şekil 5.30. (Devamı)



d)*DZC istasyonu $a_{\max}=0.535g$

$Sa_{\max}=1.480g$

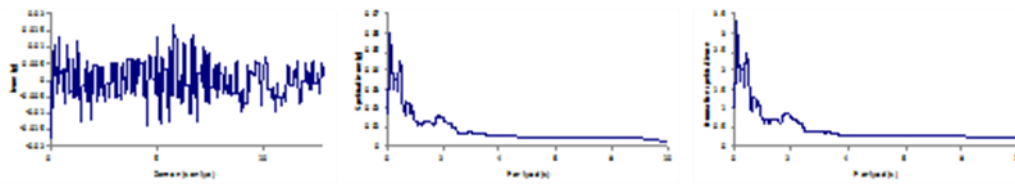
$Sa/a_{\max}=2.76$



e)**GYN istasyonu $a_{\max}=0.027g$

$Sa_{\max}=0.113g$

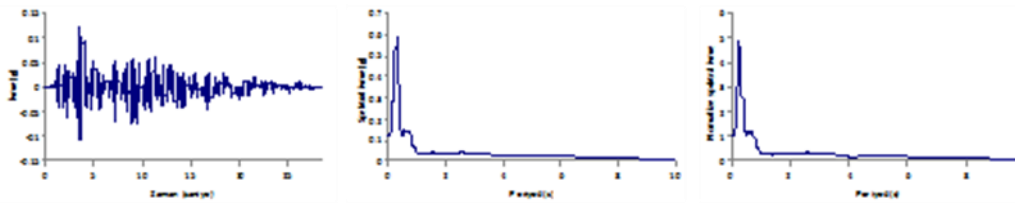
$Sa/a_{\max}=4.20$



f)**IZT istasyonu $a_{\max}=0.018g$

$Sa_{\max}=0.059g$

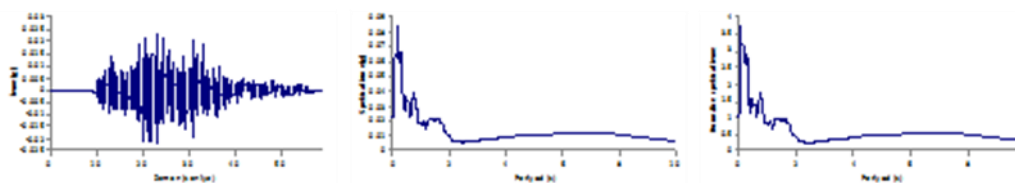
$Sa/a_{\max}=3.31$



g)*MDR istasyonu $a_{\max}=0.120g$

$Sa_{\max}=0.584g$

$Sa/a_{\max}=4.85$

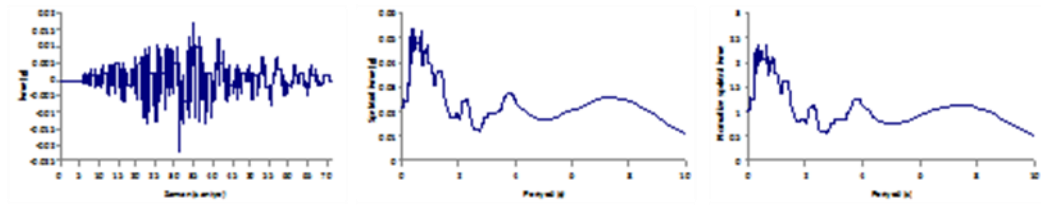


h)*SKR istasyonu $a_{\max}=0.023g$

$Sa_{\max}=0.085g$

$Sa/a_{\max}=3.72$

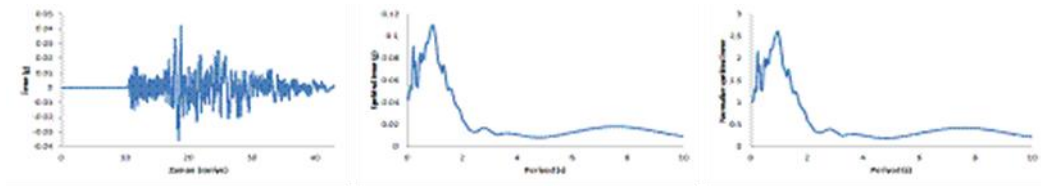
Şekil 5.30. (Devamı)



i)*YPT istasyonu $a_{max}=0.022g$

$S_{a_{max}}=0.051g$

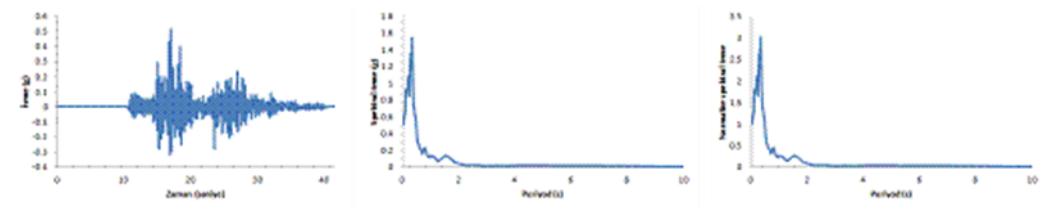
$S_a/a_{max}=2.28$



j)*362 istasyonu $a_{max}=0.042g$

$S_{a_{max}}=0.110g$

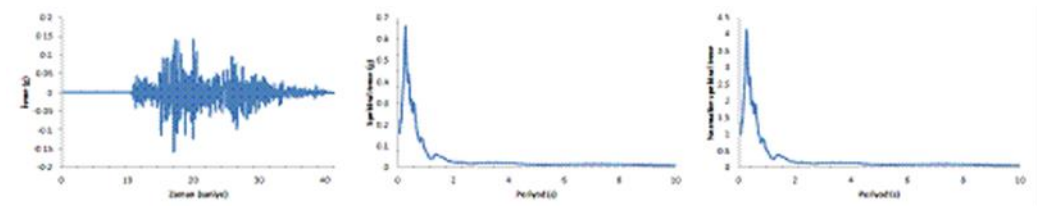
$S_a/a_{max}=2.61$



k)*375 istasyonu $a_{max}=0.514g$

$S_{a_{max}}=1.547g$

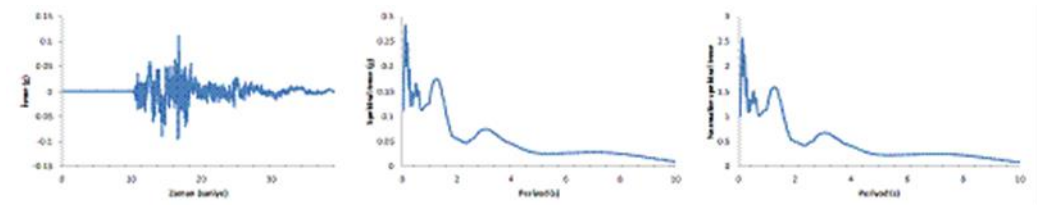
$S_a/a_{max}=3.01$



l)*531 istasyonu $a_{max}=0.159g$

$S_{a_{max}}=0.658g$

$S_a/a_{max}=4.13$

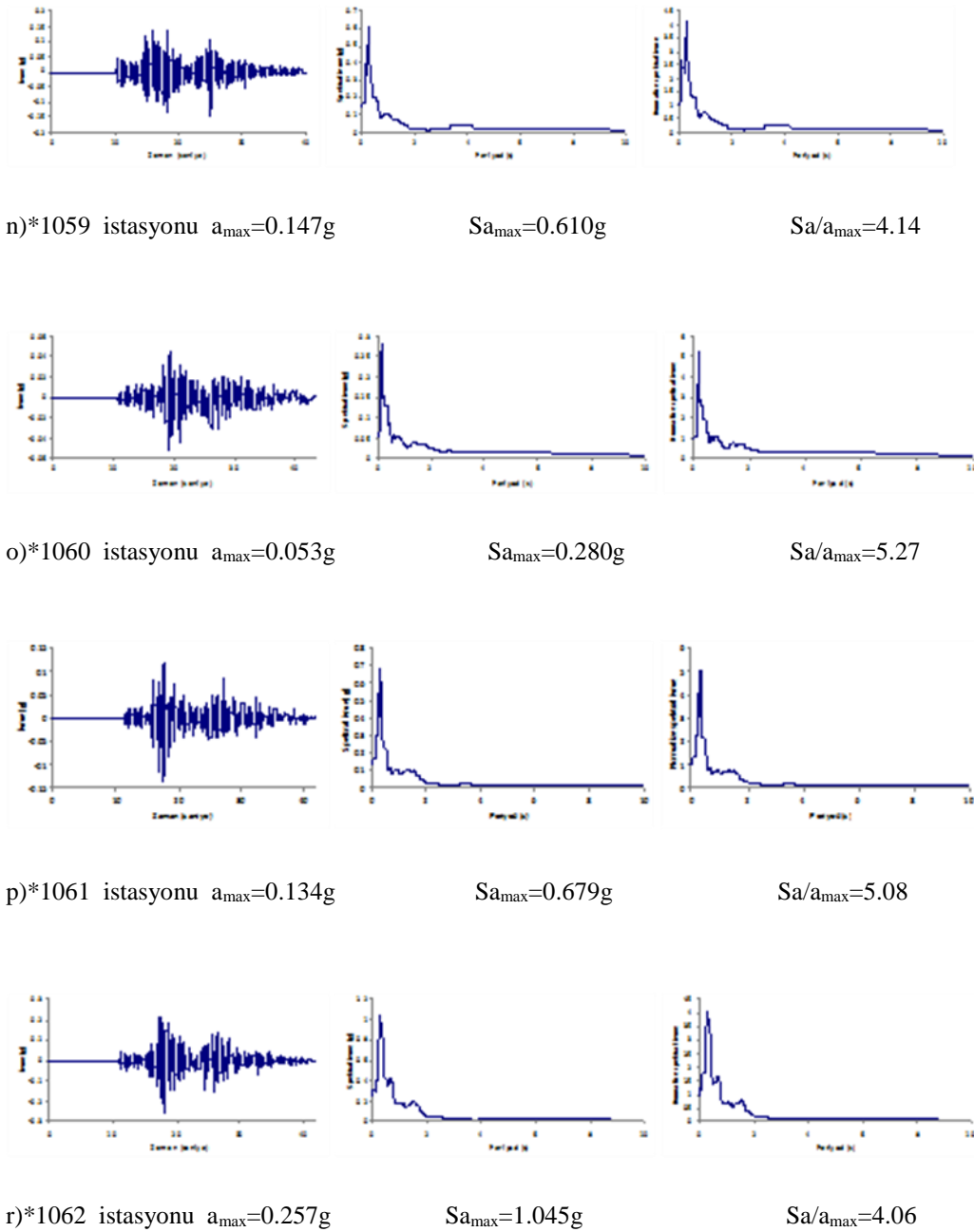


m)*1058 istasyonu $a_{max}=0.111g$

$S_{a_{max}}=0.283g$

$S_a/a_{max}=2.55$

Şekil 5.30. (Devamı)



*PEER veri tabanı

** AFAD veri tabanı

Şekil 5.30. Seçilen istasyonlar ve 1999 Düzce depremi ana şok kaydı ivme- zaman grafikleri, ivme tepki spektrumları ve normalize ivme tepki spektrumları ($\xi = 5\%$)

1999 Düzce Depremi ana şok kaydının alınmış olduğu seçilen istasyonlarda en büyük ivme değerlerinin olduğu kayıtlar kullanılarak, $\xi = 5\%$ sönüm oranı için belirlenen normalize ivme tepki spektrumları ile TDY, 2007'de önerilen tasarım spektrumları karşılaştırılmıştır (Tablo 5.15.).

Tablo 5.15. 11/12/1999 Düzce Depremine ait seçilmiş istasyonlardaki normalize edilmiş spektral ivmelerin TDY 2007'de tanımlanan tasarım spektrumu ile karşılaştırılması ($\xi=5\%$)

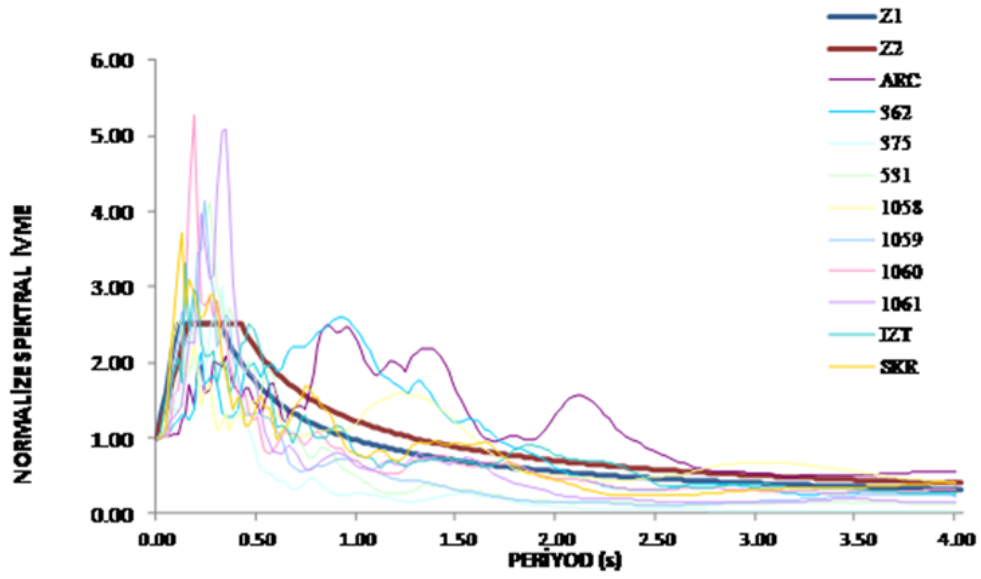
İstasyon	R _{JB} (km)	V _{S30} (km)- NEHRP	Sa/a _{max}	Aşılma Oranı (%)
IZT**	79.08	826-B	3.31	32
1060*	25.78	782-B	5.27	110
531*	8.03	659.6-C	4.13	65
ARC*	131.17	523-C	2.48	--
362*	23.41	517-C	2.61	4
1061*	11.46	481-C	5.08	103
375*	3.93	424.8-C	3.01	20
1058*	0.21	424.8-C	2.55	--
1059*	4.17	424.8-C	4.14	66
SKR*	45.16	412-C	3.72	48
MDR*	34.3	355-D	4.85	94
GYN**	38.19	348-D	4.20	68
1062*	9.15	338-D	4.06	62
YPT*	97.50	297-D	2.40	--
BOL*	12.02	294-D	3.13	25
DZC*	0	282-D	2.76	10
DAR*	130.80	274.5-D	3.87	55

*PEER veri tabanı

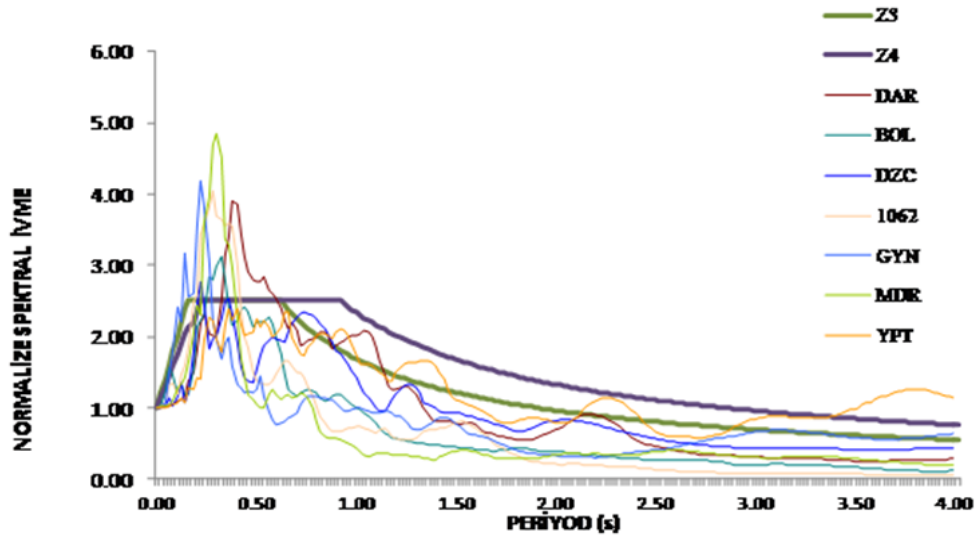
**AFAD veri tabanı

Türkiye 2007 Deprem Yönetmeliğinde Z1-Z2 sınıfı için 0.10s-0.40s periyot aralığında 2.5 olarak öngörülen zemin büyütme faktörü, ARC, SKR ve 1058 dışındaki istasyonlarda %2-%110 aralığında aşılmıştır. Yine bu sınıfta 0.5 s - 1.5 s aralığında 1059, 531, 375 kayıtları haricinde tüm kayıtlarda zemin büyütmesi tasarım değerini aşmış olup, 1.5 s – 3 s aralığında da IZT, SKR, ARC, 362, 1058 dışındaki istasyonlarda tasarım değerine yaklaşmıştır. 3 s'den sonra ise ARC ve 1058 hariç diğerleri tasarım değerine yaklaşmıştır.

