

**T.C.  
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**YÜZEYSEL TEMELLİ 4-6 KATLI BİNALARIN  
DEPREM SIRASINDAKİ DAVRANIŞLARININ  
PARAMETRİK İNCELENMESİ**

**DOKTORA TEZİ**

**İnşaat Yüksek Mühendisi A. Bengü SÜNBÜL**

**Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Zeki GÜNDÜZ**

**Haziran 2010**

T.C.  
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

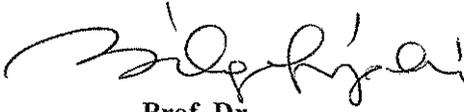
**YÜZEYSEL TEMELLİ 4-6 KATLI BİNALARIN  
DEPREM SIRASINDAKİ DAVRANIŞLARININ  
PARAMETRİK İNCELENMESİ**

**DOKTORA TEZİ**

**İnşaat Yüksek Mühendisi A. Bengü SÜNBÜL**

**Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ**

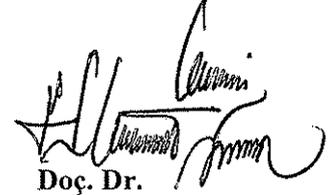
Bu tez 29 / 06 /2010 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Oybirliği ile kabul edilmiştir.



**Prof. Dr.  
Bilge SİYAHİ  
Jüri Başkanı**



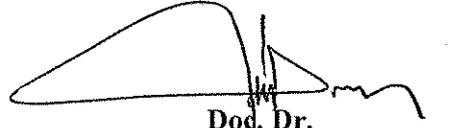
**Prof. Dr.  
Zeki GÜNDÜZ  
Üye**



**Doç. Dr.  
Erkan ÇELEBİ  
Üye**



**Doç. Dr.  
Murat UTKUCU  
Üye**



**Doç. Dr.  
Sami ARSOY  
Üye**

**Babama.....**

## TEŞEKKÜR

Bu çalışmada; 1999 Marmara depremi ardından Adapazarı şehir merkezinde seçilen bir bölge için, bölgede yer alan yüzeysel temelli 4-6 katlı ve depremde farklı derecelerde hasar görmüş yapıların deprem sırasındaki davranışlarında etkili olan parametreler belirlenmeye çalışılmıştır.

Doktora eğitimim sırasında kendisinden her türlü desteği gördüğüm ve bilgi ve birikiminden yaralandığım danışman hocam, Prof. Dr. Zeki GÜNDÜZ 'e teşekkür ederim.

Doktora süresince çalışmalarına destek veren sadece bu alanda değil hayatımın her aşamasında tecrübelerinden yararlanacağım ve bundan sonraki akademik yaşantımda kendisini her şekilde örnek alacağım hocam, Prof. Dr. Bilge SİYAHİ 'e teşekkür ederim.

Doktora tez çalışmalarımın farklı aşamalarında bilgi birikimleri ve deneyimlerinden yaralandığım hocalarım Doç Dr. Erkan Çelebi ve Doç Dr. Murat Utkucu'ya değerli yardımları için teşekkür ederim. Çalışmalarım süresince kullandığım bilgisayar programı ve diğer teknik desteğe ihtiyacım olduğunda bana zaman ayıran Müge İnanır ve Sinem Soytürk'e değerli yardımları için teşekkür ederim. Çalışmalarından yararlandığım Taner Nurtekin'e ve burada adını yazamadığım araştırmalarıyla çalışmalarına katkısı olan herkese çok teşekkür ederim.

Hayatım boyunca yardımı ve desteğini esirgemeyeceğinden emin olduğum ailem; benimle gurur duyduğunu her zaman hissettiren Annem, tez aşamamda beni sürekli cesaretlendiren Çevre Mühendisi kardeşim Begüm SÜN BÜ L ve Jeofizik Yük. Müh. kardeşim Fatih SÜN BÜ L'e; her zaman benimle oldukları için sonsuz teşekkürlerimi sunuyorum.

## İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR.....	iii
İÇİNDEKİLER.....	iv
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ.....	vii
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	ix
TABLolar LİSTESİ.....	xvi
ÖZET.....	xviii
SUMMARY.....	xix
BÖLÜM 1.	
GİRİŞ.....	1
1.1. Tezin Amacı.....	4
1.2. Tezin Kapsamı ve Çalışma Yöntemi.....	5
BÖLÜM 2.	
ADAPAZARI ZEMİNLERİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ VE BÖLGENİN DEPREMSELLİĞİ.....	7
2.1. Adapazarı Coğrafi Konumu Ve Genel Özellikleri.....	7
2.2. Adapazarı Zeminlerinin Genel Özellikleri.....	8
2.3. Adapazarı Depremselliği Ve Bölgesel Faylar.....	18
2.4. 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi Sonuçları.....	21
BÖLÜM 3.	
ZEMİN VE YAPILARIN DİNAMİK DURUMDA DAVRANIŞI KONUSUNDA YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR .....	27

## BÖLÜM 4.

ZEMİNLERİN DEPREM ETKİSİNDE DAVRANIŞI.....	40
4.1. Zeminlerin Deprem etkisinde (dinamik durumda) Davranışı.....	41
4.2. Deprem Etkisinde Oluşan Zemin Sıvılaşması.....	45
4.2.1. Sıvılaşma potansiyelini belirleyen yöntemler.....	48
4.2.2. Sıvılaşma potansiyelinin araştırılması.....	49
4.2.2.1. SPT verilerini esas alan Seed ve Idriss' in basitleştirilmiş yöntemi.....	53
4.3. Deprem Etkisinde Oluşan Zemin oturması.....	59
4.3.1. Yapıların oturma sırasındaki hareketleri.....	60
4.3.2. Oturmaların belirlenmesi için geliştirilen yöntemler.....	61
4.3.2.1. Tokimatsu ve Seed (1987).....	61
4.3.2.2. Ishihara ve Yoshimine (1982).....	62
4.3.2.3. SHAKE2000 programı.....	65
4.4. Adapazarı Mahalle Bazlı Zemin Sıvılaşması ve Oturma Analizleri.....	69
4.4.1. 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi Etkisinde Adapazarı Zeminlerinde Oluşan Oturmalar.....	70
4.5. A2 Ağır Hasarlı Yapı Parseli İçin Zemin Sıvılaşma Analizi ve Sıvılaşmaya Bağlı Zemin Deformasyonlarının Belirlenmesi.....	78

## BÖLÜM 5.

SAYISAL MODELLEME.....	85
5.1. Giriş.....	85
5.2. Sonlu Elemanlar Çözümüne Genel Yaklaşım.....	87
5.3. Sonlu Eleman Formülasyonu.....	88
5.4. Diferansiyel Plastisite Modeli Belirli İntegralı.....	91
5.5. Global İterasyon Yöntemi.....	93
5.6. Sonlu Eleman Analizinde Kullanılan Elamanın Tipi Ve Gerilme Noktaları.....	94
5.7. Analizde Kullanılan Sonlu Elemanlara Dayalı PLAXIS Programı	99
5.8. PLAXİS Program Deformasyon Teorisi.....	101
5.9. Gerilme Şekil Değiştirme Bileşenlerinin Belirlenmesi.....	106

5.10 Malzeme Modelleri .....	111
5.10.1. Mohr Coulomb modeli.....	111
5.10.2. Soft soil modeli .....	114
5.10.3. Hardening soil modeli.....	116
5.11. Plaxis Dinamik Modül.....	117
BÖLÜM 6.	
GEOTEKNİK MODEL VE PARAMETRELERİ.....	120
6.1. Giriş.....	120
6.2. Sonlu Eleman Model Özellikleri.....	122
6.3. Nümerik Analizlerde Kullanılan Dinamik Modül Girdileri .....	128
6.3.1. Upland Depremi.....	129
6.3.2. Loma Prieta Depremi.....	129
6.4. Nümerik Analiz Aşaması ve Hesap Adımları ve Alınan Sonuçlar	130
6.5. Analizlerden Elde Edilen Sonuçlar.....	138
BÖLÜM 7.	
NUMERİK ÇÖZÜMLER VE DİNAMİK ANALİZ SONUÇLARI.....	141
(i). Yapının Dinamik Davranışına Temel Derinliği Etkisi.....	142
(ii). Yapının Dinamik Davranışına YASS Etkisi.....	148
(iii).Yapının Dinamik Davranışına Deprem Yönü Etkisi .....	151
(iv).Yapının Dinamik Davranışına Yapı Kat Yüksekliği Etkisi.....	153
- Deprem binanın kısa doğrultusu yönünde etkimesi.....	153
- Deprem binanın uzun doğrultusu yönünde etkimesi.....	156
BÖLÜM 8.	
SONUÇLAR ve ÖNERİLER.....	160
KAYNAKLAR.....	165
EKLER.....	183
ÖZGEÇMİŞ.....	187

## SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

D	: Tabaka derinliği
$G_{\max}$	: Başlangıç veya maksimum kayma modülü
$G/G_{\max}$	: Kayma modülü oranı
$E, E_s$	: Elastisite (Young) modülü
$\nu$	: Poisson oranı
$\sigma_v$	: Toplam düşey gerilme
$\sigma_{vo}'$	: Efektif düşey gerilme
H	: Tabaka yüksekliği
$I_p$	: Plastisite indisi
$K_0$	: Sükûnetteki yanal zemin basınç katsayısı
S(T)	: Spektrum katsayısı
$V_s$	: Kayma dalga hızı
$\rho$	: Birim ağırlık
$u_w$	: Boşluk suyu basıncı
$w_L$	: Likit limit
$w_P$	: Plastik limit
$N_c$	: Sıvılaşma için gerekli çevrim sayısı
$w_o$	: Başlangıç su muhtevası
$e_o$	: Başlangıç boşluk oranı
SPT-N	: Standart penetrasyon deneyi darbe sayısı
$(N_1)_{60}$	: Teorik serbest düşme, tokmak enerjisinin % 60'ına göre düzeltilmiş vuruş sayısı
$N_{160cs}$	: Temiz kum eşdeğeri SPT vuruş sayısı
FSL	: Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı
YASS	: Yeraltı Su Seviyesi
$C_N$	: Jeolojik yük düzeltme faktörü

$C_E$	: Enerji düzeltme faktörü
$C_R$	: Tij uzunluğu düzeltme faktörü
$C_B$	: Sondaj çapı düzeltme faktörü
$C_S$	: Numune alıcı içindeki kılıf düzeltme faktörü
$D_r$	: Sıkışma indisi
$E_m$	: Gerçek şahmerdan enerjisi
$E_{ff}$	: Şahmerdanın teorik serbest düşüş enerjisi
$a_{maks}$	: Deprem tarafından zemin yüzeyinde oluşturulan en büyük ivme
$CRR$	: Çevrimsel yük mukavemeti
$CSR$	: Normalize edilmiş çevrimsel gerilme oranı
$M_w$	: Moment manyitüdü
$\phi$	: Kayma mukavemeti açısı
$r_d$	: Efektif gerilmeye göre derinlik düzeltmesi
$\Delta_u$	: Boşluk suyu basıncı artışı
$\tau_{maks}$	: Maksimum kayma gerilmesi
$\tau_{ort}$	: Ortalama kayma gerilmesi
$w_n$	: su muhtevası
$g$	: Yerçekimi ivmesi
$\gamma_d$	: Doygun birim hacim ağırlık
$\gamma_d$	: Doygun birim hacim ağırlık
$U_x$	: Maksimum yatay yer değiştirme
$a_x$	: Maksimum yatay ivme

## ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1.	Adapazarı için yer bulduru haritası.....	8
Şekil 2.2.	Adapazarı Merkez 1/100 000 ölçekli jeoloji haritası (MTA, 1998).....	12
Şekil 2.3.	Adapazarı' nın KD' dan GB' ya doğru morfolojik görünümü (Bol E, 2003).....	13
Şekil 2.4.	“Yeniğün mah. 200metrelik derin sondaj sınıflama sonuçları (Bol E, 2003).....	14
Şekil 2.5.	Adapazarı baseninde gravite ölçümleri ile bulunan temel kaya derinlik dağılımı ve bu dağılımdan belirlenen doğrultularda alınan derinlik kesitleri (Komazawa et.al., 2002).....	16
Şekil 2.6.	CPT deneyleri sonucuna dayalı 4 zemin profili (Sancio ve diğ. (2002),.....	17
Şekil 2.7.	Adapazarı ve çevresinin neo-tektonik haritası (Koçyiğit ve diğ., 1999).....	19
Şekil 2.8.	Marmara Denizi çevresinde KAF'a ait fay ve depremler (İTÜ,1999).....	20
Şekil 2.9.	Kuzey Anadolu Fayında 20. Yüzyılda meydana gelen büyük depremler (İTÜ,1999).....	20
Şekil 2.10.	Son 10 yılda yapılan GPS ölçümlerine göre Marmara Denizi çevresinde hareket hızları gösterilmektedir (İTÜ,1999).....	21
Şekil 2.11.	KAF üzerinde 1939-1967 deprem göçü (alt resim), bu depremler sırasında meydana gelen yüzey yer değiştirmeleri ve bu depremlerin modellenmesi sonucunda stresin arttığı alanlar. İzmit körfezinde artan stresin, meydana gelen depremlerle aynı alanda olduğu gözükmemektedir. (USGS,2000).....	22
Şekil 2.12.	Hasar nedenleri (Önalp vd., 2001).....	26