Z3-Z4 sınıfında da 2.5 değeri yalnızca YPT kaydında aşılmamıştır. 1 s – 3 s aralığında DZC, GYN, MDR, 1062 kayıtları dışındakilerdeki zemin büyütmesi tasarım değerini aşmıştır (Şekil 5.31.).



a) TDY, 2007 de Z1-Z2 gurubu ile NEHRP'te B-C gurubu



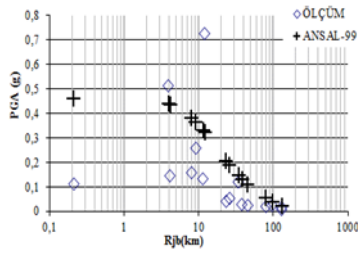
b) TDY, 2007'de Z3-Z4 gurubu ile NEHRP'te D gurubu

Şekil 5.31. 12/11/1999 Düzce Depremine ait seçilmiş istasyonlardaki normalize edilmiş spektral ivmelerin TDY 2007'de tanımlanan tasarım spektrumunu ile karşılaştırılması ($\xi=5\%$)

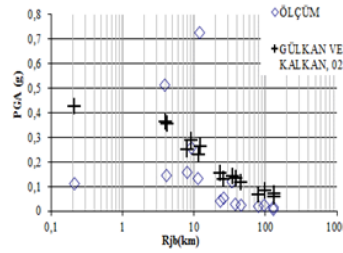
5.3.2.5. 1999 Düzce Depremi ve azalım ilişkileri

1999 Düzce Depremi için de SKR istasyonu ve yakın çevre istasyonlarda hem

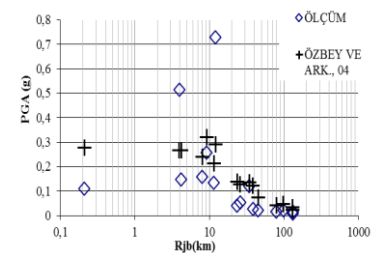
geleneksel azalım ilişkileri hem de yeni nesil azalım ilişkileri uygulanmıştır. Geleneksel azalım ilişkilerinden Kocaeli Depremi için kullanılmış olanları bu araştırma için seçilmiş olan istasyonlara Düzce Depremi ana şok kaydı için uygulanmış ve alınan sonuçlar Şekil 5.32. ile Tablo 5.16.'da özetlenmiştir.



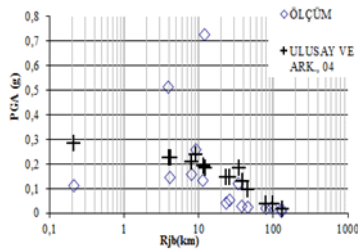
Ansal, 1999



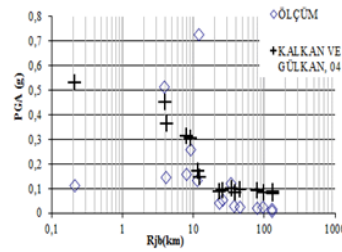
Gülkan ve Kalkan, 2002



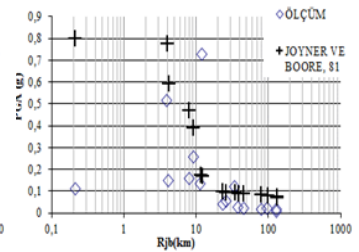
Özbey ve Ark., 2004



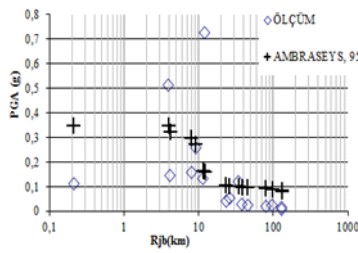
Ulusay ve Ark., 2004



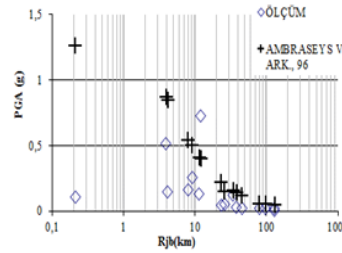
Kalkan ve Gülkan, 2004



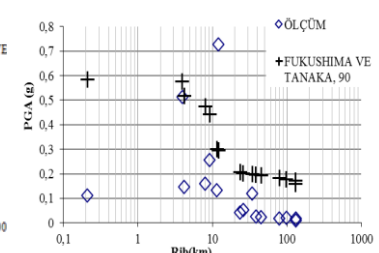
Joyner ve Boore, 1981



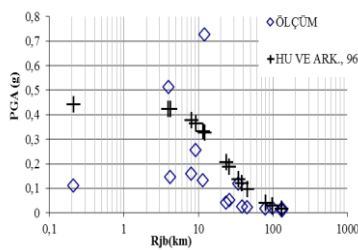
Ambraseys, 1995



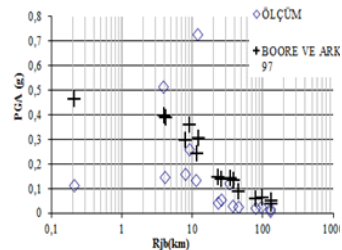
Ambraseys ve Ark., 1996



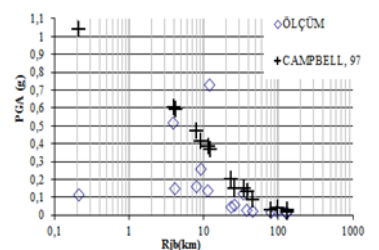
Fukushima ve Tanaka, 1990



Hu ve Ark., 1996

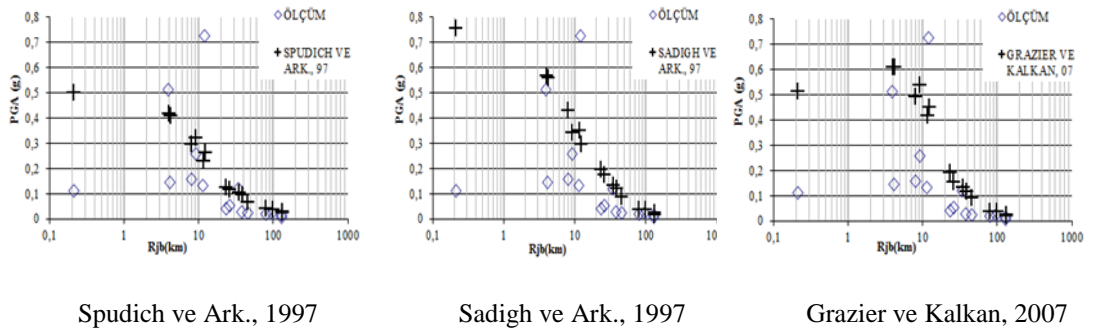


Boore ve Ark., 1997



Campbell, 1997

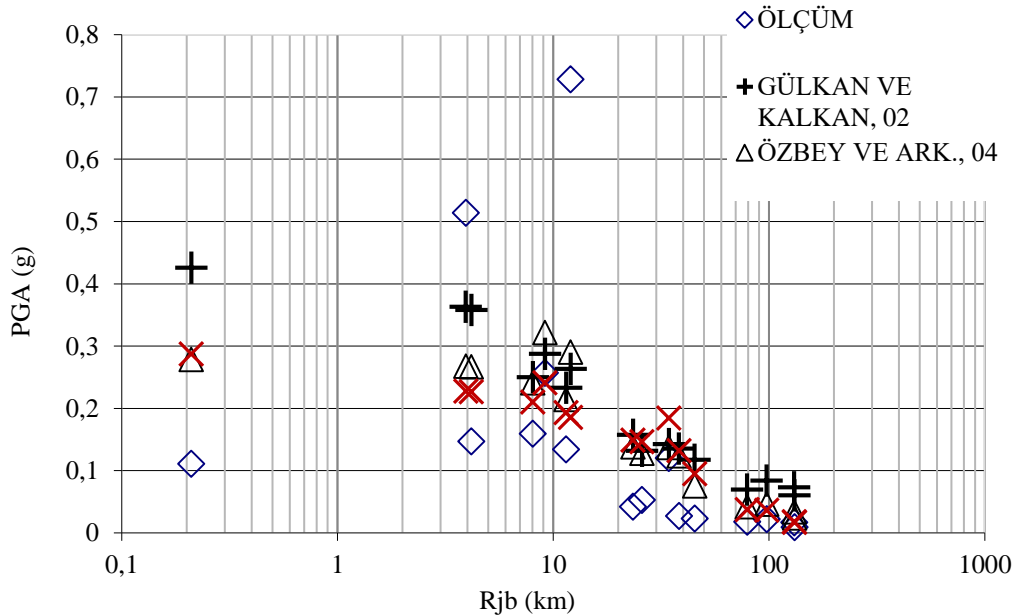
Şekil 5.32. (Devamı)



Şekil 5.32. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel azalım ilişkileri

Yapılan hesaplamalarda Gülkan ve Kalkan, 2002; Özbey ve ark., 2004 ile Ulusay ve ark., 2004 yaklaşımları ile ölçülen değerlere daha yakın sonuç elde edilmiştir.

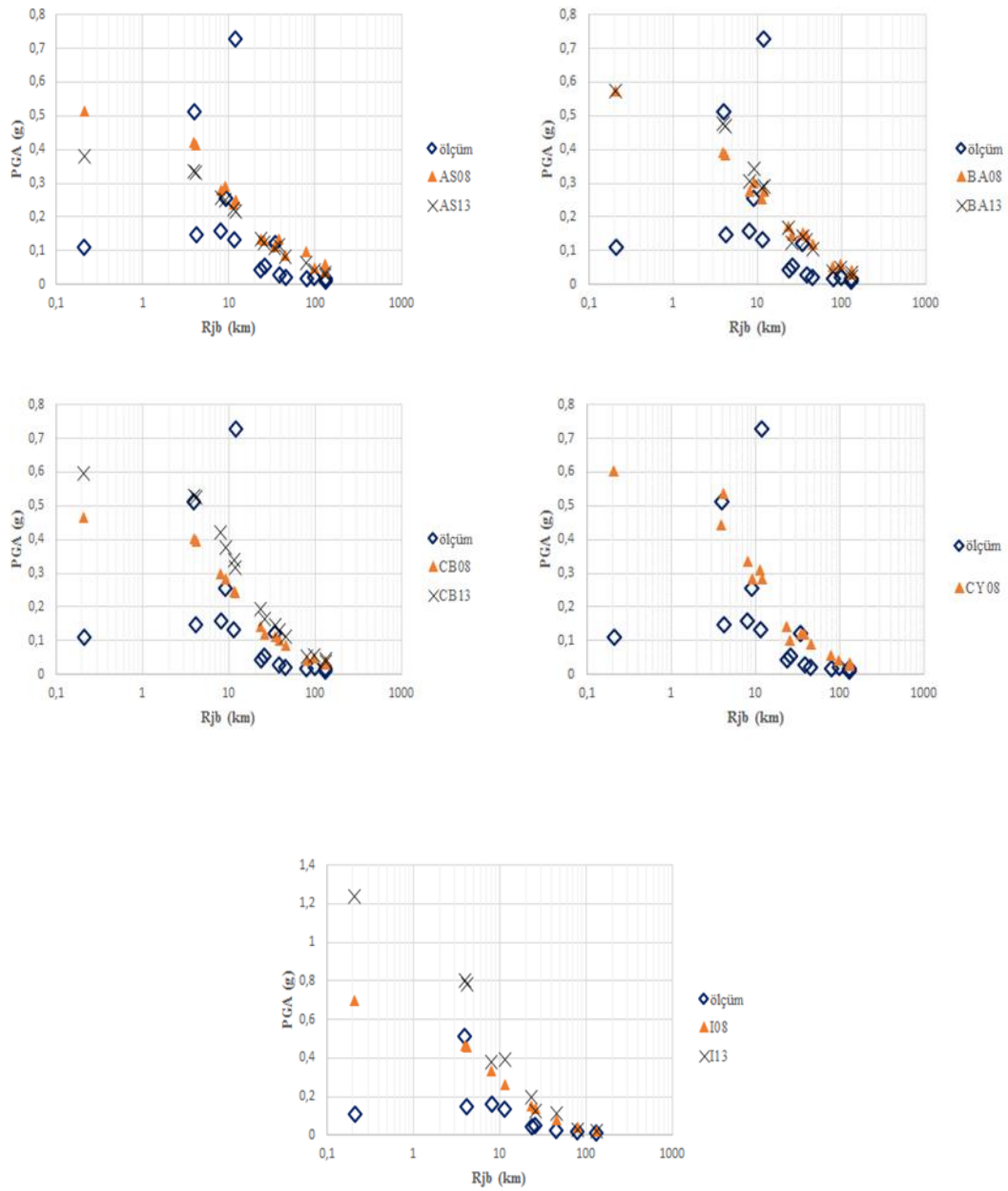
Bu üç adet yaklaşım birlikte yeniden değerlendirilmiş ve Özbey ve ark., 2004 yaklaşımının 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı için seçilen istasyonlarda ölçülen değerlere en yakın sonucu verdiği görülmüştür (Şekil 5.33.).



Şekil 5.33. 1999 Düzce Depremi ve seçilen istasyonlarda ölçülen değere en yakın sonuç veren yaklaşımın seçilmesi

Tablo 5.16. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ivme azalım ilişkileri

İstasyon	Ölçülen	Rjb	Vs30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	PGA			Ap	Y	Y	PGA	Y	A	ah	a	A	ay	Y	Ah	Y	Y	Y
	(g)	(km)	m/s	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)	(g)
DZC	0.535	0	282	0.462	0.481	0.385	0.441	0.568	0.734	0.480	1.291	0.638	0.443	0.600	0.514	0.603	0.393	0.558
1058	0.111	0.21	424.8	0.462	0.426	0.278	0.287	0.523	0.734	0.480	1.268	0.633	0.443	0.464	1.042	0.504	0.758	0.516
375	0.514	3.93	424.8	0.438	0.363	0.268	0.228	0.461	0.643	0.451	0.872	0.556	0.425	0.396	0.603	0.417	0.571	0.611
1059	0.147	4.17	424.8	0.435	0.358	0.267	0.227	0.455	0.634	0.448	0.845	0.551	0.422	0.390	0.594	0.409	0.561	0.613
531	0.159	8.03	659.6	0.382	0.250	0.241	0.210	0.326	0.484	0.385	0.545	0.486	0.379	0.299	0.470	0.297	0.434	0.493
1062	0.257	9.15	338	0.365	0.287	0.321	0.241	0.347	0.446	0.366	0.500	0.470	0.364	0.361	0.414	0.325	0.344	0.538
1061	0.134	11.46	481	0.331	0.233	0.214	0.193	0.282	0.380	0.328	0.408	0.438	0.334	0.244	0.384	0.231	0.353	0.418
BOL	0.728	12.02	294	0.324	0.263	0.290	0.186	0.301	0.366	0.320	0.399	0.431	0.327	0.306	0.366	0.266	0.300	0.451
362	0.042	23.41	517	0.207	0.157	0.138	0.149	0.162	0.198	0.196	0.218	0.317	0.206	0.149	0.202	0.127	0.196	0.193
1060	0.053	25.78	782	0.191	0.132	0.128	0.146	0.137	0.178	0.180	0.153	0.299	0.188	0.138	0.148	0.116	0.177	0.156
MDR	0.12	34.30	355	0.146	0.143	0.137	0.185	0.126	0.130	0.137	0.157	0.245	0.137	0.144	0.149	0.107	0.134	0.134
GYN	0.027	38.19	348	0.131	0.135	0.124	0.132	0.115	0.115	0.123	0.142	0.225	0.121	0.133	0.132	0.097	0.120	0.118
SKR	0.023	45.16	412	0.109	0.117	0.076	0.095	0.096	0.094	0.103	0.120	0.194	0.097	0.091	0.088	0.069	0.090	0.093
IZT	0.018	79.08	826	0.054	0.070	0.042	0.037	0.051	0.044	0.055	0.055	0.105	0.041	0.059	0.031	0.041	0.039	0.039
YPT	0.022	97.50	297	0.039	0.084	0.046	0.036	0.052	0.032	0.029	0.060	0.078	0.029	0.065	0.041	0.040	0.039	0.038
DAR	0.017	130.80	274.4	0.023	0.073	0.034	0.018	0.041	0.020	0.029	0.046	0.048	0.017	0.051	0.028	0.031	0.026	0.027
ARC	0.009	131.17	523	0.023	0.060	0.024	0.017	0.036	0.020	0.029	0.045	0.048	0.017	0.040	0.019	0.025	0.017	0.023



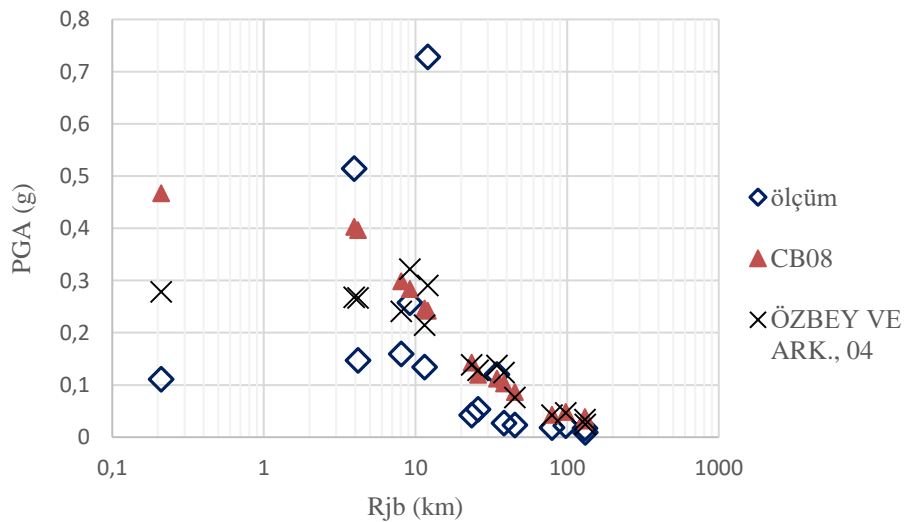
Şekil 5.34. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda NGA yaklaşımları

1999 Düzce Depremi ana şok kaydına seçilen istasyonlarda NGA yaklaşımlarının uygulaması sonucunun verilmiş olduğu Şekil 5.34. incelendiğinde, uygulanan beş NGA yaklaşımından Campbell ve Bozorgnia, 2008 (CB08) ile Boore ve Atkinson, 2008(BA08) yaklaşımlarının medyan değerlerinin ölçülen en büyük ivme değerlerine göre diğerlerine nazaran daha uygun sonuç verdiği görülmüş olup, sayısal değerler incelendiğinde CB08 yaklaşımı diğerine oranla kabul edilebilir bulunmuştur.