Şekil 3.1.	Şekil değiştirme seviyesine bağlı zemin davranışı modellemesi (Ishihara, 1996).....	28
Şekil 3.2.	Farklı şekil değiştirme genliklerindeki histeritik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ve maksimum dinamik kayma modülü ve sönüm oranı.....	29
Şekil 3.3.	Deneysel modelin sonlu elemanlar geometrisi ve enstrümantasyonu, Badia (2003).....	32
Şekil 3.4.	Tokimatsu-Seed (1987)ve Ishihara-Yoshimine(1992) yaklaşımlarının, derinlik ve oturma açısından karşılaştırılması	38
Şekil 4.1.	Çevrimsel yükleme parametrelerinin çevrimsel birim-şekil değiştirme ile değişimleri, Dobry ve diğ., (1991).....	42
Şekil 4.2.	Yapıların Deprem Kuvveti Altında Davranışları ( Unutmaz, 2008).....	43
Şekil 4.3.	Sıvılaşmanın Değerlendirilmesi için Önerilen Akış Diyagramı (Robertson ve diğ., 1994).....	50
Şekil 4.4.	SPT değerine bağlı olarak zeminlerin sıvılaşmasını değerlendirmek için oluşturulan akış diyagramı (Rauch,1997	55
Şekil 4.5.	Seed ve Idriss(1971) tarafından geliştirilen rd - derinlikle değişimi (Youd ve diğ., 2001a-c).....	57
Şekil 4.6.	M=7.5 için temiz siltli-kum için düzeltilmiş SPT-N değerlerine göre sıvılaşmaya sebep olan gerilme oranları. (Seed ve De Alba , 1986).....	58
Şekil 4.7.	Sıvılaşma Kökenli Oturmalar için Hacimsel Birim Deformasyon (DH/H%) Belirlemesi için Tokimatsu ve Seed (1984) Yaklaşımı.....	62
Şekil 4.8.	Sıvılaşma Kökenli Oturmalar için Hacimsel Birim Deformasyon (DH/H%) GK Belirlemesi (Ishihara ve Yoshimine (1992).....	64
Şekil 4.9.	Kuru kumlar için SPT N değeri (N160) ve ivmeye bağlı $\Delta H/H$ oranının değişimi (Krinitzky ve diğ. (1993).....	64
Şekil 4.10.	Farklı GF için temiz kum eşdeğeri normalize edilmiş CPT uç direnci ( $qc1N$ )cs ve sıvılaşma sonrası hacimsel deformasyon ( $\sigma_v$ ) Zhang ve diğ. (2002.....	65

Şekil 4.11.	17 Ağustos 1999 Marmara Depreminde (Mw=7.4) Adapazarı Bölgesindeki ivme, hız, yer değiştirme – zaman grafikleri.....	66
Şekil 4.12.	Temiz kumun sıvılaşma sonrası hacimsel birim deformasyonunu, sıvılaşmaya karşı emniyet katsayısının veya maksimum kayma birim deformasyonunun fonksiyonu olarak hesaplama diyagramı .....	68
Şekil 4.13.	Marmara Depremi Sonrasında Adapazarı'nda Beliren Sıvılaşma Bölgelerinin Seed ve De Alba Yöntemine Göre Gösterimi ( Arman ve Fırat, 2002).....	69
Şekil 4.14.	Sakarya İli Adapazarı merkez mahalleleri yerleşim haritası ....	71
Şekil 4.15.	İnceleme alanı Karaosman mah. Gül sokak ve tüm mahalle için sondaj yerleri yerleşim haritası.....	71
Şekil 4.16:	<b>SK1.</b> Sondajı genel profili ve birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı.....	72
Şekil 4.17.	<b>SK1.</b> Sondajı genel profili düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL(GS) ve oturma miktarı	72
Şekil 4.18.	<b>SK2.</b> Sondajı genel profili ve birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı.....	73
Şekil 4.19.	<b>SK2.</b> Sondajı genel profili düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL(GS) ve oturma miktarı.....	73
Şekil 4.20.	<b>SK3.</b> Sondajı genel profili ve birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı.....	74
Şekil 4.21.	<b>SK3.</b> Sondajı genel profili düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL(GS) ve oturma miktarı.....	74
Şekil 4.22.	<b>SK4.</b> Sondajı genel profili ve birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı.....	75
Şekil 4.23.	<b>SK4.</b> Sondajı genel profili düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL(GS) ve oturma miktarı.....	75
Şekil 4.24.	<b>SK5.</b> Sondajı genel profili ve birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı.....	76
Şekil 4.25.	<b>SK5.</b> Sondajı genel profili düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL(GS) ve oturma miktarı.....	76

Şekil 4.26.	Profili verilen sondaj genel profil, birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı.....	77
Şekil 4.27.	Üstte profili verilen sondaj genel profil, düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL (GS)ve oturma miktarı.....	78
Şekil 4.28.	Karaosman Mahallesi incelenen yapı grubu yerleşim konumu ve sondaj yerleşim planı.....	79
Şekil 4.29.	Çalışma kapsamında Karaosman mahallesinde incelenen yapı grubu A1,A2,A3 ve A4 binası ve kullanılan sonlu elemanlara dayalı program için genelleştirilmiş sonlu eleman ağı.....	79
Şekil 4.30.	İnceleme alanında yer alan Ağır hasarlı A2 binası için zemin etüdünden alınan sondaj logu, ve buna bağlı hesaplanan SPT verileri ( $N_{30}$ ve düzeltilmiş $N_{60}$ ) ve sıvılaşma analizinden elde edilen güvenlik sayısının (GF) nin derinlikle değişimi.....	80
Şekil 4.31.	İncelenen A2 binası (dükkan+4 katlı) $M_w:7.1$ büyüklüğünde $a_{max}:0.4$ deprem etkisiyle meydana gelen düşey yer değiştirmesi (oturma) .....	83
Şekil 5.1.	Nümerik analiz yöntemleri (Desai ve Abel, 1972).....	86
Şekil 5.2.	Sonlu elemanlar yönteminde eleman tipleri .....	95
Şekil 5.3.	Sonlu elemanlar yönteminde elemanların yer değiştirme fonksiyonları.....	95
Şekil 5.4.	Plaxis'de kullanılan elemanlar, düğüm noktaları ve gerilme noktaları.....	98
Şekil 5.5.	Sonlu elemanlar yönteminde seçilen geometrinin düzlem şekil değiştirmesi.....	98
Şekil 5.6.	Geoteknik uygulamalarda karşılaşılabilecek dairesel kesitli yapı elemanları .....	99
Şekil 5.7.	Standart drenajlı üç eksenli deneyden $E_0$ ve $E_{50}$ 'nin tanımlanması.....	111
Şekil 5.8.	Gerçek zemin davranışı ve plaxis de modellenmesi.....	112
Şekil 5.9.	Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ( $c'=0$ ).....	114
Şekil 5.10.	Asal gerilme uzayında akma konturları (Plaxis Manual V8, 2005).....	116