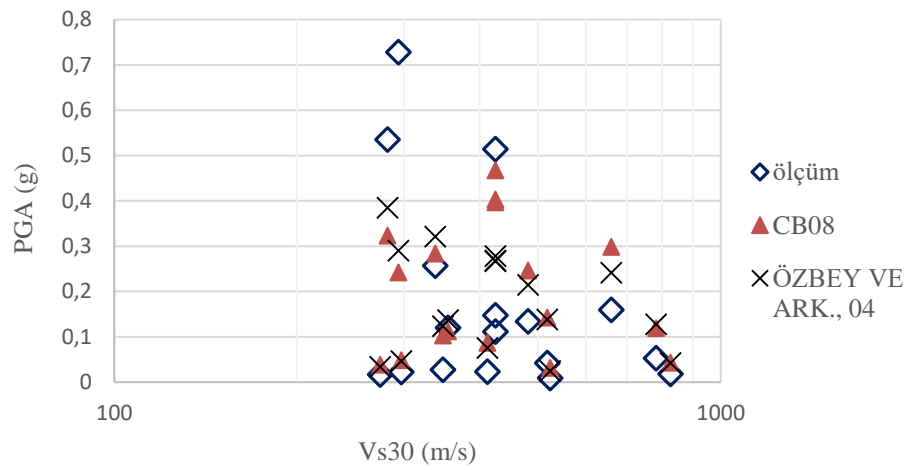
Tablo 5.17. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda NGA ivme azalım ilişkileri

İstasyon	Rjb km	Vs30 m/s	PGA										
			ölçüm	g									
				AS08	AS13	BA08	BA13	CB08	CB13	CY08	I08	I13	
DZC	0	282	0.535	0.523	0.341	0.552	0.515	0.323	0.416	0.690			
1058	0.21	424.8	0.111	0.515	0.379	0.574	0.572	0.467	0.596	0.603	0.701	1.238	
375	3.93	424.8	0.514	0.421	0.336	0.391	0.479	0.403	0.531	0.442	0.466	0.802	
1059	4.17	424.8	0.147	0.413	0.331	0.384	0.471	0.397	0.524	0.535	0.455	0.783	
531	8.03	659.6	0.159	0.279	0.258	0.276	0.307	0.298	0.423	0.336	0.332	0.382	
1062	9.15	338	0.257	0.291	0.251	0.302	0.343	0.284	0.378	0.285			
1061	11.46	481	0.134	0.238	0.224	0.254	0.286	0.246	0.341	0.311	0.264	0.391	
BOL	12.02	294	0.728	0.251	0.218	0.276	0.292	0.242	0.319	0.282			
362	23.41	517	0.042	0.135	0.136	0.174	0.169	0.142	0.194	0.144	0.148	0.194	
1060	25.78	782	0.053	0.132	0.123	0.144	0.125	0.119	0.166	0.100	0.135	0.123	
MDR	34.30	355	0.120	0.113	0.110	0.154	0.142	0.112	0.146	0.121			
GYN	38.19	348	0.027	0.133	0.117	0.144	0.130	0.103	0.132	0.119			
SKR	45.16	412	0.023	0.086	0.084	0.120	0.105	0.086	0.111	0.089	0.077	0.112	
IZT	79.08	826	0.018	0.098	0.063	0.052	0.039	0.043	0.054	0.057	0.041	0.029	
YPT	97.50	297	0.022	0.051	0.041	0.061	0.051	0.048	0.057	0.043			
DAR	130.80	274.4	0.017	0.037	0.028	0.040	0.034	0.038	0.044	0.029			
ARC	131.17	523	0.009	0.061	0.034	0.029	0.024	0.032	0.037	0.035	0.023	0.020	

Şekil 5.35.'te ise 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı değerleri için seçilen istasyonlarda ölçülen değerlere en yakın sonuç veren geleneksel azalım ilişkilerinden Özbey ve ark., 2004 yaklaşımı ile yeni nesil azalım ilişkilerinden CB08 yaklaşımları karşılaştırılmış ve CB08 yaklaşımının en iyi sonucu verdiği görülmüştür. Elde edilen bu sonuç bir de istasyonların V_{S30} değerlerine göre yorumlanmıştır (Şekil 5.36.).

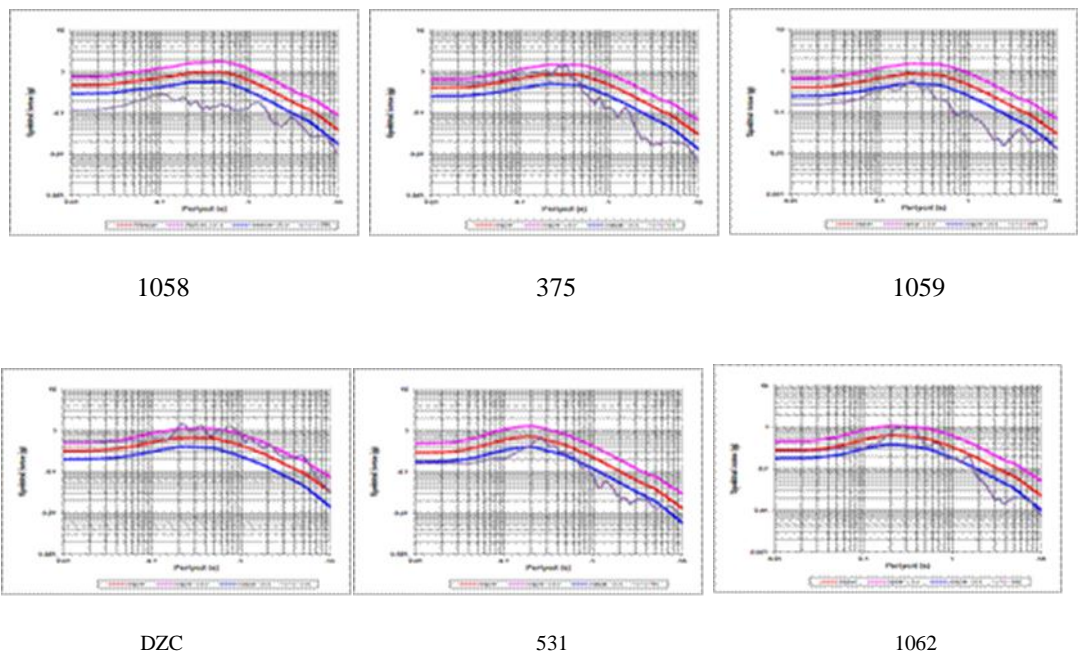


Şekil 5.35. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ve yeni nesil azalım ilişkilerinin karşılaştırılması

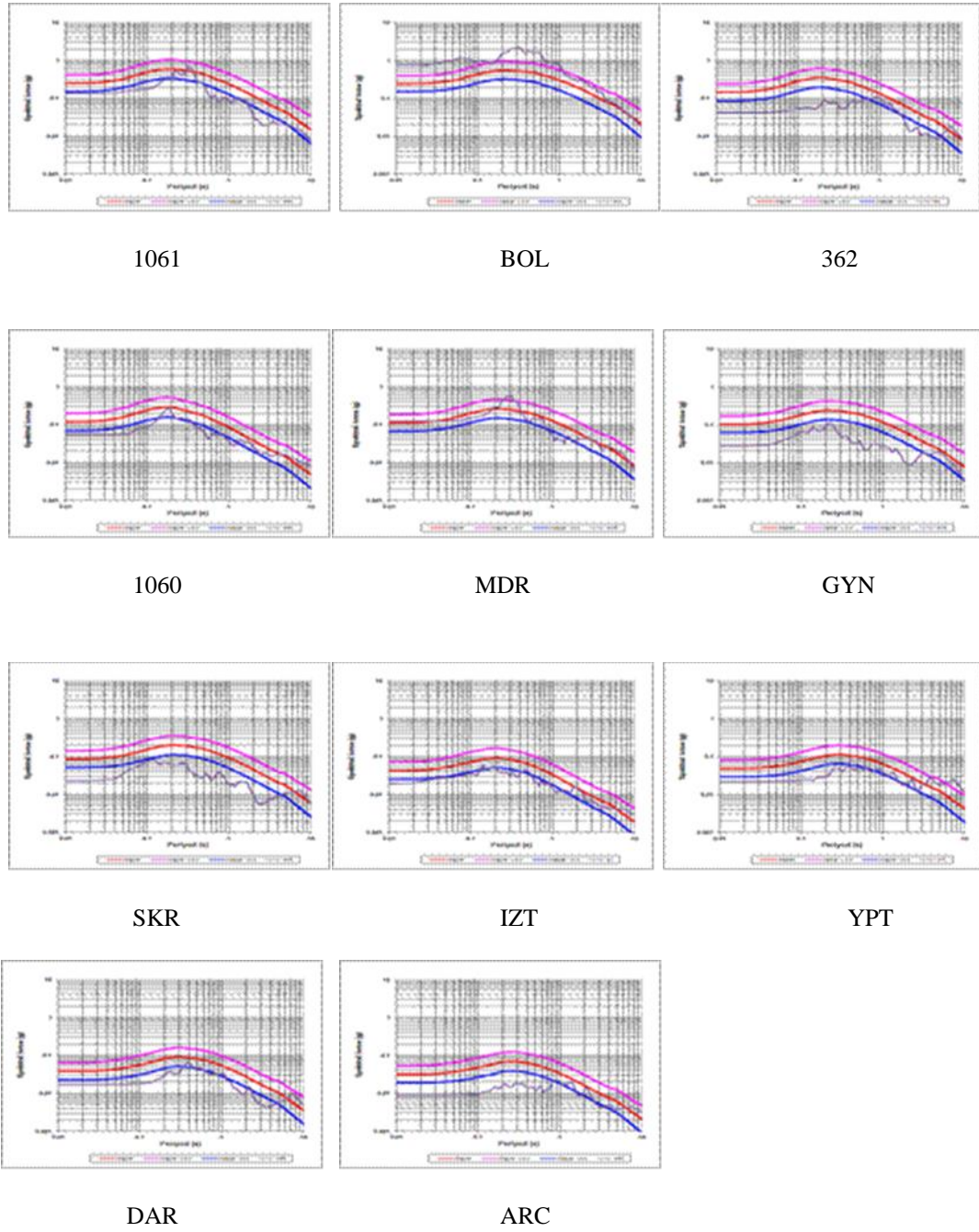


Şekil 5.36. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ve seçilen istasyonlarda geleneksel ve yeni nesil azalım ilişkilerinin V_{S30} değerleri dikkate alınarak karşılaştırılması

Genel olarak Özbek ve ark., 2004 ile CB08 yaklaşımları birbirine yakın sonuç vermiş olup, 1999 Kocaeli Depremi uygulamasında olduğu kadar ölçülen değerlerle yakınlaşma sağlanamamıştır. Şekil 5.37.'de $\xi=5\%$ sönüm oranı için incelenen istasyonlara ait 1999 Kocaeli depremi ana şok kaydı ivme tepki spektrumları, Campbell ve Bozorgnia, 2008 modeli ile elde edilen spektrum eğrileri ile birlikte verilmiştir.



Şekil 5.37. (Devamı)

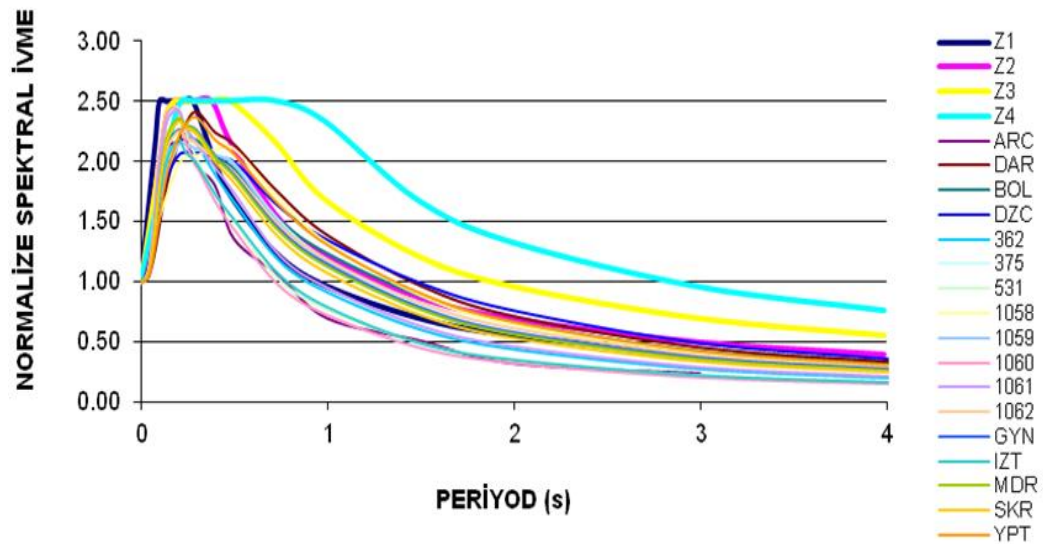


Şekil 5.37. 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı ivme tepki spektrumları ve CB08 modeli ile elde edilen spektrum eğrilerinin karşılaştırılması ($\xi=5\%$)

Yeni nesil azalım ilişkileri ile yapılan hesaplamalar sonucu 1999 Düzce Depremi ana şok kaydı için incelenen istasyonlarda hesaplanan zemin büyütme faktörü değerleri 2007 TDY tasarım spektrumu değerleri ile karşılaştırılmış ve 0.25 s – 0.75 s arasında tasarım spektrumundaki değerlerini aşmadığı görülmüştür (Şekil 5.38.).

Tablo 5.18. 1999 Düzce Depremi ana şok ivme kaydının seçilen istasyonlarda NGA CB08 yaklaşımı ile hesaplanan normalize spektral ivme değerleri

İstasyon	Ölçülen		CB08 S_a/a_{max}	
	S_a/a_{max}	medyan- σ	medyan	medyan+ σ
ARC	2.48	2.05	2.18	2.32
BOL	3.13	2.12	2.17	2.22
DAR	3.87	2.27	2.40	2.55
DZC	2.76	1.98	2.08	2.19
GYN*	4.20	2.21	2.34	2.48
IZT*	3.31	2.05	2.18	2.32
MDR	4.85	2.22	2.36	2.49
SKR	3.72	2.19	2.33	2.47
YPT	2.40	2.22	2.36	2.50
362	2.61	2.29	2.44	2.59
375	3.01	2.01	2.13	2.32
531	4.13	2.29	2.44	2.61
1058	2.55	1.93	2.10	2.34
1059	4.14	2.02	2.14	2.27
1060	5.27	2.27	2.42	2.59
1061	5.08	2.28	2.42	2.57
1062	4.06	2.15	2.25	2.36



Şekil 5.38. 1999 Düzce Depremi ana şok ivme kaydının seçilen istasyonlarda NGA yaklaşımı ile hesaplanan normalize spektral ivme değerlerinin 2007 TDY tasarım spektrumu değerleri ile karşılaştırılması ($\xi = \%5$)

İncelenen istasyonlardan yalnızca YPT istasyonunda oluşan 2.40 değerindeki spektral büyütme, modelde medyan değerinde 2.36 olarak öngörülmüştür. ARC, DZC, 362, 1058 istasyonlarında modelde medyan değerinin 1 standart sapma fazlasında öngörülen spektral büyütme, istasyonlarda oluşan büyütme %1-26 aralığında yaklaşmış olup diğer istasyonlarda model öngörüsü istasyonlarda oluşanların altında kalmıştır (Tablo 5.18.).

1999 Düzce Depremi ana şok kayıtları ile geleneksel ve yeni nesil ivme azalım ilişkileri çerçevesinde yapılmış olan çalışmaların genel değerlendirilmesi sonucunda, hiçbir yaklaşımda 1999 Kocaeli Depremi çalışmasında olduğu ölçüde ölçülen PGA değerlerine yaklaşamamıştır.

5.3.2.6. NGA 2013 eşitlikleri

Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi tarafından koordine edilen aktif tektonik bölgelerdeki sığ kabuk depremleri için geliştirilen “Yeni Nesil Azalım İlişkileri” projesinin ikinci etabı olarak “NGA-West2” çalışması gerçekleştirilmiştir. Bu çalışma içeriğinde NGA08 eşitliklerinde aşağıda kısaca özetlenen değişiklikler yapılmıştır.