Şekil 6.1.	Çalışmada inceleme konusu edilen A1,A2,A3 ve A4 binalarının deprem sonrası durumlarını gösteren fotoğraf, Plaxis 2D modul 8.6 kullanılarak yapılan analizlerde fotoğraftaki binalar ve zemin için kullanılan sonlu eleman ağı yapı grubu için A,B,C ve D noktaları maksimum yer değiştirme ve ivmelerin hesaplandığı noktalar.....	121
Şekil 6.2 .	İnceleme alanı yapı grubu için verilmiş nümerik model, sınır koşulları ve depremin etkime yeri.....	123
Şekil 6.3 .	Sonlu eleman ağı yapı grubu için beraber çözüm; Sonlu eleman ağı tek bina A2 için çözüm.....	124
Şekil 6.4.	İncelenecek A2 binası plan ve çerçeve sistemi.....	124
Şekil 6.5 .	28.02.1990 $M_w$ :5.4UPLAND Depremi gözlenmiş ivme zaman grafiği.....	129
Şekil 6.6 .	18.10.1989 $M_w$ :7.1, LOMA PRIETA Depremi gözlenmiş ivme zaman grafiği.....	129
Şekil 6.7.	Loma Prieta depreminin bir artçınının Oakland deki kayıtlarını göstermektedir.....	130
Şekil 6.8.	Statik durumda yapı grubu için hesaplanan aktif boşluk suyu basınçları; en büyük değer: 377,06 kN/m.....	131
Şekil 6.9.	Statik durumda yapı grubu için hesaplanan efektif gerilmeler; en büyük değer: 216,88 kN/m <sup>2</sup> .....	131
Şekil 6.10.	$M_w$ :7.1 büyüklüğündeki bir deprem için (üstte) ve $M_w$ : 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için (altta) deforme olmuş devrilme esaslı deformasyon ağı sonlu eleman ağı .....	132
Şekil 6.11.	(a) $M_w$ :7.1 büyüklüğündeki bir deprem için düşey ivme değeri $a_{y_{max}}$ : $300,01 * 10^{-3} \text{ m/sn}^2$ .....	132
	(b) $M_w$ : 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için düşey ivme değeri $a_{y_{max}}$ : $-83,78 * 10^{-3} \text{ m/sn}^2$ .....	133
Şekil 6.12.	a). $M_w$ :7.1 büyüklüğündeki bir deprem için yatay ivme değeri; $a_{x_{max}}$ : $265,19 * 10^{-3} \text{ m/sn}^2$ .....	133
	(b). $M_w$ : 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için yatay ivme değeri; $a_{x_{max}}$ : $186,21 * 10^{-3} \text{ m/sn}^2$ .....	133

Şekil 6.13.	Mw:7.1 büyüklüğündeki bir deprem için (üstte) ve Mw: 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için (altta) yapılarda gözlenen düşey yer değiştirme değerleri .....	134
Şekil 6.14.	Mw:7.1 büyüklüğündeki bir deprem için (üstte) ve Mw: 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için (altta) yapılarda gözlenen yatay yer değiştirme artışı değerleri.....	135
Şekil 6.15.	Mw:7.1 büyüklüğündeki bir deprem için (sağda) ve Mw: 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için (solda) yapılarda devrilme esaslı yatay ivme değerleri.....	135
Şekil 6.16.	Mw:7.1 büyüklüğündeki bir deprem için (sağda) ve Mw: 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için (solda) yapılarda devrilme esaslı düşey ivme değerleri .....	135
Şekil 6.17.	A1-A2-A3-A4 Binaları üzerindeki A-B-C-D üst nokta yerleri	136
Şekil 6.18.	15 sn. Mw:7.1 büyüklüğünde deprem etkisi sonucu 4 adet yapının üst noktalarında oluşan yatay yer değiştirme değerleri..	136
Şekil 6.19.	15 sn. Mw:7.1 büyüklüğünde deprem etkisi sonucu 4 adet yapının üst noktalarında oluşan yatay ivme değerleri ax.....	137
Şekil 6.20.	10 sn. Mw:5.4 büyüklüğünde deprem etkisi sonucu 4 adet yapı üst noktalarında meydana gelen yatay yer değiştirme değerleri.	137
Şekil 6.21.	10 sn. Mw:5,4 büyüklüğünde deprem etkisi sonucu 4 adet yapının üst noktalarında meydana gelen yatay ivme değerleri..	138
Şekil 7.1.	Zemin tabaka kalınlıkları ile sonlu elemanlar ağı ve hesap sonucu değerlendirilecek bina tepe noktası (A) ,temel tabanı (B) ve sonlu eleman ağı en altı (C).....	141
Şekil 7.2.	(a) Sabit temel derinliğinde $D_f$ için A,B ve C noktalarındaki maksimum yer değiştirme değerleri.....	143
	(b) Farklı $D_f$ 'ler için A,(bina tepe noktası ) için maksimum yer değiştirme değerleri.....	143
	(c) Farklı $D_f$ için B (bina temel tabanı noktası ) için maksimum yer değiştirme değerleri.....	144
	(d) ) Farklı $D_f$ için C,(sonlu eleman ağının en alt noktası ) için maksimum yer değiştirme değerleri .....	144