AS08’de fay mekanizması ve artçı şok için geliştirilmiş olan katsayılar AS13’te büyüklük ve mesafenin fonksiyonu olarak ifade edilmiş olup ayrıca kayma dalgası hızı ile mesafeye bağlı Tayvan, Çin ve Japonya’ya özel “bölgesel” birim eklenmiştir. AS08 ifadesindeki moment ve mesafeye bağlı f_8 fonksiyonu da AS13’te kaldırılmıştır. BA08 ve BA13 ifadeleri genel olarak aynı olmakla birlikte, kullanılan katsayılar tümü ile değiştirilmiştir. CB13 eşitliğinde CB08’e ilaveten “içmerkez”, “eğim” ve “anelastik azalım” fonksiyonları yer almıştır. CY13’te ise diğerlerine oranla daha köklü değişiklikler yapılmış olup, “yön etkisi” de dikkate alınmıştır. I013 yaklaşımında da I08 yaklaşımına ilaveten kayma dalgası hızı etkisi ile 8.5 deprem büyüklüğü etkisi hesaplanmıştır. Şekil 5.25. ve Şekil 5.34. incelendiğinde, AS13 ve CB08 yaklaşımlarının her iki deprem için ölçülen değerlere daha iyi bir yakınlık içinde

olduğu, BA13 yaklaşımında 10-100 km mesafede BA08'e oranla daha iyi sonuç verdiği görülmüştür. CY08 ifadesinde yön etkisi olmadığından, CY13'te de bu etki alınmamıştır. Ancak CY08-CY13 ve I08-I13 yaklaşımlarında ölçülen değerlere yakınlık sağlanamamıştır.

5.4. Kuzeybatı Anadolu İçin 1999 Sonrası Depremleri Verileri İle Azalım İlişkisi Modeli

5.4.1. Çalışmada kullanılan veri tabanı

Bu araştırmada çalışma alanı olarak, 1999 Kocaeli ve Düzce depremlerinden etkilenmiş olan KAFZ üzerindeki bölgeler seçilmiştir. Şekil 5.39.'da gösterilmiş olan 37.81-41.20K/26.39-34.03D koordinatları arasındaki bölgede 17 Ağustos 1999 – 31 Aralık 2006 tarihleri arasında meydana gelmiş odak derinliği 4.90-18.50 km arasındaki toplam 19 depreme ait 369 kayıt kullanılmıştır (Tablo 5.19.).



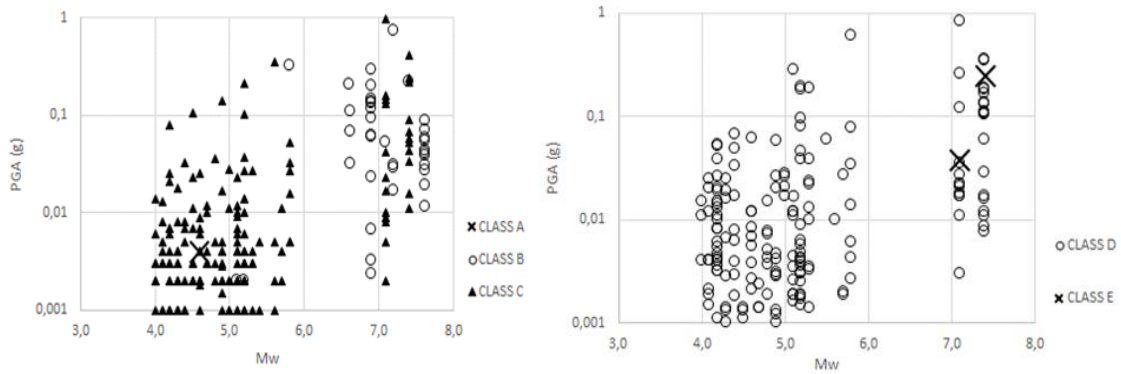
Şekil 5.39. Çalışmada kullanılan 19 adet depremin konumları (Google Earth)

Ayrıca, bu veriye ilaveten dünya genelindeki 5.5-17.9 km odak derinliğindeki 7 adet ana depreme ait 33 kayıt veri tabanına eklenmiştir.

Tablo 5.19. Çalışmada kullanılan depremlere ait ana şok kayıtları (Türkiye kuvvetli yer hareketi veri tabanı, PEER veri tabanı, ngawest2.berkeley.edu)

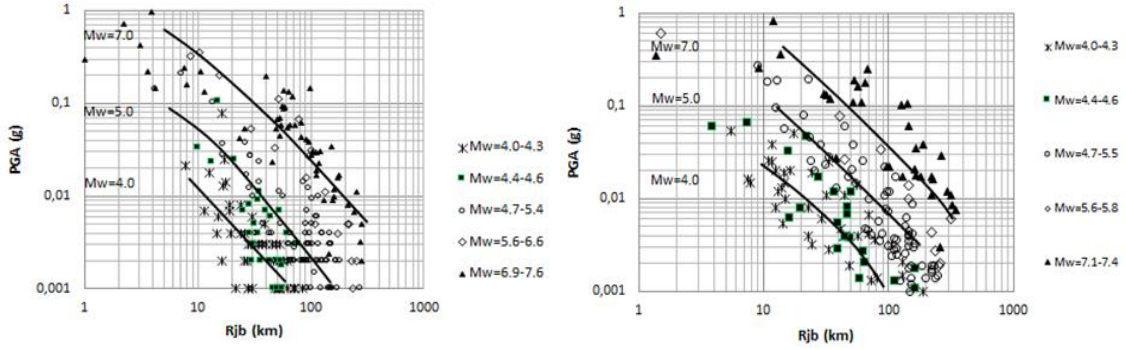
NUM.	ODAK NOKTASI	TARİH	ZAMAN	ENLEM	BOYLAM	DERİN LİK	M_w
			GMT	açı	açı	km	
1.	KOCAELİ, merkez	17.08.1999	00:01	40.75	29.95	17.00	7.4
2.	DÜZCE, merkez	12.11.1999	16:57	40.80	31.18	10.40	7.1
3.	Savaştepe, BALIKESİR	08.09.2000	05:46	39.39	27.66	5.00	4.7
4.	Yığılca, DÜZCE	26.08.2001	00:41	40.95	31.54	8.80	5.2
5.	Marmara Denizi	28.02.2002	08:37	40.80	28.14	11.50	4.5
6.	Marmara Denizi	23.03.2002	02:36	40.86	27.83	7.00	4.4
7.	Akyazı, SAKARYA	08.03.2003	11:18	40.68	30.60	10.00	4.1
8.	M.Kemalpaşa, BURSA	20.03.2003	12:25	40.00	28.77	13.60	4.6
9.	Cumayeri, DÜZCE	21.05.2003	08:21	40.87	30.95	5.00	4.4
10.	Bandırma, BALIKESİR	09.06.2003	17:44	40.18	28.00	9.10	4.8
11.	Saros Körfezi	06.07.2003	19:10	40.45	26.04	17.10	5.7
12.	Center,BOLU	13.04.2004	21:47	40.81	31.62	5.00	4.4
13.	Marmara Denizi	16.05.2004	03:30	40.75	29.32	11.00	4.6
14.	Harmancık, BURSA	20.06.2005	19:50	39.68	29.09	4.90	4.3
15.	SAKARYA, Merkez	08.02.2006	04:07	40.70	30.41	6.80	4.9
16.	Bandırma, BALIKESİR	20.10.2006	18:15	40.25	27.97	16.70	5.1
17.	Gemlik Körfezi	24.10.2006	14:00	40.42	28.99	7.90	5.2
18.	Kaynaşlı, DÜZCE	21.11.2006	09:14	40.81	31.31	8.60	4.3
19.	Karacabey, Bursa	19.12.2006	19:15	40.34	28.32	18.50	4.9

Moment büyüklüğü 4.0-7.6 arasında olan 402 adet ivme kaydı 68'i $V_{S30}=362-1602$ m/s olan istasyonlarda 42'si ise $V_{S30}=175-359$ m/s olan istasyonlar olmak üzere toplam 110 istasyondan alınmıştır. Kuvvetli yer hareketi istasyonlarının zemin sınıflandırması NEHRP zemin sınıflandırma sistemine göre yapılmıştır.



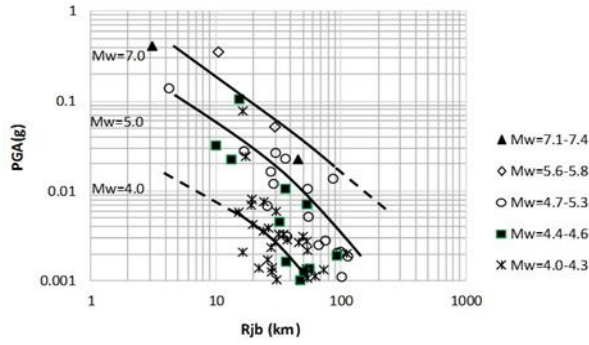
Şekil 5.40. B-C ve D zemin sınıfları için ivme-büyükük ilişkisi

Ham ivme kayıtları SeismoSignal yazılımı kullanılarak filtre edilmiştir. Veri tabanında kullanılan ivme kayıtlarına ait ivme-büyükölük ve ivme-mesafe ilişkisi zemin sınıfları da dikkate alınarak Şekil 5.40. ve Şekil 5.41.'de gösterilmiştir.



Şekil 5.41. B-C ve D zemin sınıfları için ivme-mesafe ilişkisi

Farklı zemin koşullarının etkisinden kaçınmak için de V_{S30} değeri sabit tutularak, çalışma alanına en yakın olan SKR istasyonu değerleri esas alınmış ve Şekil 5.42.'de ayrılmış kaya üzerinde yer alan bu istasyona ait ivme-mesafe ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil 5.42. SKR istasyonu kayıtları ile ivme-mesafe ilişkisi (noktalı çizgiler, yeterli veri olmayan bölümü temsil etmektedir)

5.4.2. Azalım ilişkisi geliştirilmesi

Bu çalışmada Boore ve ark., 1997 tarafından önerilmiş olan Denklem 5.82 ile Denklem 5.83'de verilmiş olan bağıntılar esas alınmıştır.

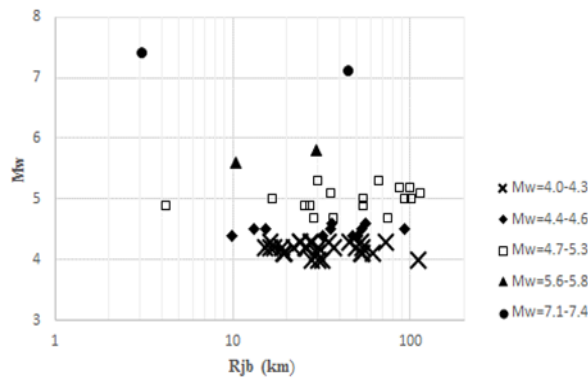
$$\ln Y = b_1 + b_2(M - 6) + b_3(M - 6)^2 + b_5 \ln r + b_v \ln \frac{V_S}{V_A} \quad (5.82)$$

$$r = \sqrt{r_{jb}^2 + h^2} \quad (5.1)$$

Y yer hareketi parametresi (g), M moment, V_S ortalama kayma dalgası hızı (m/s), h regresyon ile belirlenen fiktif derinlik, r_{jb} mesafe (km), $b_1, b_2, b_3, b_5, b_v, V_A$ regresyonla hesaplanan katsayılarıdır. Bu eşitlikte V_A referans hız olarak ($=760$ m/s NEHRP B/C sınırına karşılık gelen değer) alınmıştır. M, V_S ve r_{jb} değerleri veri tabanında bilinmekte olup, zemin büyütmesi için doğrusal olmayan parça F_{NL} eşitliğe eklenmiştir. Bu yaklaşımlar doğrultusunda, çalışmada kullanılan eşitlik Denklem 5.84 ile verilmiştir.

$$\ln PGA = b_1 + b_2(M - 6) + b_3(M - 6)^2 + b_5 \ln r + b_v \ln \frac{V_{S30}}{V_{ref}} + F_{NL} \quad (5.84)$$

F_{NL}, V_{S30} 'a ve referans kayadaki ($V_{S30}=760$ m/s) sarsıntının genliğine bağlı olarak zemin büyütmesinin doğrusal olmayan bileşenini temsil etmekte olup, Boore ve Atkinson, 2008 yaklaşımı ile hesaplanmıştır. Tez konusu olarak seçilen bölgeye en yakın olması ve zemin koşullarının iyi bilinmesi nedeni ile seçilmiş olan SKR istasyonunda mesafe-büyüklik ilişkisi Şekil 5.43.'de gösterilmiştir. Burada görüldüğü gibi, kullanılan veri tabanında büyüklüğe bağlı mesafe eğimi meydana gelmediğinden mesafe terimi büyüklüğe bağlı olarak düzeltilmemiştir.



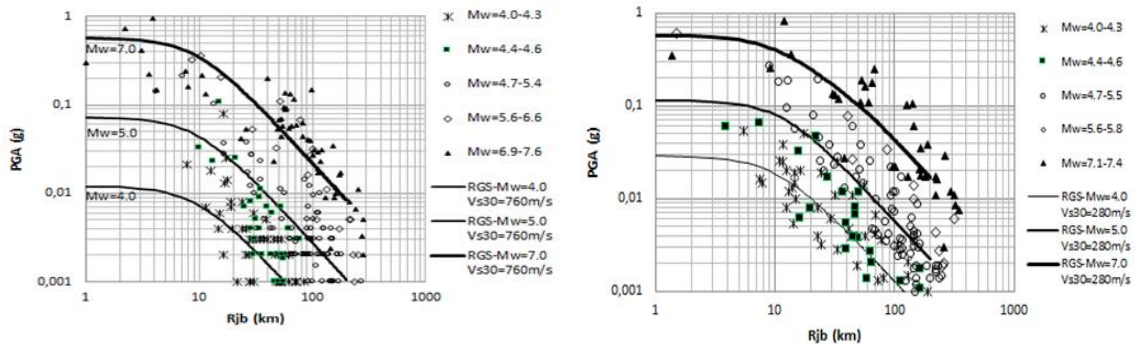
Şekil 5.43. SKR istasyonu kayıtları ile mesafe-büyüklik ilişkisi

Denklem 5.2'deki katsayılar SPSS 20.0 yazılımı kullanılarak doğrusal olmayan regresyon analizi ile hesaplanmıştır. Yumuşak zeminlerdeki kayıtlar zemin

koşullarından etkilenmekte olduğundan, regresyon hesapları B,C ve D zemin sınıflarını içeren B-C ile D için olmak üzere iki ayrı grup verileri ile gerçekleştirilmiştir. Sonuç eşitlikler B-C zeminler için Denklem 5.84, D zeminler için ise Denklem 5.85 ile verilmiştir.

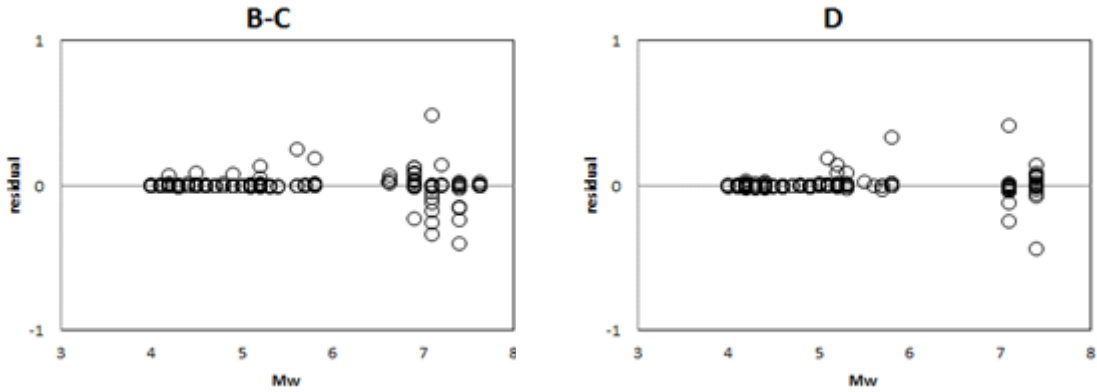
$$\ln \text{PGA} = 1.835 + 1.034(M_w - 6) - 0.252(M_w - 6)^2 - 1.397 \ln \sqrt{R_{JB}^2 + 9.718^2} - 0.069 \ln \frac{V_{S30}}{760} + F_{NL} \quad (5.84)$$

$$\ln \text{PGA} = 2.135 + 1.008(M_w - 6) - 0.163(M_w - 6)^2 - 1.380 \ln \sqrt{R_{JB}^2 + 10.510^2} - 0.133 \ln \frac{V_{S30}}{760} + F_{NL} \quad (5.85)$$

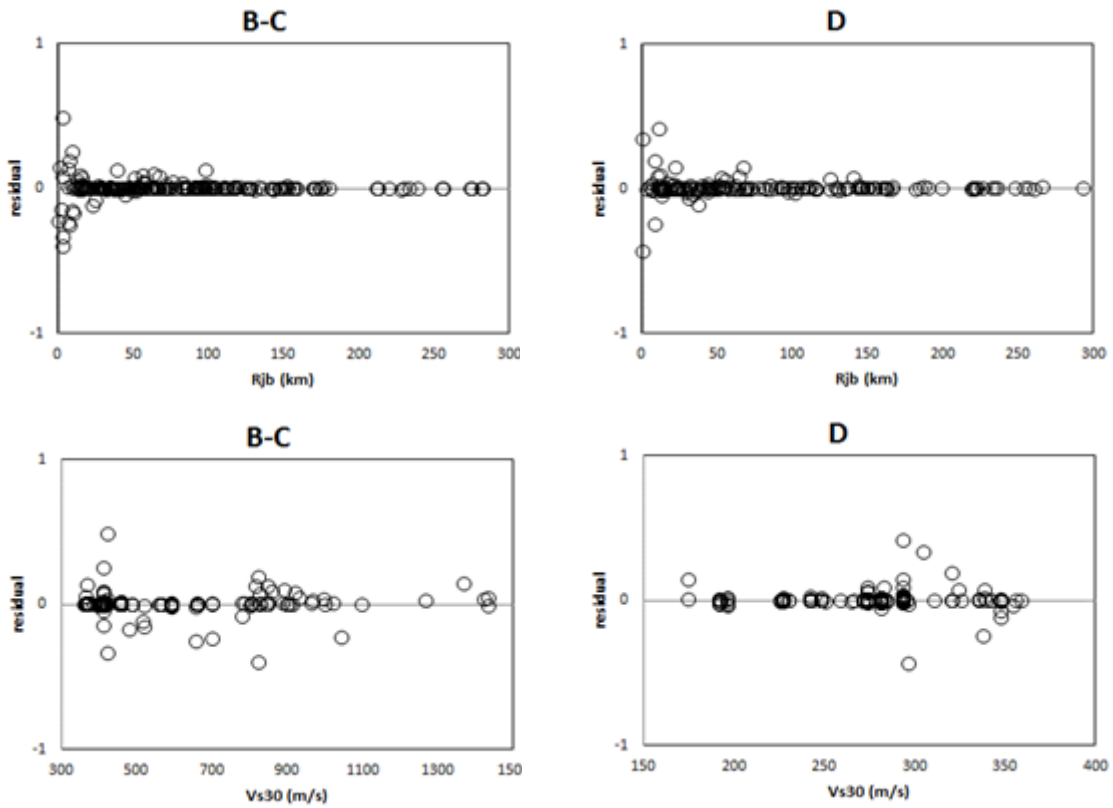


Şekil 5.44. B-C zeminler için $V_{S30}=760$ m/s, D zeminler için ise $V_{S30}=280$ m/s sabit tutularak farklı mesafeler ve büyüklükler için Denklem 5.3 ve 5.4 ile hesaplanmış olan ivme-mesafe ilişkisi ve ölçülen ivme değeri

Denklem 5.84 $V_{S30}=760$ m/s, Denklem 5.85 ise $V_{S30}=280$ m/s sabit tutularak 1-200 m mesafe için $M_w=7.0-5.0-4.0$ büyüklüklerinde uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar Şekil 5.44. ile ifade edilmiştir. Ölçülen ve hesaplanan PGA değerlerine ait residualler Şekil 5.45.'te gösterilmiştir.

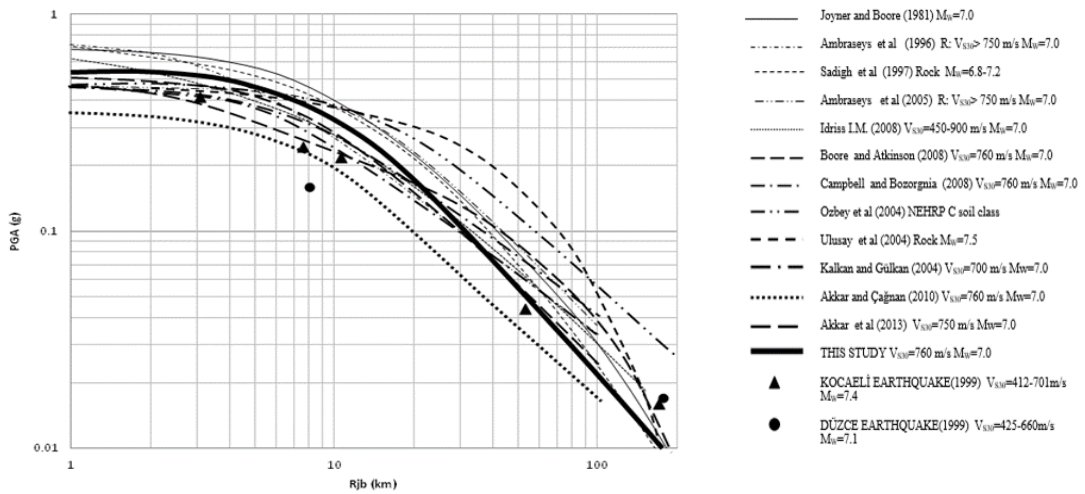


Şekil 5.45 (Devamı)



Şekil 5.45. B-C ve D zemin sınıflarında ölçülen ve hesaplanan PGA değerlerine ait residualler

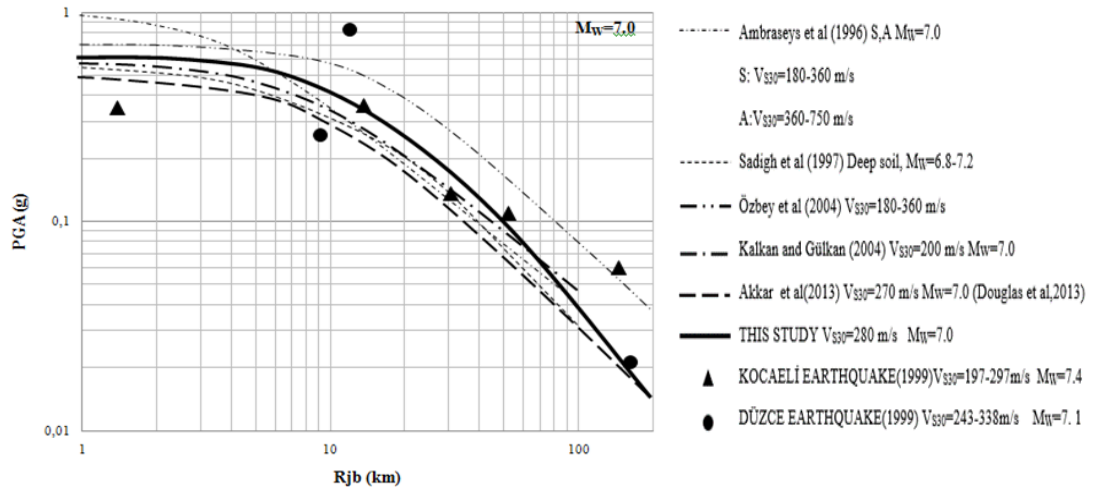
Bu çalışmada geliştirilmiş olan azalım ilişkisi özellikleri Tablo 5.20.'de verilmiş olan diğer lokal ve global azalım ilişkileri ile karşılaştırılmıştır (Şekil 5.46., Şekil 5.47.).



Şekil 5.46. $V_{S30}=760$ m/s ve $M_W=7.0$ için hesaplanmış olan PGA değerlerinin diğer azalım ilişkileri ve sismik verilerle karşılaştırılması

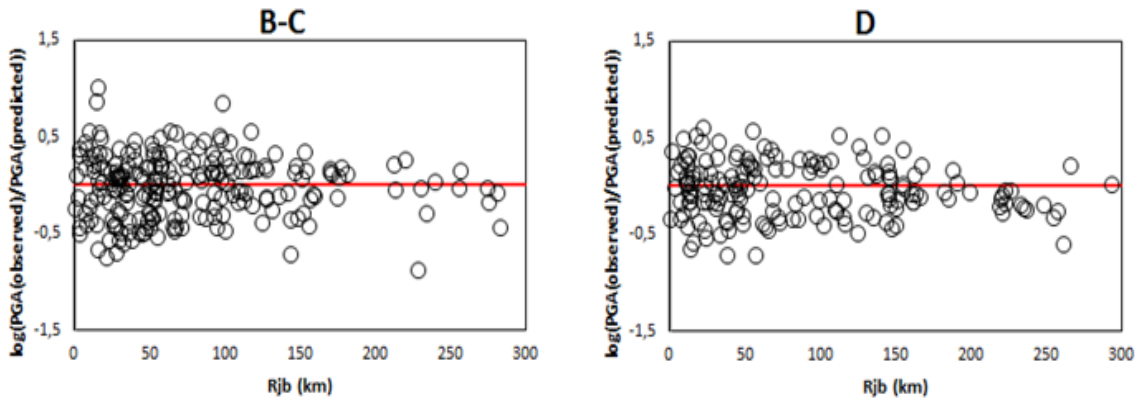
Tablo 5.20. Mukayesede kullanılan azalım ilişkisi modelleri ve özellikleri

AZALIM İLİŞKİLERİ	BÖLGE	N_{deprem} $N_{\text{kayıt}}$	R (km) min-max	M min-max	ZEMİN SINIFI
BU ÇALIŞMA (kullanılan veri)	Kuzeybatı Türkiye ve dünya çapı	27 402	R_{jb} 0.1-344.4	M_w 4.0-7.6	(B) $V_{S30}=762-1524\text{m/s}$ (C) $V_{S30}=366-762\text{m/s}$ (D) $V_{S30}=183-366\text{m/s}$ (E) $V_{S30}<183\text{m/s}$
(sınır koşulları)			$R_{\text{jb}} \leq 200$	$4.0 \leq M_w \leq 7.0$	$V_{S30}=183-1524\text{ m/s}$
JOYNER VE BOORE, 1981 (kullanılan veri)	Kuzeybatı Amerika	23 182	R 0,5-370	M_w >5.0	ZEMİN KAYA
(sınır koşulları)				$5.0 \leq M \leq 7.7$	
AMBRASEYS VE ARK., 1996 (kullanılan veri)	Avrupa ve yakın bölgeler	157 422	R_{jb} 0-260	M_s 4.0-7.9	(R) $V_{S30}>750\text{m/s}$ (A) $V_{S30}=360-750\text{m/s}$ (S) $V_{S30}=180-360\text{m/s}$ (L) $V_{S30}<180\text{m/s}$
(sınır koşulları)			$R_{\text{jb}} > 200$	$4.0 \leq M_s \leq 7.5$	
SADIGH VE ARK., 1997 (kullanılan veri)	California	35 523	R_{rup} 0-200	M_w >3,8	(R)Kaya (DS)Derin zemin
(sınır koşulları)			$R_{\text{rup}} > 100$	$4.0 \leq M_w \leq 8.0$	
AKKAR ET AL (2013) (kullanılan veri)	Pan-European veri tabanı	221 1041	R_{jb} 0-200	M_w 4.0-7.6	$V_{S30}>800\text{m/s}$ $360\text{m/s} < V_{S30} \leq 800\text{m/s}$ $180\text{m/s} < V_{S30} \leq 360\text{m/s}$ $V_{S30} \leq 180\text{m/s}$
(sınır koşulları)			200 ve üzeri	$4.0 \leq M_w \leq 8.0$	$V_{S30}=150-1200\text{ m/s}$
KALKAN VE GÜLKAN, 2004 (kullanılan veri)	Türkiye kuvvetli yer hareketi veri tabanı	57 112	R_{jb} 1.2-250	M_w 4.0-7.4	(R) $V_{S30}=700\text{m/s}$ (S) $V_{S30}=400\text{m/s}$ (SS) $V_{S30}=200\text{m/s}$
(sınır koşulları)					
ÖZBEY VE ARK., 2004 (kullanılan veri)	Kuzeybatı Türkiye	17 195	R_{jb} ≤ 100	M_w ≥ 5.0	(A) $V_{S30}>750\text{m/s}$ (B) $V_{S30}=360-750\text{m/s}$ (C) $V_{S30}=180-360\text{m/s}$ (D) $V_{S30}<180\text{m/s}$
(sınır koşulları)					
ULUSAY VE ARK., 2004 (kullanılan veri)	Türkiye kuvvetli yer hareketi veri tabanı	122 221	R_{epi} 5.0-100	M_w 4.1-7.5	Kaya Zemin-Yumuşak zemin
(sınır koşulları)			$R_{\text{epi}} \leq 100$	$4.1 \leq M_w \leq 7.5$	
AKKAR VE ÇAĞNAN, 2010 (kullanılan veri)	Türkiye kuvvetli yer hareketi veri tabanı	573 1259	R_{jb} 0-200	M_w 3.5-7.6	(A) $V_{S30}>750\text{m/s}$ (çok az) (C) $V_{S30}=360-750\text{m/s}$ (D) $V_{S30}=180-360\text{m/s}$
(sınır koşulları)			$R_{\text{jb}} \leq 200$	$5.0 \leq M_w \leq 7.6$	
BOORE VE ATKINSON, 2008 (BA08) (kullanılan veri)	NGA veri tabanı Dünya çapında	58 1574	R_{jb} 0-400	M_w 5.0-8.0	(A) $V_{S30}>750\text{m/s}$ (çok az) (C) $V_{S30}=360-750\text{m/s}$ (D) $V_{S30}=180-360\text{m/s}$
(sınır koşulları)			$R_{\text{jb}} < 200$	$M_w=5.0-8.0$	$V_{S30}=180-1300\text{ m/s}$
AMBRASEYS VE ARK., 2005 (kullanılan veri)	Avrupa ve OrtaDoğu	128 595	R_{jb} ≤ 100	M_w ≥ 5.0	(R) $V_{S30}>750\text{m/s}$ (A) $V_{S30}=360-750\text{m/s}$ (S) $V_{S30}=180-360\text{m/s}$ (L) $V_{S30}<180\text{m/s}$
(sınır koşulları)					
IDRISS, I.M., 2008 (I08) (kullanılan veri)	NGA veri tabanı Dünya çapında	72 942	R 0-200	M_w 4.5-7.6	$V_{S30}=450-845\text{ m/s}$
(sınır koşulları)			R=0-200	$5.0 \leq M_w \leq 8.5$	$V_{S30}=450-900\text{ m/s}$
CAMPBELL VE BOZORGNIA, 2008 (CB08) (kullanılan veri)	NGA veri tabanı Dünya çapında	64 1561	R_{rup} 0,1-199	M_w 4.3-7.9	(C) $V_{S30}=360-750\text{m/s}$ (D) $V_{S30}=180-360\text{m/s}$
(sınır koşulları)			$R_{\text{rup}}=0-200$	$4.0 \leq M_w \leq 8.5$	$V_{S30}=150-1500\text{ m/s}$

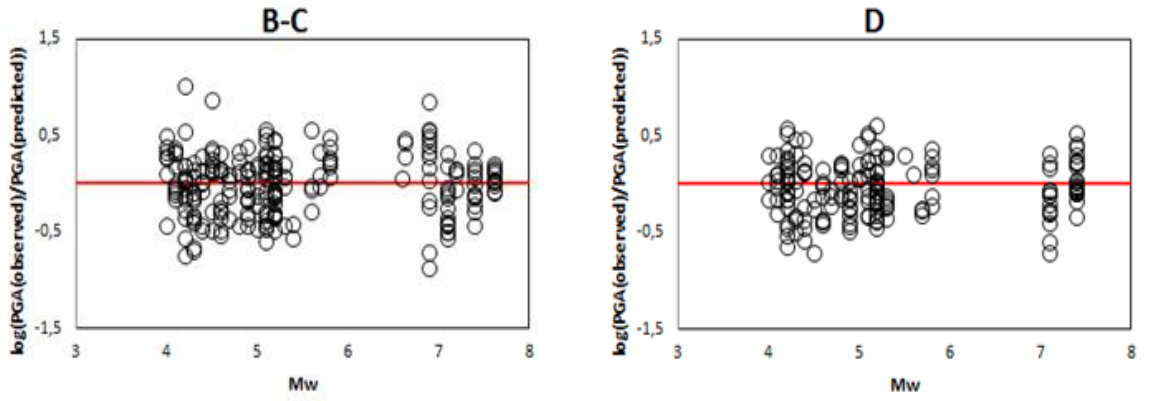


Şekil 5.47. $V_{s30}=280$ m/s ve $M_w=7.0$ için hesaplanmış olan PGA değerlerinin diğer azalım ilişkileri ve sismik verilerle karşılaştırılması

Ayrıca 1999 Kocaeli ve Düzce depremlerine ait ölçülen PGA değerleri de bu şekillerde değerlendirilmiştir. Seçilen deprem kayıtlarına ait kuvvetli yer hareketi istasyonları ayrılmış kaya ve zemin üzerinde bulunmakta olup, kayma dalgası hızı değerleri 412-701 m/s ile 197-338 m/s arasında değişmektedir. Burada da Kuzeybatı Anadolu deprem kayıtlarının çalışmada sunulmuş olan eşitlikle iyi bir uyum sağlamış olduğu görülmüştür. Şekil 5.48.'de mesafe ve büyüklük ile $\log(\text{PGA}(\text{ölçülen})/\text{PGA}(\text{hesaplanan}))$ ilişkisi B-C ve D zemin sınıfları için gösterilmiştir. Burada mesafe ve büyüklük için uygun bir aralıkta bulunulduğu görülmüştür.



Şekil 5.48. (Devamı)



Şekil 5.48. Önerilen azalım ilişkisindeki residual dağılımı

5.5. Sonuçlar

Bu çalışmada geliştirilmiş olan azalım ilişkisi modeli, depremlerde en büyük ivme değerini tahmin etmede aşağıdaki koşullarda geçerlidir.

$$5.0 \leq M_w \leq 7.0$$

$$0 \leq R_{jb} \leq 200 \text{ km}$$

B, C, D, E zemin sınıfları (NEHRP)

BÖLÜM 6. TARTIŞMA VE SONUÇ

Türkiye'yi hemen hemen boydan boya kesen sağ yanal atımlı fay olan KAFZ'dan dolayı tektonik açıdan aktif bir konumda olan Sakarya İli çeşitli zamanlarda bu zonun etkisi altında kalmıştır. Yaklaşık her 10 yılda bir aktif olan KAFZ nedeni ile Sakarya İli son yıllar içinde bir kaç büyük deprem atlatmıştır. 1999 Kocaeli Depremi sonrasında ise özellikle Adapazarı İlçesinde o güne kadar görülmemiş bir hasarla karşı karşıya kalmıştır. Ortaya çıkan bu hasar tablosu Adapazarı'nı araştırmacılar için bir laboratuvar konumuna sokmuş olup, bugüne kadar çok sayıda araştırma yapılmıştır.