	(e) Sabit temel derinliği $D_f$ için A,B ve C noktalarındaki için maksimum yer değiştirme değerleri .....	146
	(f) Farklı $D_f$ 'ler için A, noktası için maks. yer değiştirme değr..	146
	(g) Farklı $D_f$ 'ler için B noktası için maks. yer değiştirme değr..	147
	(h) Farklı $D_f$ 'ler için C noktası için maks yer değiştirme değr...	
Şekil 7.3.	(a). 4m derin temelde YASS var ve YASS yok iken A noktası için $U_x$ - zaman grafiği.....	149
	(b). 2m derin temelde YASS var ve YASS yok iken A noktası için $U_x$ - zaman grafiği.....	149
	(c). 6m derin temelde YASS var ve YASS yok iken B noktası için $U_x$ - zaman grafiği.....	150
	(d). 6m derin temelde YASS var ve YASS yok iken B noktası için $U_x$ - zaman grafiği.....	150
Şekil 7.4	(a). Deprem uzun doğrultuda etkidiğinde A noktası 4 farklı temel derinliklerinde maksimum yer değiştirme değerleri.....	152
	(b). Deprem iki doğrultuda etkidiğinde A noktası maksimum yer değiştirme değerleri.....	152
	(c). Deprem iki doğrultuda etkidiğinde A noktası maksimum yatay ivme değerleri.....	153
Şekil 7.5	Şekil 7.5 (a). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası ilişki temel derinliği 2 m.....	155
	Şekil 7.5 (b). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası YASS etkisindeki ilişki temel derinliği 2 m. ....	155
	Şekil 7.5 (c). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası ilişki temel derinliği 2 m.....	156
	7.5 (d). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası ilişki temel derinliği 2 m.....	158
	Şekil7.5 (e). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası YASS etkisindeki ilişki $D_f$ : 2 m. ....	158
	Şekil 7.5 (f). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası ya arası yatay ivme-zaman ilişkisi $D_f$ : 2 m.....	158

## TABLolar LİSTESİ

Tablo 2.1.	1999 Marmara Depremi sonucu Sakarya ili Hasar durumu (Bayındırlık Bak.,1999).....	24
Tablo 2.2.	Adapazarı Merkez Mahalle hasar durumu (Adap.B.Şehir Beld.,2000).....	25
Tablo 2.3.	17 Ağustos 1999 Marmara depremi sonrasında yapılarda kat adedine göre hasarın dağılımı ve niteliği, (Sünbül, (2004)....	25
Tablo 4.1.	Sıvılaşma potansiyeli gösteren zeminler, Çin Kriteri, Seed ve Idriss (1982).....	51
Tablo 4.2	Sıvılaşma potan. gösteren zeminler, Andrew ve Martin 2000	52
Tablo 4.3	Sıvılaşma potansiyeli gösteren zeminler, Adapazarı Kriteri, Önalp ve Arel (2002).....	52
Tablo 4.4	SPT düzeltme katsayıları (Youd ve diğ.2001a-c).....	56
Tablo 4.5.	Deprem büyüklüğünün sıvılaşma direnci üzerindeki etkisi için kullanılan düzeltme faktörleri (Seed ve Idriss,1982).....	58
Tablo 4.6.	İzin verilebilir toplam oturma değerleri (Coduto,1998).....	61
Tablo 4.7	Kara Osman İlkokulu Genelleştirilmiş Zemin Profili.....	77
Tablo 4.8.	A2 binası zemin profili için sonlu elemanlar programı için malzeme model parametreleri.....	82
Tablo 4.9.	PLAXIS ve İshara ve diğ. 1992 yöntemleri kullanılarak elde edilen oturma miktarları.....	83
Tablo 6.1.	Çalışmada yapılan analizde model oluşturulurken kullanılan zemin parametreleri.....	127
Tablo 6.2.	Çalışmada yapılan analizde model oluşturulurken kullanılan yapı parametreleri.....	127

Tablo 7.1.	Sonlu Eleman Modeli Yapının Dinamik Davranışına “ ( $M_w$ : 5.4) Temel Derinliği (1m,2m,4m ve 6m)” Etkisi ve Maks. Yatay Yer değiştirme ve Maks. Yatay İvme Değerleri.....	142
Tablo 7.2.	Sonlu Eleman Modeli Yapının Dinamik Davranışına ( $M_w$ : 7.1) Temel Derinliği (1m,2m,4m ve 6m)” Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri.....	145
Tablo 7.3.	Sonlu Eleman Modeli Yapının Dinamik ( $M_w$ : 5.4 & $M_w$ : 7.1 ) Davranışına “YASS (-2m.) Varlığı” Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri.....	148
Tablo 7.4.	Yapının Dinamik Davranışına “Deprem Yönü (yapı uzun kenarı)” Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri.....	151
Tablo 7.5.	Sonlu Eleman Modeli Yapının Dinamik ( $M_w$ : 5.4 ) Davranışına “Binadan 2 Kat Alınması Durumunda)” Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri.....	154
Tablo 7.6.	Sonlu Eleman Modeli Yapının Dinamik ( $M_w$ : 5.4 ) Davranışına “Binadan 2 Kat Alınması Durumunda)” Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri.....	157

## ÖZET

Anahtar Kelimeler: Nümerik Modelleme, Dinamik Analiz, Adapazarı

17 Ağustos 1999 Marmara Depremi ( $M_w=7.4$ ) sırasında Adapazarı'nda kalınlığı oldukça fazla olan alüvyon ( genç silt, çok derin ve genç silt ve siltli kum ) çökeller üzerinde kurulu şehir merkezinde yer alan yapılarda yerel zemin koşullarına bağlı yapısal hasarlar oluşmuştur. Yapılarda depreme dayalı meydana gelen bu hasarlar yerinden çıkma, zemine batma ve farklı oturma hasarları olarak kayıtlara geçmiştir. Bu hasarların nedeni olarak gösterilen yerel zemin koşulları ve buna bağlı meydana gelen sıvılaşma ve taşıma gücü kayıpları nedeni ile hasar görmüş birçok yapı kullanılamaz hale gelmiştir. Ancak birçok orta hasarlı yapı, gerekli onarım güçlendirme işlemleri ardından kullanılmaya devam edilmektedir. Konuyla ilgili yapılan çalışmalarda bu yapı türlerinin özellikle 4-6 katlı yüzeysel temelli yapılar olduğu görülmüştür.