Bu çalışmada ilk olarak Adapazarı'nda seçilen yapı-zemin modelinde, 1999 Kocaeli Depremi etkinliğinde yapı yükü altında zeminin davranışı Seismosignal, Shake2000 ve Plaxis-2016 yazılımları kullanılarak incelenmiştir. Plaxis-2016 yazılımında deprem yükleri için önerilen HSsmall modeli ile günümüzde güncellenen ve sıvılaşma analizini de içeren UDSM-GHS/UBCSAND modelleri kullanılmıştır. Ayrıca zemin deplasmanları hesaplamaları ile sıvılaşma analizi, halen literatürde geçerliliğini koruyan diğer yaklaşımlarla da yapılmıştır. Model olarak alınan yapı Adapazarı İlçesi Tığcılar mahallesinden seçilmiş ve zemin özelliklerini belirlemede SPT verileri ile çalışılmıştır. Zemin profillerine ait parametreleri belirlemede öncelikle mevcut deney raporları dikkate alınmış, buralarda olmayanlar için ise güvenilir kaynaklar ve SPTN sayısına bağlı geliştirilmiş korelasyonlar kullanılmıştır. Ayrıca deprem öncesi şartlarını temsil etmede, deprem öncesi sondajlarından yararlanılmıştır. Seçilen yapı bir de Sap2000 yazılımında modellenerek, Plaxis yazılımında doğru temsil edilmesi sağlanmıştır. Plaxis-2016 yazılımında dinamik yük olarak, 1999 Kocaeli Depremi ana şok D-B kaydının (PEER veri tabanı) Shake2000 yazılımında SKR kuvvetli yer hareketi istasyonu zemin profilinde etki ettirilmesi ile elde edilen ana kaya kaydı kullanılmıştır. İncelenen yapı-zemin sisteminde fiziksel sönüm, Rayleigh sönüm

yaklaşımı ile değerlendirilmiştir. Sonlu eleman ağı oluşturmada ise, Courant Kararlılık Ölçütü şartları dikkate alınmıştır. Özetlenen bu çalışmalar sonucunda, düşey deplasmanda Plaxis-2016 yazılımı HSsmall model ile yapılan çözümde deprem sonrası artan değerlere daha yakın sonuç vermiş, UDSM ile yapılan çözüm ise deprem anını yansıtmış, Ishihara ve Yoshimine, 1992; Lee, 2007 ile birlikte değerlendirilen Erken ve Ülker, 2007 ve Erken ve ark., 2011 yaklaşımları da deprem sonrası oluşan düşey deplasmana bir ölçüde yaklaşmışlardır. Yatay deplasman açısından değerlendirme yapıldığında ise, yine Plaxis-2016 yazılımı düşey deplasmandaki gibi sonuç vermiş, deprem sonrası oluşan deplasman için ise yalnızca Hamada ve ark., 1986 yaklaşımının uygun sonuç verdiği görülmüştür. Plaxis-2016 yazılımı ile yapılmış olan çözüm değerlendirildiğinde, UDSM modelde SK profilinde 0- 2.30 m arasındaki SM tabakası sıvılaştığından, depremin hemen sonrasında oluşan deplasmana yakın sonuç elde edilmiştir. Deprem esnasında bu tabakada oluşan aşırı boşluk suyu basıncının depremin ardından geçen zaman sonrasında dağılması sonucu oluşan yatay ve düşey deplasman değerlerine ise HSsmall model ile yapılmış olan çözümde yaklaşmıştır.

Aynı model için bir de SAFE yazılımı ile yapı taban basınçları hesaplanmıştır. Statik durumla deprem yükü uygulaması sonucunda yapı ortası için önemli bir farklılık olmadığı, değişimin yapı kenarlarında olduğu görülmüştür. Bu araştırma için seçilmiş olan yapı temelinin sismik taşıma gücü de iki farklı yaklaşımla hesaplanmıştır. Yapılan hesaplama sonucu 0.41g yatay ivme değerinde son taşıma gücünün 28.54 kPa'a kadar düştüğü tesbit edilmiştir.

1999 Kocaeli depremi ana şok SKR istasyonu kaydı ile 13/09/1999 tarihli ve 5.8 moment büyüklüğündeki artçı şokun SKR istasyonu ile alüvyon zemin üzerinde kurulu geçici HST istasyonu kayıtları, Shake2000 yazılımında bu çalışmada oluşturulmuş olan zemin profillerine etki ettirilmiştir. Ana şok ivme değerleri Tıgçılar mahallesi zemin profilinde AFAD veri tabanı kayıtları ile 0.40-0.43 g, PEER veri tabanı kayıtları ise 0.37-0.39g aralığında hesaplanmıştır. Artçı şok kaydı için ise ölçülen 0.068-0.071 g değerlerine karşılık, HST istasyonu zemin profilinde ortalama

0.064-0.07 g olarak hesaplanmıştır. Bu sonuçlara göre, Shake2000 yazılımında gerçek değere yaklaşan bir sonuç elde edildiğini söylemek mümkündür.

Sakarya İli ve çevresinde 33 adet kuvvetli yer hareketi istasyonu seçilmiş ve bu istasyonlardaki ölçülen PGA değerlerine ait ivme-zaman grafikleri, ivme tepki spektrumları ve normalize ivme tepki spektrumları oluşturulmuştur. Bu depremlere ait %5 sönüm oranı için hesaplanan normalize edilmiş ivme tepki spektrumları TDY, 2007’de önerilen tasarım spektrumu ile karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmayı yaparken istasyonların zemin sınıfları NEHRP zemin sınıflandırma sistemine göre ayrılarak, B-C aralığındaki istasyon değerleri Z1-Z2 sınıfı ile, D-E aralığındakiler ise Z3-Z4 ile karşılaştırılmıştır. 1999 Kocaeli Depremi için Z1-Z2 sınıfında 0.10 s - 0.40 s periyot aralığında 2.5 olarak öngörülen zemin büyütme faktörünün mesafeye bağlı olmaksızın ikisi hariç diğerlerinde %11 - %123 aralığında aşıldığı, Z3-Z4 sınıfında ise 0.10 s – 0.88 s periyot aralığında 2.5 olarak öngörülen zemin büyütme faktörünün yalnızca bir istasyonda aşılmadığı görülmüştür. 1999 Düzce Depreminde ise Z1-Z2 sınıfında üç istasyon haricinde 0.10 s - 0.40 s periyot aralığında 2.5 olarak öngörülen zemin büyütme faktörü %2-%110 aralığında aşılmış, Z3-Z4 sınıfında da 2.5 değeri yalnızca bir istasyon kaydında aşılmamıştır. Elde edilmiş olan bu sonuçların da Adapazarı gibi alüvyon zemin üzerindeki yerleşimlerde görülmüş olan hasarın oluşumunu açıklamada kullanılabileceği düşünülmektedir.

Seçilmiş olan 33 adet kuvvetli yer hareketi istasyonlarında yine 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri için 15 adet geleksel ivme azalım ilişkisi yaklaşımları 5 adet NGA08 yaklaşımları ve 4 adet NGA13 yaklaşımları ile hesaplamalar yapılmıştır. Ancak bu yaklaşımlarla bölgede ölçülen PGA değerlerine bir ölçüde yakınlık sağlanmışsa da özellikle Adapazarı gibi alüvyon zeminlerde ölçüm istasyonlarının da azlığı düşünülerek, 1999 Kocaeli Depremi ve sonrası verileri ile bölgeye özel bir ivme azalım ilişkisi geliştirilmiştir. Bu yaklaşımda Boore ve ark.,1997 eşitliği baz alınarak SPSS 20.0 yazılımında doğrusal olmayan regresyon analizi uygulanmış ve BA08 ‘deki koşullarla doğrusal olmayan zemin etkisi yansıtılmıştır. Geliştirilen eşitlik NEHRP sisteminde B-C ve D zeminler olmak üzere iki ayrı zemin sınıfı için oluşturulmuştur.

Bu çalışmada geliştirilmiş olan azalım ilişkisi modeli, depremlerde en büyük ivme değerini tahmin etmede aşağıdaki koşullarda geçerlidir.

$$5.0 \leq M_w \leq 7.0$$

$$0 \leq R_{jb} \leq 200 \text{ km}$$

B, C, D, E zemin sınıfları (NEHRP)

Bölgede ölçülen ivme kayıtları ile karşılaştırıldığında da, ölçülen ve hesaplanan değerlerin yakınlığı görülmüştür.

Tamamlanan tez çalışmasında özellikle Adapazarı gibi alüvyon zemin üzerinde yer alan diğer yerleşim birimlerinde deprem etkisi ile oluşabilecek hasarların öngörülmesine ve dolayısı ile bu hasarların en aza indirilebilmesine ait yapılabilecek çalışmalara önemli bir ışık tutulduğu düşünülmektedir. Ancak araştırmada kullanılan sonlu eleman yazılımı ilerleyen teknoloji ile birlikte sürekli güncellenmekte ve malzeme modelleri deprem etkilerini daha iyi analiz edecek şekilde sayıca çoğaltılmaktadır. Çalışmanın bundan sonrasında sonlu eleman yazılımının malzeme modeli seçenekleri değerlendirilebilir.

Ayrıca, geliştirilmiş olan ivme azalım ilişkisinin de bölgedeki PGA tahminine önemli bir katkı sağlayacağı öngörülmektedir. Ancak, günümüzde hızla ilerleyen bilimsel araştırmalar sayesinde hem yazılımlar sürekli güncellenmekte, hem de dünya genelinde meydana gelen depremlerle ve sayısı artan kuvvetli yer hareketi istasyonları ile veri tabanı genişlemektedir. Bu çalışma, dünya çapında sürekli yenilenen ivme azalım ilişkilerinin dikkate alınması ve farklı regresyon teknikleri kullanılması ile sık periyotlarda güncellenmelidir.

KAYNAKLAR

- Abrahamson, N.A., Silva, W.J. 1997. Empirical response spectral attenuations for shallow crustal earthquakes. *Seismological Research Letters*, 68(1):94-127.
- Abrahamson, N., Silva, W. 2008. Summary of the Abrahamson & Silva NGA ground-motion relations. *Earthquake Spectra*, 24(1):67-97.
- Abrahamson, N., Atkinson, G., Boore, D., Bozorgnia, Y., Campbell, K., Chiou, B., Idriss, I.M., Silva, W., Youngs, R. 2008. Comparisons of the NGA ground-motion relations. *Earthquake Spectra*, 24(1):45–66.
- Abrahamson, N.A., Silva, W.J., Kamai, R. 2013. Update of the AS08 ground-motion prediction equations based on the NGA-West2 data set. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2013/04, Berkeley.
- Akkar, S., Çağnan, Z. 2010. A local ground-motion predictive model for Turkey, and its comparison with other regional and global ground-motion models. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(6): 2978–2995.
- Akkar, S., Sandıkkaya, M.A., Bommer, J.J. 2013. Empirical ground-motion models for point-and extended- source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(1):359-387.
- Al Atik, L. 2009. Calculation of weighted average of 2008 NGA models. http://peer.berkeley.edu/products/nga_project/NGA_Models_Version2.xls
Erişim tarihi: 18/02/2018.
- Al-Karni, A.A. 2001. Shear strength reduction due to excess pore water pressure. Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn, San Diego, California, 1-9.
- Ambraseys, N., Sarma, S. 1969. Liquefaction of soils induced by earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 59(2):651-664.
- Ambraseys, N.N. 1995. The prediction of earthquake peak ground acceleration in Europe. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 24:467-490.
- Ambraseys, N.N., Simpson, K.A., Bommer, J.J. 1996. Prediction of horizontal response spectra in Europe. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(4):371-400.
- Ambraseys, N.N., Douglas, J., Sarma, S.K., Smit, P.M. 2005. Equations for the estimation of strong ground motions from shallow crustal earthquakes using data from Europe and the Middle East: Horizontal peak ground acceleration and spectral acceleration. *Bulletin of Earthquake Engineering* 3(1):1-53.

- Andrews, D.C.A., Martin, G.R. 2000. Criteria for liquefaction of silty soils. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper no:0312.
- Ansal, M.A., Erken, A. 1987. Depremlerde yerel zemin şartlarının önemi. Türkiye İnşaat Mühendisliği 9. Teknik Kongresi, Ankara, 165-182.
- Ansal, M.A., Erken, A. 1987. Liquefaction of silty sand deposits, a parametric study. 13th Regional Seminar on Earthquake Engineering, İstanbul, 2:500-518.
- Ansal, M.A., Erken, A. 1989. Undrained behavior of a clay under cyclic shear stresses. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 115(7):968-983.
- Ansal, M.A., Erken, A., Önalp, A. 1992. Liquefaction in Adapazarı during the 1967 earthquake. Workshop on Seismic Zoning Methodologies for Geotechnical Hazard, Lizbon, Portugal.
- Ansal, M.A., Lav, A., İyisan, R., Erken, A. 1994. Effects of geotechnical factors in March, 13, 1999 Erzincan EQ, performance of ground and soil structure during earthquakes. 13th ISMFE, New Delphi, 49-54.
- Ansal, M.A., Erken, A. 1996. Posttesting correction procedure for membrane compliance effects on pore pressure. Journal of Geotechnical Engineering, 122(1):27-38.
- Asilhan, M., Şahin, M., Turan, E., Kılıç, H. 2000. Adapazarı revizyon imar planına esas jeolojik ve jeoteknik etüt raporu. Adapazarı Büyükşehir Belediyesi Planlama Müdürlüğü.
- Atak, V.O., Aksu, O., Aydan, Ö., Önder, M., Toz, G. 2004. Measurement of ground deformation induced liquefaction and faulting in the 1999 Kocaeli Earthquake area. XXth ISPRS Congress, İstanbul, 648.
- Avrasya Zemin Müh Müş İnş San ve Tic Ltd Şti. 2002. Orta hasarlı binanın (Süreyya Apt) zemin sağlamlaştırma sonuç projesi.
- Aydan, Ö., Hamada, M., Bardet, J.P., Ulusay, R., Kanıbir, A. 2004. Liquefaction induced lateral spreading in the 1999 Kocaeli Earthquake, Turkey: Case study around the Hotel Sapanca. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2921.
- Bakar, V. 2003. 17 Ağustos 1999 Marmara Depreminde ağır hasar gören binaların ortak özellikleri. Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi.
- Baker, J.W., Jayaram, N. 2008. Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models. Earthquake Spectra, 24(1):299-317.
- Bakır, B.S., Sucuoğlu, S., Yılmaz, T. 2002. An overview of local site effects and the associated building damage in Adapazarı during the 17 August 1999 İzmit Earthquake. Bulletin of the Seismological Society of America 92(1):509-526.
- Bakır, B.S., Yılmaz, M.T., Yakut, A., Külkan, P. 2005. Re-examination of damage distribution in Adapazarı: Geotechnical considerations. Engineering Structures, 27:1002-1013.

- Balkaya, M., Kaya, Z., Hatipoğlu, M., Erken, A. 2005. Adapazarı'nda yerel zemin koşullarının yapısal davranışa etkisi üzerine bir vaka analizi. Antalya Yöresinin İnşaat Mühendisliği Sorunları Kongresi, Antalya.
- Barka, A., Akyüz, H.S., Altunel, E., Sunal, G., Çakır, Z., Dikbaş, A., Yerli, B., Aemijo, R., Meyer, B., Chabalier, J.B., Rockwell, T., Dolan, J.R., Hartleb, R., Dawson, T., Christofferson, S., Tucker, A., Fumal, T., Langridge, R., Stenner, H., Lettis, W., Bachhuber, J., Page, W. 2002. The surface rupture and slip distribution of the 17 August 1999 İzmit earthquake (M 7.4), North Anatolian Fault. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(1):43-60.
- Bayındırlık İşleri Genel Teknik Şartnamesi. TC Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- Beaty, M.H., Perlea, V.G. 2011. Several observations on advanced analyses with liquefiable materials. 31st Annual USSD Conference on 21st Century Dam Design-Advances and Adaptations, San Diego, California, 1369-1397.
- Benz, T. 2007. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, D93, Dissertation.
- Bol, E. 2003. Adapazarı zeminlerinin geoteknik özellikleri. Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Doktora Tezi.
- Bol, E., Arel, E., Önalp, A. 2007. Yerel zemin koşullarının deprem hasarına etkisi- Adapazarı örneği. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul
- Bolt, B.A. 1999. Earthquakes. 4.Baskı, W.H. Freeman and Company, USA, 1-421.
- Boore D.M., Joyner B.W., Fumal T.E. 1997. Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from Western North American earthquakes: A summary of recent work. *Seismological Research Letters*, 68(1):128-153.
- Boore D.M., Atkinson, G.M. 2008. Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.02 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, 24(1):99-138.
- Boore D.M., Stewart, J.P., Seyhan, E., Atkinson, G.M. 2013. NGA-West2 equations for predicting response spectral accelerations for shallow crustal earthquakes. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2013/05, Berkeley.
- Borcherdt, R.D. 1979. Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60(1):29-61.
- Boulanger, R.W., Idriss, I.M. 2006. Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11):1413-1426.
- Boulanger, R.W., Idriss, I.M. 2007. Evaluation of cyclic softening in silts and clays. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(6):641-652.
- Bowles, E.J. 1968. Foundation analysis and design. McGraw-Hill, USA, 1-659.

- Bray, J.D., Stewart, J.P., Baturay, M.B., Durgunoğlu, T., Önalp, A., Sancio, R.B., Ural, D., Ansal, A., Bardet, J.B., Barka, A., Boulanger, R., Çetin, O., Erten, D., Frost, D., Idriss, I.M., Karakayılar, T., Kaya, A., O'Rourke, T., Rathje, E., Seed, R.B., Stewart, A., Youd, T.L. 2000. Damage patterns and foundation performance in Adapazarı. *Earthquake Spectra*, 16:163-189.
- Bray, J.D., Sancio, R.B., Durgunoğlu, T., Önalp, A., Youd, T.L., Stewart, J.P., Seed, R.B., Çetin, Ö.K., Bol, E., Baturay, M.B., Christensen, C., Karadayılar, T. 2004. Subsurface characterization at ground failure sites in Adapazarı, Turkey. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(7):673-685.
- Bray, J.D., Sancio, R.B. 2006. Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(9):1165-1177.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Engin, H.K. 2010. Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands. 7th Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Norway.
- Bowles, J.E. 1996. Foundation analysis and design. The McGraw-Hill Companies, Inc., Singapore, 1-1201.
- Budhu, M. 2007. Soil mechanics and foundations. John Wiley & Sons, Inc., USA, 1-668.
- Campbell, K.W. 1997. Empirical near-source attenuation relationships for horizontal and vertical components of peak ground acceleration, peak ground velocity and pseudo-absolute acceleration response spectra. *Seismological Research Letters*, 68(1):154-179.
- Campbell, K.W., Bozorgnia, Y. 2008. NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0,01 to 10 s. *Earthquake Spectra*, 24 (1):139-171.
- Campbell, K.W., Bozorgnia, Y. 2013. NGA-West2 Campbell-Bozorgnia ground motion model for the horizontal components of PGA, PGV, and 5%-damped elastic pseudo-acceleration response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 sec. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2013/06, Berkeley.
- Celep, Z., Kumbasar, N. 2001. Betonarme yapılar. İhlas Matbaa., İstanbul, 1-886.
- Celep, Z., Kumbasar, N. 2004. Deprem mühendisliğine giriş ve depreme dayanıklı yapı tasarımı. Beta Dağıtım, İstanbul, 1-700.
- Chiou, B.S-J., Youngs, R.R. 2008. An NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. *Earthquake Spectra*, 24(1):173-215.
- Chiou, B.S-J., Youngs, R.R. 2013. Update of the Chiou and Youngs NGA ground motion model for average Horizontal component of peak ground motion and response spectra. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2013/07, Berkeley.

- Chu, D.B., Stewart, J.P., Boulanger, R.W., Lin, P.S. 2008. Cyclic softening of low-plasticity clay and its effect on seismic foundation performance. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1341(11):1595-1608.
- Cook, R. D. 1995. Finite element modeling for stress analysis. John Wiley and Sons Inc., USA, 1-320.
- Courant, R., Friedrichs, K., Lewy, H. 1967. On the partial difference equations of mathematical physics. *IBM Journal*, 11: 215–234.
- Cubrinovski, M., Ishihara, K. 2001. Correlation between penetration resistance and relative density of sandy soils. 15th International conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Istanbul , 393-396.
- Çeken, U. 2007. Marmara bölgesinin kuvvetli yer hareketi azalım ilişkisi modeli. Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi.
- Çelebi, M., Toprak, S., Holzer, T., 1999. Strong-motion, site-effects and hazard issues in rebuilding Turkey: in light of the 17 August, 1999 Earthquake and its aftershocks. Invited paper, PROC. ITU Conference on Marmara Earthquake of August, 1999: Scientific Assessments and Recommendations for Rebuilding, Istanbul.
- Çetin, K.Ö., Youd, T.L., Seed, R.B., Bray, J.D., Sancio, R., Lettis, W., Yılmaz, M.T., Durgunoğlu, H.T. 2002. Liquefaction-induced ground deformations at Hotel Sapanca during Kocaeli (İzmit), Turkey Earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22:1083-1092.
- Çetin, K.Ö., Youd, T.L., Seed, R.B., Bray, J.D., Stewart, J.P., Durgunoğlu, H.T., Lettis, W., Yılmaz, M.T. 2004. Liquefaction induced lateral spreading at İzmit Bay during the Kocaeli (İzmit)-Turkey Earthquake. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(12):1300-1313.
- Çinicioğlu, S.F. 2005. Zeminlerde statik ve dinamik yükler altında taşıma gücü anlayışı ve hesabı. Seminer, İMO, İstanbul.
- Das, B.M. 1993. Principles of soil dynamics. PWS-Kent Pub. Co., USA, 1-570.
- Das, B.M. 2004. Principles of foundation engineering. Brooks/Cole-Thomson Learning, USA, 1-585.
- Dashti, S., Bray, J.D., Pestana, J.M., Riemer, R., Wilson, D. 2010. Centrifuge testing to evaluate and mitigate liquefaction-induced building settlement mechanisms. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(7):918-929.
- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, 2007. T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, Deprem Araştırma Dairesi, <http://www.deprem.gov.tr>
- Dikmen, Ü. 2004. Zeminlerde sismik dalga sönümünün kesirsel türev yaklaşımı ile modellenmesi. Ankara Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeofizik Mühendisliği Anabilim Dalı, Doktora Tezi.

- DSİ su sondaj kuyu logu. 1998. DSİ Genel Müdürlüğü Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltı Suları Dairesi Başkanlığı, Merkez Gar, Sakarya.
- Duke, C.M., Leeds, D.J. 1959. Soil conditions and damage in the Mexico Earthquake of July, 28, 1957. Bulletin of the Seismological Society of America, 49(2):179-191.
- EN 1998, Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. European Standard.
- Erken, A., Ansal, M.A. 1998. Liquefaction potential of sandy soils during 1999 Erzincan Earthquake. 11th European Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, 1-7.
- Erken, A., Özay, R., İyisan, R., Güllü, H., Ansal, M.A. 1998. Dinar Depreminde yerel zemin koşullarının etkisi. İ.T.Ü. ARGE Raporu, No:305, İstanbul.
- Erken, A. 1999. The effect of soil condition during Kocaeli Earthquake. <http://geophysics.gg.utk.edu/izmit/liq.htm> Erişim tarihi: 19/06/2009.
- Erken, A., Okan, R., Erdem, A. 2003. 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminde Adapazarı'nda yer alan zeminlerin davranışı. Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul Bildiri no:AT-112.
- Erken, A., Kaya, Z., Ülker, M.B.C. 2004. Liquefaction in Adapazarı during 1999 Kocaeli Earthquake. Congress on Advances in Civil Engineering, İstanbul, 1525-1533.
- Erken, A., Gülerce, Ü., Balkaya, M., Hatipoğlu, M., Dündar, S., Kaya, Z. 2004a. An example for the effects of local soil conditions on structural behavior in Adapazarı. Sixth International Congress on Advances in Civil Engineering, İstanbul, 1514-1524.
- Erken, A., Ülker, B.M.C. 2007. Effect of cyclic loading on monotonic shear strength of fine-grained soils. Engineering Geology, 89:243-257.
- Erken, A., Özay, R., Şener, A., Torabi, M. 2011. The cyclic and post cyclic monotonic strength of clays in earthquake region. 5ICEGE, 5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago, Chile, PSCAE.
- Eser Teknik Sondaj ve Tic A.Ş. 1998. Adapazarı Belediyesi sondaj logları.
- Fahjan, Y.M. 2008. Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) tasarım ivme spektrumuna uygun gerçek deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklenmesi. İMO Teknik Dergi, Yazı 292, 4423-4444.
- FEMA 450, 2004. NEHRP Recommended Provisions (National Earthquake Hazards Reduction Program) for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Building Seismic Safety Council National Institute of Building Sciences, Washington D.C.
- Fırat, S., Arman, H., Kutunis, M. 2009. Assessment of liquefaction susceptibility of Adapazarı city after 17th August, 1999 Marmara Earthquake. Scientific Research and Essay, 4(10):1012-1023.

- Finn, W.D.L., Ledbetter, R.H., Wu, G. 1994. Liquefaction in silty soils: Design and analysis. ASCE Ground Failures Under Seismic Conditions Geotechnical Special Publication 44, New York 51-76, Proceedings of Sessions, ASCE National Convention in Atlanta, Georgia.
- Fukushima Y., Tanaka, T. 1990. A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan. Bulletin of the Seismological Society of America, 80(4):757-783.
- Gatmiri, B., Maghoul, P., Arson, C. 2009. Site-specific spectral response of seismic movement due to geometrical and geotechnical characteristics of sites. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29:51-70.
- Gazetas, G., Kallou, P.V., Psarropoulos, P.N. 2002. Topography and soil effects in the Ms 5.9 Parnitha (Athens) Earthquake: The case of Adames. Natural Hazards, 27:133-169.
- Gazetas, G., Apostolou, M., Anastasopoulos, J. 2003. Seismic uplifting of foundations on soft soil, with examples from Adapazarı. International Conference of the British Geotechnical Association: Foundations-Innovations, Observations, Design&Practice , Scotland.
- Google Earth (Online) <http://earth.google.com> Erişim tarihi:18/02/2018.
- Gratchev, I.B., Sassa, K., Osipov, V.I., Sokolov, V.N. 2006. The liquefaction of clayey soils under cyclic loading. Engineering Geology, 86, 70-84.
- Grazier, V., Kalkan, E. 2007. Ground motion attenuation model for peak horizontal acceleration from shallow crustal earthquake. Earthquake Spectra, 23(3):585-613.
- Grazier, V., Kalkan, E. 2009. Prediction of spectral acceleration response ordinates based on PGA attenuation. Earthquake Spectra, 25(1):39-69.
- Green, R.A., Mitchell, J.K., Polito, C.P. 2000. An energy-based excess pore pressure generation model for cohesionless soils. Proceedings of the John Booker Memorial Symposium, Sydney, Australia, 1-9.
- Green, R.A., Olson, S.M., Cox, B.R., Rix, G.J., Rathje, E., Bachhuber, J., French, J., Lasley, S., Martin, N. 2011. Geotechnical aspects of failures at Port-au-Prince Seaport during the 12 January 2010 Haiti Earthquake. Earthquake Spectra, 27(S1):S43-S65.
- Guo, T., Prakash, S. 1999. Liquefaction of silts and silt-clay mixtures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125(8):706-710.
- Gülkan, P., Kalkan, E. 2002. Attenuation modeling of recent earthquakes in Turkey. Journal of Seismology, 6(3):397-409.
- Gündüz, Z. 2000. Yapının güçlendirilmesi projesine esas zemin etüt raporu. SAÜ Mühendislik Fakültesi, Sayı: DS-2000-279.
- Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., Emoto, K. 1986. Study on liquefaction induced permanent ground displacement. Association for the Development of Earthquake Prediction, Japan.
- <http://ebelediye.adapazari.bel.tr> Erişim tarihi:22/12/2009.

- <http://www.koeri.boun.edu.tr> Erişim tarihi:18/02/2018.
- <http://peer.berkeley.edu> Erişim tarihi:18/02/2018.
- <http://peer.berkeley.edu/news/2013/05/nga-west2-flatfile.gmpes> Er.t.:18/02/2018.
- <http://peer.berkeley.edu/publications/turkey/adapazari/index.html>Er.t.:18/02/2018.
- Hasancebi, N., Ulusay, R. 2007. Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments. *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 66:203-213.
- Idriss, I.M., Boulanger, R.W. 2006. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26:115-130.
- Idriss, I.M. 2008. An NGA empirical model for estimating the horizontal spectral values generated by shallow crustal earthquakes. *Earthquake Spectra*, 24(1):217-242.
- Idriss, I.M. 2013. NGA-West2 Model for Eestimating average horizontal values of pseudo-absolute spectral accelerations generated by crustal earthquakes. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2013/08, Berkeley.
- Imai T., Fumoto, H., Yokota, K. 1975. The relation of mechanical properties of soils to P- and S- wave velocities in Japan. *Proceedings of the Fourth Japan Earthquake Engineering Symposium*, Tokyo.
- Ishii, Y., Tokimatsu, K. 1988. Simplified procedures for the evaluation of settlements of structures during earthquakes. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, 111/95-100.
- Ishihara ,K., Shimuzu, K., Yamada, Y. 1981. Pore water pressures measured in sand deposits during an earthquake. *Soils and Foundations*, 21(4):85-100.
- Ishihara, K. 1985. Stability of natural deposits during earthquakes. *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, 321-376.
- Ishihara ,K., Yoshimine M. 1992. Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, 32(1):173-188.
- Ishihara, K. 1996. *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford University Press Inc., USA, 1-350.
- Ivsic, T.A., 2006. A model for presentation of seismic pore water pressures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26:191-199.
- İyisan, R., Ansal, A. 1990. SPT-N darbe sayıları ile kayma mukavemeti ilişkisi. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Üçüncü Ulusal Kongresi*, İstanbul, 303-314.
- İyisan, R. 1996. Zeminlerde kayma dalgası hızı ile penetrasyon deney sonuçları arasındaki bağıntılar. *TMMOB , İMO, Teknik Dergi*, 7(1): 1187-1199.

- Joyner, W.B., Boore, D.M. 1981. Peak horizontal acceleration and velocity from strong-motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America* 71(6):2011-2038.
- Kalafatçioğlu, A. 1968. 1967 yılı Sakarya depremine ait kısa not. *Maden Tetkik ve Arama Dergisi*, 70:129-137.
- Kalkan, E., Gülkan, P. 2004. Site-dependent spectra derived from ground motion records in Turkey. *Earthquake Spectra*, 20(4):1111-1138.
- Kalkan, E., Gülkan, P., Yılmaz, N., Çelebi, M. 2009. Reassessment of Probabilistic Seismic Hazard in the Marmara Region. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(4): 2127–2146.
- Kammerer, A.M., Seed, R.B., Wu, J., Riemer, M.F., Pestana, J.M. 2004. Pore pressure development in liquefiable soils under bi-directional loading conditions. *Proc. 11th Int. Conf. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, and The 3rd Int. Conf. Earthq. Geotech. Eng., Berkeley*, 2:697-704.
- Kanıbir, A., Ulusay, R., Aydan, Ö. 2006. Assessment of liquefaction and lateral spreading on the shore of Lake Sapanca during the Kocaeli (Turkey) earthquake. *Engineering Geology*, 83:307-331.
- Karahan, N. 2012. Zemin koşullarının üstyapının dinamik davranışına etkileri. Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi.
- Kaya, Z. 2008. Depremler sırasında zeminlerin davranışına bağlı olarak meydana gelen zemin deplasmanlarının belirlenmesi. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi.
- Kayen, R.E., Mitchell, J.K., Seed, R.B., Lodge, A., Nishio, S., Coutinho, R. 1992. Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data. *Proc., 4th Japan-US. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction*, 1:177-204.
- Kim, S., Hwang, J., Ko, H., Kim, M. 2009. Development of dissipation model of excess pore pressure in liquefied sandy ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(4):544-554.
- Kishida, H. 1969. Characteristics of liquefied sands during Mino-Owaei, Tohankai and Fukui earthquakes. *Soils and Foundations*, 9(1):75-92.
- Komazawa, M., Morikawa, H., Nakamura, K., Akamatsu, J., Nishimura, K., Sawada, S., Erken, A., Önalp, A. 2002. Bedrock structure in Adapazarı, Turkey- a possible cause of severe damage by the 1999 Kocaeli earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22:829-836
- Kramer, S.L. 1996. *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, Inc., USA, 1-653.

- Kudo, K., Kanno, T., Okada, H., Özel, O., Erdik, M., Sasatani, T., Higashi, S., Takahashi, M., Yoshida, K. 2002. Site-specific issues for strong ground motions during the Kocaeli, Turkey, earthquake of 17 August 1999, as inferred from array observations of microtremors and aftershocks. *Bulletin of the Seismosignal Society of America*, 92(1):448-465.
- Kutanis, M., Elmas, M., 2005. Yerel zemin şartlarının tasarım yer hareketi üzerinde etkileri. *Deprem Sempozyumu, Kocaeli*, 1208-1210.
- Kutanis, M., Bal., İ.E. 2006. Yerel zemin şartlarının yapı hasar dağılımı üzerinde etkileri. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi, Trabzon*, 99-113.
- Lav, A., Erken, A., İyisan, R., Ansal, A. 1993. Erzincan'da yerel zemin koşulları ve yapısal hasar üzerindeki etkisi. *Türkiye İnşaat Mühendisliği 12. Teknik Kongresi, Ankara*, 25-39.
- Lee, L.K., Albasia, A. 1974. Earthquake induced settlements in saturated sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(4):387-406.
- Lee, Y.C. 2007. Earthquake-induced settlements in saturated sandy soils. *ARP Journal of Engineering and Applied Sciences*, 2(4):6-13.
- Liao, S.S.C., Whitman, R.V. 1986. Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(3):373-377.
- Liu, L., Dobry, R. 1997. Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(6):557-567.
- Mason, of H.B., Bray, J.D., Jones, K.C., Chen, Z.Q., Hutchinson, C.T., Trombetta, W.N., Choy, B.Y., Kutter, B.L., Fiegel, G.L., Montgomery, J., Patel, R.J., Reitherman, R.D., Bolisetti, C., Whittaker, A.S. 2010. Earthquake input motions and seismic site response in a centrifuge test examining SFSI effects. *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor I.M. Idriss, San Diego, California*, 1-11.
- METU, 2011. 23 Ekim 2011 Mw7.2 Van Depremi Sismik ve Yapısal Hasara İlişkin Saha Gözlemleri. *Middle East Tech.Unv., Earthquake Eng.Res.Center, Rapor no: METU/EERC 2011-04, Ankara*.
- Nagasae, H., Ishihara, K. 1988. Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes. *Soils and Foundations*, 28(1):65-76.
- NAVFAC DM: 7-1. 1982. *Soil Mechanics, Naval Facilities Engineering Command. U.S. Department of the Navy, USA*.
- Ohsaki, Y. 1966. Niigata earthquakes, 1964 building damage and soil condition. *Soil and Foundation*, VI(2).
- Ohta, Y., Goto, N. 1978. Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 6:167-187.