Doktora çalışması olarak yapılmış bu çalışmada Adapazarı'nda Karaosman mahallesinde sıvılaşma ve taşıma gücü kayıpları nedeni ile farklı derecelerde hasar görmüş yapı grubunun deprem sırasındaki davranışı incelenmiştir. Yüzeysel temelli bu yapı grubunda üst yapının da bundan sonra olması muhtemel bir depremde nasıl bir davranış göstereceği sonlu elemanlara dayalı bir program olan Plaxis V 8.6 dinamik modülde modellenerek, incelenmiştir. Yapının bulunduğu alanda yapılan arazi deneyleri, sondajlar ve alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri kullanılarak yerel zemin koşulları belirlenmiştir. Yapıya dinamik davranış esnasında 2 adet gerçek deprem kaydı verilerek farklı temel derinliklerinde, yapıdan kat alınması durumunda ve depremin yapıya farklı iki doğrultuda etkimesi durumunda yapıda seçilmiş 3 noktada meydana gelen yatay yer değiştirme ve yatay ivme değerleri değerlendirilmiştir. Ayrıca yapıların bulunduğu zeminlerde dinamik durumda zemin davranışını incelemek amacıyla, sıvılaşma analizi ve sıvılaşmaya bağlı zemin deformasyon analizleri yapılmıştır. Bu analizler sonucu elde oturma değerleri arazide deprem sonrası ölçülen oturma değerleriyle karşılaştırılmıştır.

Sonuç olarak; nümerik model üzerinde 3 noktada hesaplanan yatay yer değiştirme değerlerinin temel derinliğinden bağımsız ancak deprem büyüklüğü ve yer altı su seviyesiyle ters orantılı bir biçimde değiştiği belirlenmiştir. Yatay ivme değerleri ise yapı yüksekliği ve deprem büyüklüğüyle orantılı olarak artmaktadır. İncelenen yapılarda 2 kat alınması durumunda hesaplanan yer değiştirme ve ivme değerleri ile kat alınmamış durumda hesaplanan yer değiştirme ve ivme değerleri arasında önemli fark gözlenmemiştir. Bu çalışma sonucunda yapıların dinamik durumda zemin koşullarına bağlı hasar görmelerinde, yapı temeli altındaki zemin tabakası özelliklerinin, yapının deprem performansında etkin bir parametre olduğu belirlenmiş ve zemin araştırmalarının önemi ortaya koymuştur.

# **THE PARAMETRICAL INVESTIGATION EARTHQUAKE BEHAVIOURS' OF 4-6 STORY BUILDINGS WITH SHALLOW FOUNDATIONS DURING EARTHQUAKE**

## **SUMMARY**

Keywords: Numeric Modelling, Dynamic Analyze, Adapazari

This thesis has been prepared in partial fulfilment for the degree of Doctor of Philosophy in the Department of Civil Engineering of the Graduate School of Sakarya University.

The August 17, 1999 Marmara Earthquake caused significant damage in many urban districts, including the city of Adapazari that experienced severe ground failure due to the local soil conditions. Hundreds of structures settled, tilted and collapsed due in part to soil softening and liquefaction. After the earthquake different levels of structural damage was observed on the buildings of city.

In this study, behaviour of 4-6 stories buildings that are based on local soil conditions in the city centre have been investigated with the effects of soil conditions under earthquake shaking by modelling in Plaxis-Dynamic Module. Real data of two earthquake, soil and geotechnical properties have defined from the real boreholes which drilled after earthquake has been used. Soil profile has been modelled by Plaxis as layers with/without the effect of underground water level. The behaviours' of shallow foundation 4-6 storied buildings which are in different foundation depth are also investigated in dynamic module.

Displacement quantity and time of these buildings are determined. Displacement-time and acceleration-time graphs have been drawn for the selected foundation depths. As a result, it found that there the horizontal displacements are independent from foundation depth and horizontal accelerations are dependent to building height. And also these results revealed that there could be major changes in foundation soil profiles which in turn may affect the structural performance so the importance of soil site investigation.

## **BÖLÜM 1. GİRİŞ**

Türkiye bir deprem ülkesidir. Dünyadaki en etkin deprem kuşaklarından Alpin Kuşağı üzerinde yer alan Kuzey Anadolu Fay Zonu, Doğu Anadolu Fay Zonu ve Batı Anadolu Fay Zonu gibi diri faylar Türkiye'yi etkilemektedir. Bu fay hatları civarında önemli sanayi tesisleri ve yerleşim bölgeleri bulunmaktadır. Ülkemizde olan depremlerde oldukça fazla sayıda can ve mal kayıpları meydana gelmektedir. Depremlerin oluşumunu önlemek mümkün olmamasına rağmen, depremin etkilerini hafifletmek, can ve mal kaybını en aza indirmek mümkündür. Bu kayıpların azaltılmasının yolu; depreme dayanıklı yapı tasarımından geçer.

17 Ağustos 1999 Marmara Depremi mühendislerin önüne ders alınması gereken oldukça geniş bir laboratuvar imkânı sunmuştur. Adapazarı şehir merkezinde; 1967 yılında Ms: 7.2 büyüklüğünde depremden sonra yaklaşık 10 yıl içerisinde deprem korkusu nedeniyle önemli bir yapılaşma görülmemiştir. Deprem korkusunun atlatılması ardından bölgede hızlı bir yapılaşma gerçekleşmiştir. Yapılan yapıların genelde ilgili yönetmeliklere uygun yapılması gayretine karşılık; 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi'nde oldukça ağır hasarlar meydana gelmiştir. Hasarın bölge içerisindeki dağılımı incelendiğinde, alüvyon zemin tabakaları üzerine kurulmuş şehir merkezinde yoğunlaştığı görülmüştür, alüvyon zeminler dışında kalan bölgelerde inşa edilmiş yapılar aynı karakterde olmasına karşılık, depremi daha az hasarlarla atlatmışlardır.

Depremlerde yapılardan beklenen en önemli davranış, depremin büyüklüğüne göre değişmekle birlikte, büyük depremlerde binaların yıkılmaması şeklindedir. Bu yapıların onarılabılır düzeyde hasar görmesi arzu edilmese de kaçınılmazdır. Büyük depremlerde yapıların yıkılıp can kayıplarının meydana gelmemesi ise ilk hedeftir.

Bir bölgede yer alan aynı karakterdeki yapıların, oluşan bir depremde farklı derecelerde hasar görmelerinin başlıca nedenini; yapı zemin davranışında aramak gerekir. Deprem sırasında yapılara gelen deprem kuvvetlerinin miktarı yapı altındaki zemin yapısına bağlıdır. Deprem sırasında düşey yönde (P) ve yatay yönde (S) oluşan deprem dalgaları yapıları düşey ve yatay yönde harekete zorlamaktadır. Yeteri kadar gömme derinliğine sahip olmayan yapılar, depremlerde oluşan bu deprem kuvvetleri doğrultusunda hareket edebilmektedirler. Bunun örnekleri 17 Ağustos 1999 depremi sonrası Adapazarı şehir merkezinde yaygın olarak görülmüştür.

17 Ağustos 1999 Marmara Depremi ardından Adapazarı şehir merkezinde meydana gelen hasarlar şehri doğal bir laboratuvar haline getirmiş, oluşan zemin yenilmeleri birçok araştırmacıyı bu bölgede inceleme yapmaya çağırmıştır. Depremde hasar gören yapıların hasarlı duruma gelme sebepleri iki ayrı grupta incelenmiştir. Birinci grup; yapının taşıyıcı sisteminden kaynaklanan sorunları (malzeme yetersizliği, taşıyıcı sistem düzensizliği, imalat hataları, imar düzensizlikleri), ikinci grup ise yapının zemininden kaynaklanan sorunlarını belirtmektedir. İkinci grup sorunlar genelde temel tasarımına bağlı sorunlar olarak ortaya çıkmıştır. Bu sorunların bazıları sıvılaşma ve beraberinde taşıma gücü kaybı, killi zeminlerde depremin sebep olduğu yoğrulma ile taşıma gücü kaybı, temel derinliğinin yetersizliğinden kaynaklanan zemin taşıma gücü problemleri ve yatay yer değiştirmeler ayrıca yüksek yapı narinliği ile birlikte yetersiz temel derinliği ve beraberinde taşıma gücü kaybı olarak sayılabilir.

Adapazarı şehir merkezinin büyük bölümü Sakarya Nehri tarafından taşınmış ve bölgede biriktirilmiş genç ve derin alüvyon tabakalar üzerinde yer almaktadır. Bu zemin özellikleri üzerinde inşa edilen yapıların büyük oranda hasar görmesi dikkatlerden kaçan bazı hususların olduğunun bir göstergesidir. Yapıların görmüş olduğu hasarlar dikkatle incelendiğinde birçoğunun zemin davranışına uygun tasarlanmadığı ve yapılmadığı ortaya çıkmaktadır. İlgili yönetmeliklerde yapı tasarımında zemin faktörünün yeterince dikkate alınmadığı görülmektedir.

Adapazarı'na benzer zemin yapısına sahip bölgelerde depreme dayanıklı yapı yapmak için iki alternatif bulunmaktadır. Bu alternatiflerden biri yapı zeminini

iyileştirmek diğeri ise yapıyı zemin özelliklerinden etkilenmeyecek düzeyde tasarım yapmak şeklinde düşünülebilir. Yapı zemini iyileştirmek bazı durumlarda sadece yapı altındaki zemini iyileştirmede yetersiz kalmakta ve yapı çevresindeki zemini de iyileştirme gerekliliği ortaya çıkmakta buda hem maliyeti etkilemekte hem de mülkiyet sorununu ortaya çıkarmaktadır. Yapı temellerinin sağlam zemin seviyesine kadar indirilmesi veya hasar görmeyecek şekilde inşa edilmesi ise yapı cinsi, yapı türü ve büyüklüğü açısından maliyete etkimektedir. Önemli yüksek katlı yapılar için uygun olan bu çözümler daha az katlı yapılarda yapı maliyeti yanında önemli derecede ilave maliyetler ortaya çıkarmaktadır.

Adapazarı şehir merkezinde depremden sonra yerel yönetimler tarafından zemin özelliklerinin yetersiz olduğu bahane edilerek, imar planlarında kat adetleri kolaycı bir yaklaşımla 2 katla sınırlandırılmıştır. Bu iki katlı yapı türleri için gerek zemin ıslahı gerekse sağlam zemine temel derinliğinin indirilmesi yapı maliyetlerini önemli derecede arttırmıştır. Bu nedenlerden dolayı bu tip yerlerde yapılacak yapıların hem güvenli hem de ekonomik yapılması önem kazanmaktadır.

Yukarıda da bahsedildiği gibi Adapazarı şehir merkezi 1. Derece deprem bölgesinde yer alması, yer altı su seviyesinin yüzeye yakın olması, zeminin genç alüvyondan oluşması beraberinde önemli zemin problemleri taşımaktadır. Bu durum bölgedeki yapılar için en olumsuz koşulların üst üste toplandığını göstermektedir. Bu düşünceden yola çıkarak; Adapazarı gibi zemin yapısına sahip bölgelerde depreme dayanıklı yapı yapmak için deprem sırasındaki davranışların araştırılmasının önemli olacağı düşünülmektedir. Binaların deprem sırasındaki davranışları ortaya konduğunda araştırma sonuçlarının depreme dayanıklı yapı yapma noktasında yol gösterici olacağı düşünülmektedir. Bu amaçla Adapazarı içinde bir bölge seçilerek yerel zemin koşullarının deprem sırasında oluşan yüzey yer hareketi üzerindeki ve bununla 4-6 katlı yapılara etkisi bu çalışmada irdelenecektir. Ayrıca yapının deprem sırasındaki zemin davranışına etkiyen parametreler ( temel derinliği, YASS, yapı kat yüksekliği ve deprem büyüklüğü) iki boyutlu sonlu elemanlara dayalı program ile model analizi yapılarak yorumlanacaktır.

## 1.1. Tezin Amacı

Yapı temellerinde dinamik deprem yükleri altındaki deformasyonlar fazla olduğundan üzerlerindeki yapılarda da farklı oturmalar ve yıkımlar meydana gelecektir. Bu sebeple farklı zeminler üzerine inşa edilen yapılarda ve önemli mühendislik yapılarında zeminlerin dinamik özellikleri belirlenmeli ve bu yapılar yerel zemin koşullarına göre tasarlanmalıdır.

Adapazarı gibi alüvyon kökenli genç zeminlere sahip yerleşim alanlarındaki yapılar 1999 Marmara Depremi'nin sonrasında da görüldüğü üzere yapıların temel sistemlerinin yetersizliğine dayalı olarak depremler sırasında büyük zarar görmüşlerdir. Buradaki yapılarda oluşan hasarların esas sebebi olarak yapıların bulunduğu zemin özellikleri gösterilmiştir. Adapazarı'nda zemin özelliklerinin yetersiz olduğu bahane edilerek mühendislik anlayışına ters düşen bir yaklaşımla imar planlarında kat adetleri 2 katla sınırlandırılmıştır. Ancak bölgede depremi hafif hasarla atlatmış ve depremde hiç hasar görmemiş ve kullanımına devam edilen çok sayıda 4-6 katlı yapı bulunmaktadır.