- Okur, D.V., Ansal, A. 2007. Stiffness degradation of natural fine grained soils during cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27:843-854.
- Önalp, A., Bol, E., Ural, N. 2006. Siltlerin sıvılaşılabirliği: Adapazarı kriterinin geliştirilmesi. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi, Trabzon*.
- Önalp, A., Özocak, A. 2000. Yapı güçlendirilmesine yönelik geoteknik rapor. SAÜ Mühendislik Fakültesi, Sayı: DS/2000204.
- Özaydın, K. 2007. Zeminlerde sıvılaşma. *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul*, 231-255.
- Özbeç, C., Sarı, A., Manuel, L., Erdik, M., Fahjan, Y., 2004. An empirical attenuation relationship for Northwestern Turkey ground motion using a random effects approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(2):115-125.
- Özçiçek Jeoloji Mühendislik Müşavirlik. 2000. Süreyya Apt.'na ait zemin etüd raporu. *Avrasya Zemin Müh Müş İnş San ve Tic Ltd Şti projesi*.
- Özel, O., Sasatani, T. 2004. A site effect study of the Adapazarı basin, Turkey, from strong-and weak- motion data. *Journal of Seismology*, 8:559-572.
- Paolucci, R., Pecker, A. 1997. Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. *Soils and Foundations*, 37(3):95-105.
- Park, Y-Ho, Kim, S-R, Kim, S-H, Kim, M-Mo. 2000. Liquefaction of embankments on sandy soils and the optimum countermeasure against the liquefaction. *12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand*, Paper no:1170.
- Pecker, A., Prevost, J.H., Dormieux, L. 2001. Analysis of pore pressure generation and dissipation in cohesionless materials during seismic loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(4):441-464.
- PEER-NGA-West2 database. <http://peer.berkeley.edu/ngawest2/databases/>
Erişim tarihi: 18/02/2018.
- Pekcan, O., Çetin, K.Ö., Bakır, B.S. 2004. Cyclic behavior of Adapazarı silt and clay mixtures. *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, U.C. Berkeley*, 676-682.
- Perlea, V.G. 2000. Liquefaction of cohesive soils. *Soil Dynamics and Liquefaction 2000 (GSP 107) Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000, USA*, 58-76.
- Pitilakis, K. Manos, G., Raptakis, D., Anastasiadis, A., Makra, K., Manakou, M. 2009. The EUROSEISTEST experimental test site in Greece. *Geophysical Research Abstracts*, 11: EGU2009-13729-3.
- PLAXIS, Zemin yapısında deformasyon ve stabilite analizleri ile ilgili yazılım. <https://www.plaxis.com/> Erişim tarihi:18/02/2018.

- Polito, C.P., Green, R.A., Lee, J. 2008. Pore pressure generation models for sands and silty soils subjected to cyclic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(10):1490-1500.
- Power, M., Chiou, B., Abrahamson, N., Bozorgnia, Y., Shantz, T., Roblee, C. 2008. An overview of the NGA project. *Earthquake Spectra*, 24(1):3-21.
- Prakash, S., Puri, V.K. 2003. Liquefaction of silts and silt-clay mixtures. *Workshop on Soil Liquefaction*, Hsin-Chu, Taiwan, 1-26.
- Puri, V.K., Prakash, S. 2007. On foundations under seismic loads. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Thessaloniki, Greece, Paperno:1118.
- Rauch, A.F., Martin, J.R. 2000. EPOLLS model for predicting average displacements on lateral spreads. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(4):360-371.
- Ratche, M.E., Bray, D.J. 2001. One and two dimensional seismic analysis of solid waste landfills. *Canadian Geotechnical Journal*, 138:850-862.
- Richards, R. Jr., Elms, D.G., Budhu, M. 1993. Seismic bearing capacity and settlements of foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(4):662-674.
- Sadigh, K., Chang, C-Y., Egan, J.A., Makdisi, F., Youngs, R.R. 1997. Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data. *Seismological Research Letters* 68(1):180-189.
- Saffari, H., Kuwata, Y., Takada, S., Mahdavian, A. 2012. Updated PGA, PGV, and spectral acceleration attenuation relations for Iran. *Earthquake Spectra*, 28(1):257-276.
- SAFE , Betonarme levha ve temel analizleri yazılımı. <https://www.csiamerica.com/> Erişim tarihi:18/02/2018.
- SAP2000, Yapısal analiz yazılımı. <https://www.csiamerica.com/> Erişim tarihi:18/02/2018.
- Sakarya Elektrik Dağıtım Anonim Şirketi, SEDAŞ
- Sancio, R.B., Bray, J.D., Stewart, J.P., Youd, T.L., Durgunoğlu, H.T., Önalp, A., Seed, R.B., Christensen, C., Baturay, M.B., Karadayılar, T. 2002. Correlation between ground failure and soil conditions in Adapazarı, Turkey. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22:1093-1102.
- Sancio, R.B., Bray, J.D., Riemer, R.F. 2003. An assessment of the liquefaction susceptibility of Adapazarı silt. *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Christchurch, New Zealand.
- Sancio, R.B., Bray, J.D., Durgunoğlu, T., Önalp, A. 2004. Performance of buildings over liquefiable ground in Adapazarı, Turkey. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper no:935.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B. 1972. SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. . *Earthquake Engineering Research Center*, Report no: EERC 72-12, Berkeley, California.

- Scassera, G., Stewart, J., Bazzuro, P., Lanzo, G., Mollaioli, F. 2009. A comparison of NGA ground-motion prediction equations to Italian data. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(5):2961-2008.
- Seed, B., Lee, K.L. 1966. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of Soil Mechanics&Foundations Div.*, 92(SM6).
- Seed, H.B., Idriss, I.M. 1969. Influence of local soil conditions on building damage potential during earthquakes. Earthquake Engineering Research Center, Report no: EERC 69-15, Berkeley, California.
- Seed, H.B., Idriss, I.M. 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Earthquake Engineering Research Center: Report no :EERC 70-10, Berkeley, California.
- Seed, H.B., Idriss, I.M. 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, 97(SM9):1249-1273.
- Seed, H.B., Martin, P.P., Lysmer, J. 1975a. The generation and dissipation pore water pressures during soil liquefaction. Earthquake Engineering Research Center, Report no: EERC 75-26, Berkeley, California.
- Seed, H.B., Arango, I., Chan, C.K. 1975b. Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes. Earthquake Engineering Research Center, Report no: EERC 75-28, Berkeley, California.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., Arango, I. 1983. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3):458-482.
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., Chung, R.M. 1985. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 111(12):1425-1446.
- Seed, H.B., Romo, M.P., Sun, J., Jaime, A., Lysmer, J. 1987. Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of Sept. 19, 1985. Earthquake Engineering Research Center, Report no: UCB/EERC 87-15, Berkeley, California.
- Seed, R.B., Dickenson, S.E., Mok, C.M. 1992. Recent lessons regarding seismic response analyses of soft and deep clay sites. *Proceedings From the Fourth Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), Report no: 1,92-0019:131-145.
- Seed, R.B., Riemer, M.F., Çetin, K.O., Sancio, R.B., Moss, R.S., Bray, J.D., Kammerer, A.M., Kayen, R.E., Wu, J., Faris, A., Pestana, J.M. 2003. Recent advances in soil liquefaction: A unified and consistent framework. Earthquake Engineering Research Center, Report no: EERC 2003-06, Berkeley, California.
- SeismoSoft-SeismoSignal, Deprem mühendisliği yazılımları. <http://www.Seismosoft.com/downloads> Erişim tarihi:18/02/2018.
- Selçuk, M.E., Kılıç, H., Özyayın, K. 2007. Kalın zemin çökellerinde eşdeğer-lineer ve non-lineer analiz sonuçlarının karşılaştırılması. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, 187-198.

- Sezen, A., Erken, A., Taşkın, B., Sargın, S., Nomaler, G., Yıldırım, H., Olgun, G.C. 2012. 23 Ekim 2011 Mw7.1 Van Depremi ve geoteknik bulgular. Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Ondördüncü Ulusal Kongresi, Isparta.
- Shahir, H., Pak, A. 2010. Estimating liquefaction-induced settlement of shallow foundations by numerical approach. *Computers and Geotechnics*, 37:267-279.
- SHAKE2000, Geoteknik deprem mühendisliği yazılımları. <http://www.geomotions.com/> Erişim tarihi:18/02/2018.
- Shamoto, Y., Zhang, J., Tokimatsu, K. 1998. New charts for predicting large residual post-liquefaction ground deformation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17:427-438.
- Silver, M.L., Seed, H.B. 1969. The behavior of sands under seismic loading conditions. Earthquake Engineering Research Center, Report no: EERC 69-16, Berkeley, California.
- Silver, M.L., Seed, H.B. 1971. Volume changes in sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 97(9):1171-1182.
- Sivrikaya, O., Toğrol, E. 2007. Türkiye’de SPT-N Değeri ile İnce Daneli Zeminlerin Drenajsız Kayma Mukavemeti arasındaki İlişkiler. *İMO Teknik Dergi*, 4229 -4246.
- Sowers, G.F. 1979. Introductory soil mechanics : Geotechnical engineering. Macmillan, USA. 1-621.
- Spudich, P., Fletcher, J.B., Hellweg, M., Boatwright, J., Sullivan, C., Joyner, W.B., Hanks, T.C., Boore, D.M., McGarr, A., Baker, L.M., Lind, A.G. 1997. SEA96-A new predictive relation for earthquake ground motions in extensional tectonic regimes. *Seismological Research Letters*, 68(1):190-198.
- SPSS Statistics for Windows, Version 20.0 Chicago:SPSS Inc. <https://www.ibm.com/us-en/> Erişim tarihi:18/02/2018.
- Star, L.M., Stewart, J.P., Graves, R.W. 2011. Comparison of ground motions from hybrid simulations to NGA prediction equations. *Earthquake Spectra*, 27(2):331-350.
- Steidl, J.H. 2007. Instrumented geotechnical sites: current and future trends. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, paper no: W1-1009.
- Stewart, J.P., Lanzo, G., Pagliaroli, A., Scasserra, G., Di Capua, G., Peppoloni, S., Darragh, R., Gregor, N. 2012. Ground motion recordings from the Mw 6.3 2009 L’Aquila Earthquake in Italy and their engineering implications. *Earthquake Spektra*, 28(1):317-345.
- Şener, A., Özmen, M., Kaya, Z., Erken, A. 2007. Zeminlerin dinamik üç eksenli ve burulmalı deney sistemlerindeki davranışı. 2. Geoteknik Sempozyumu, Adana, 359-371.
- Taiebat, M., Shahir, H., Pak, A. 2007. Study of pore pressure variation during liquefaction using two constitutive models for sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27:60-72.

- Taş, E.A. 2001. Teknik rapor (Bayraktar Apt bina güçlendirme raporu eki).
- Tatsuoka, F., Sasaki, T., Yamada, S. 1984. Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear. Proc. 8th World Conf. Earthquake Engineering, San Francisco, California, 95-102.
- Taylan, Z.N., Uysal, H., Lav, M.A., Erken, A. 2007. Sıvılaşma ve taşıma gücü kaybı sonucu oluşan oturmaları kapsayan vaka analizi. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, 471-481.
- TC Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Afet İşleri Genel Müdürlüğü, 1999. Hasar tesbit raporu.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. 1967. Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons Inc., New York, 1-752.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G. 1996. Soil mechanics in engineering practice., John Wiley & Sons, Inc., USA, 1-549.
- Tokida, K., Matsumoto, H., Azuma, T., Towhata, I. 1993. Simplified procedure to estimate lateral ground flow by soil liquefaction. Transactions on the Built Environment, 3:381-396.
- Tokimatsu, K., Seed, H.B. 1987. Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 113(8):861-878.
- TÜRK STANDARDLARI, TS498. 1997. Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesap değerleri. <https://www.tse.org.tr> Erişim tarihi:18/02/2018.
- TÜRK STANDARLARI, TS500. 2000. Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları. <https://www.tse.org.tr> Erişim tarihi:18/02/2018.
- TÜRK STANDARDLARI, TS ISO 9194. 1997. Yapıların projelendirilme esasları. <https://exceluygulamaları.files.wordpress.com/2016/04/ts-iso-9194-yukler.pdf> Erişim tarihi:18/02/2018.
- Türkiye kuvvetli yer hareketi veri tabanı (AFAD) http://kyhdata.deprem.gov.tr/2K/kyhdata_v4.php Erişim tarihi: 18/02/2018.
- Ueng, T.S., Wu, M.C., Lin, C.Y., Yu, R.Y. 2000. Pore water pressure changes in sands under earthquake loading. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper no:1285.
- Ulusay, R., Tuncay, E., Sönmez, H., Gökçeoğlu, C. 2004. An attenuation relationship based on Turkish strong motion data and iso-acceleration map of Turkey. Engineering Geology, 74(3-4):265-291.
- Unutmaz, B., Çetin, K.Ö. 2007. Sismik zemin sıvılaşmasında zemin-yapı-deprem etkileşimi. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul.
- Unutmaz, B., Çetin, K.Ö. 2008. Assessment of structure-induced liquefaction triggering. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, GSP 181, 1-10.

- Ural, N., Gündüz, Z. 2007. Zeminlerde sıvılaşma ve taşıma gücü kayıpları. International Earthquake Symposium, Kocaeli, 506-509.
- Üçler Jeoloji Mühendislik. 2000. Mavi Tuna Apt zemin etüd raporu.
- Velesztos, A.S., Meek, J.W. 1974. Dynamic behavior of building-foundation systems. *Earthquake Eng. and Structural Dynamics*, 3:121-138.
- Wang, W. 1979. Some findings in soil liquefaction. Report Water Conservancy and Hydro-Electric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 1-17.
- Wang, W. 1981. Foundation problems in aseismatic design of hydraulic structures. In *Proceedings of the Joint US-PRC Microzonation Workshop*, Harbin, PRC, 11-16.
- Wang, W. 1984. Earthquake damages to earth dams and levees in relation to soil liquefaction. *Proc. Int. Conf. On Case Histories in Geotechnical Engineering*, Missoouri-Rolla, MO, 512-522.
- Wang, D., Xie, L., Abrahamson, N.A., Li, S. 2010. Comparison of strong ground motion from the Wenchuan, Chinai Earthquake of 12 May 2008 with the next generation attenuation (NGA) ground-motion models. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(5B):2381-2395.
- Wong, H.L. 1975. Dynamic soil-structure interaction. California Institute of Technology, Doktora Tezi.
- Yoshida, N., Tokimatsu, K., Yasuda, S., Kokusho, T., Okimura, T. 2001. Geotechnical aspects of damage in Adapazari city during 1999 Kocaeli, Turkey earthquake. *Soils and Foundations*, 41(4):25-45.
- Yoshimi, Y. 1967. An experimental study of liquefaction of saturated sands. *Soils and Foundation*, 7(2):20-32.
- Yoshimi, Y., Kuwabara, F. 1973. Effect of subsurface liquefaction on the strength of surface soils. *Soils and Foundations*, 13(2):67-81.
- Yoshimi, Y., Kuwabara, F., Tokimatsu, K. 1975. One-dimensional volume change characteristics of sands under very low confining stresses. *Soils and Foundations*, 15(3):51-60.
- Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. 1977. Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes. *Soils and Foundations*, 17(1):23-38.
- Youd, T.L., Perkins, D.M. 1987. Mapping of liquefaction severity index. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(11):1374-1392.
- Youd, T.L., Idriss, I.M. 2001. Liquefaction resistanceof soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Enginnering*, 127(4):297-313.
- Youd, T.L., Hansen, C.M., Bartlett, S.F. 2002. Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(12):1007-1017.

- Youd, T.L., Steidl, J.H., Nigbor, R.L. 2004. Ground motion, pore water pressure and SFSI monitoring at NEES permanently instrumented field sites. Proceedings, 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering; Berkeley, California.
- Youd, T.L., Steidl, J.H., Nigbor, R.L. 2004. Lessons learned and need for instrumented liquefaction sites. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24:639-646.
- Youd, L., Carter, B.L. 2005. Influence of soil softening and liquefaction on spectral acceleration. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(7): 811-825.
- Youd, T.L., Deden, D.W., Bray, J.D., Sancio, R., Çetin, K.O., Gerber, T.M. 2009. Zero-displacement lateral spreads, 1999 Kocaeli Turkey, earthquake. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(1):46-61.
- Zhang, Z., Cho, C., Pan, Q., Lu, X. 2009. Experimental investigation on excess pore water pressure in soft soil-foundations under minor shocks. *International Journal of Engineering and Applied Sciences*, 5(4):259-263.
- Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler, B.A., Shiomi, T. 1999. *Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering*. John Wiley & Sons Ltd, England, 1-388

ÖZGEÇMİŞ

Gülçin Şengül Nomaler, 09.09.1956'da Adapazarı'nda doğdu. İlk, orta, lise ve üniversite eğitimini Adapazarı'nda tamamladı. 1976 yılında Sakarya Devlet Mühendislik ve Mimarlık Akademisinden mezun oldu. 2004 yılında Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Bilim Dalında başlamış olduğu yüksek lisans eğitimini 2006 yılında tamamladı. 1977-1995 yılları arasında Ağrı, Tekirdağ ve Sakarya İleri Bayındırlık ve İskan Müdürlüklerinde, 1995-2016 yılları arasında ise Sakarya Üniversitesi Yapı İşleri Teknik Daire Başkanlığında kontrol mühendisi olarak çalıştı.