Bu çalışmanın amacı Adapazarı'nda yerel yönetimin getirdiği kat sınırlaması irdelenerek farklı temel derinliklerinin deprem sırasında yapıya olan etkisi ve bu yapıların farklı büyüklükteki depremler sırasındaki davranışlarını belirleyebilmektir. Özellikle Adapazarı'nda deprem sırasında 4-6 katlı sığ yüzeysel temelli yapıların deprem sırasındaki zemin davranışlarında etkin parametreleri belirlemesi çalışmanın ana hedefidir.

Bu kapsamda Adapazarı merkezinde yer alan ve 1999 Marmara depremini farklı hasar derecelerinde geçirmiş yüzeysel temelli 4-6 katlı yapılar sonlu elemanlar yöntemi ile zemin ve yapının farklı malzeme ve dinamik özellikleri göz önünde bulundurularak analiz edilecektir. Seçilen Karaosman Mahallesi, Gül sokaktaki yapı grubu 4 adet farklı kat yüksekliğindeki yapıdan oluşmaktadır. Bu yapıların seçilme nedeni aynı depremde farklı oranlarda deprem hasarı görmeleridir. Olabildiğince geniş ölçekli ve sık ağla oluşturulan nümerik model dinamik durumda yapının ve zeminin davranışını incelemek için yeterlidir. Sonlu elemanlara dayalı 2 boyutlu

analiz yapabilen Plaxis V8 dinamik modül, incelenecek yapı grubunun seçimi ve bölgenin geoteknik parametrelerinin belirlenmesi ardından iki farklı deprem yer hareketi kayıtları etkisinde yapıların analizi yaparak inceleme alanında deprem yer hareketi sonucunda zemine bağlı meydana gelen hasarların nedenleri araştırarak ve çalışmaya konu olan hasarlara etkiyen parametreleri belirlemeye çalışacaktır.

## 1.2. Tezin Kapsamı ve Çalışma Yöntemi

Bu tez çalışmasında öncelikle Adapazarı kentinin geoteknik özellikleri ve depremselliği konusunda çalışma da kullanılan yapı grubunun yer aldığı bölgenin detaylı zemin özellikleri araştırılarak zemin modeli oluşturulacaktır. Bununla ilgili 1999 Marmara depremi öncesinde bölge ile ilgili zeminlerin oluşum mekanizmalarına dair bilgilerin yanı sıra ve depremin sonrası elde edilen detaylı zemin araştırmalarından yararlanılacaktır.

Karaosman Mahallesi Gül Sokak 'da bulunan farklı kat adetlerine sahip ve bu tez çalışması boyunca yapı grubu olarak adlandırılacak 1999 depreminde farklı oranlarda hasar görmelerinden ötürü seçilmiş 4 adet yapının deprem sırasındaki davranışını belirlenmeye çalışılacaktır. Bu yapılardan dükkân+4 katlı A2 binası yerinden çıkarak yan yatmış ve ağır hasarlı olarak kayıt edilmiştir, dükkân+2 katlı A1 binasında 15-25 cm arasında oturma olduğu için depremin ardından orta hasarlı olarak kayıt edilmiştir. Dükkân+2 katlı A3 ve dükkân +4 katlı A4 binaları ise aynı depremde hafif hasar görmüşlerdir.

Bölgede 17 Ağustos 1999 Marmara depremi ( $M_w=7.4$ ) kuvvetli yer hareketi kayıtları kullanılarak yapılan SHAKE2000 bir boyutlu yer tepki analizi sonuçlarından yararlanılarak derin zemin profilleri belirlenecektir. Bölgeyle ilgili geçmişte yapılmış çalışmalarından (Sünbül,2004) faydalanılarak Adapazarı şehir merkezinde çeşitli firmalar tarafından yapılan sığ SPT sondaj verilerinden zemin profilleri belirlenecektir Bu veriler ışığında zemin profili, tabaka kalınlıkları ve geoteknik ve dinamik malzeme parametrelerin tümü; literatürde geçen değerler ile kontrol edilerek ve bölgenin yerel zemin koşulları, yer altı su seviyesi ve deprem özellikleri göz önünde tutularak bu çalışma kapsamında yapılan tüm analizlere dâhil edilmiştir.

Kuvvetli yer hareketi etkisinde zeminin boşluk suyu basıncı artışları sebebiyle zeminde meydana sivilaşma SPT verilerini esas alan Seed ve Idriss' in (1971) basitleştirilmiş yöntemi ile, sivilaşmaya bağlı olarak tekrarlı yüklerin etkisi ile kayma mukavemetinde meydana gelen azalmanın sonucu meydana gelen oturma analizlerinde ise Ishihara-Yoshimine (1992) metotları kullanılacaktır. Yapılan analizler sonucunda sivilaşmaya karşı güvenlik sayısına göre her zemin katmanına ve sondaj derinliğine ait toplam oturma değerleri grafik olarak verilecektir.

Yapı grubu ile ilgili belediyesinden bina proje dosyalarına ve hesaplarına ulaşarak analizler için gerekli bina özellikleri ve özellikleri yansıtan parametreler gerçeğe uygun seçilecektir. Yapı grubu için ve yapının üzerinde bulunduğu zemin için seçilen bu parametreler sonlu eleman modelinde belirlenen sınır koşulları ve seçilen sonlu eleman ağı ile önce statik sonra farklı iki deprem (orta büyüklükte depremi yansıtan Upland Depremi (1990), USGS tarafından kaydedilen 5.4 büyüklüğündeki gerçek deprem ivmesi kaydının 10sn'lik kısmı ve 7,1 olan Loma Prieta Depremi (1989) gerçek deprem ivmesi kaydının 15sn'lik kısmı) etkisinde dinamik analiz edilecektir.

Nümerik modellemenin ilk aşamasında bu 4 adet yapı beraber, ikinci aşamasında ise depremde en fazla hasarı gören dükkan +4 katlı yapı tek başına modellenerek, 2 farklı deprem büyüklüğü etkisinde yapı ve zemin özellikleri YASS etkisi ve YASS çok derinde kabul edilerek analiz yapılacak ve söz konusu yapılar için yapı davranışına etki eden parametreler belirlenmeye çalışılacaktır.

Bu yapı topluluğu ve tek başına çözümü yapılan bina için; deprem sırasında yapı yüksekliğinin ve farklı temel derinliklerinin etkileşimi, sonlu elemanlara dayalı nümerik modelde dinamik analiz ile belirlenmeye çalışılacaktır. Yapı üzerinde seçilen 3 noktada (A;binanın en üst tepe noktası, B; binanın temel tabanı, C; sonlu eleman ağının en alt noktası) yer değiştirme miktarları ve yer değiştirme süreleri belirlenecektir. Aynı şekilde yatay ivme ve süreleri de belirlenerek seçilen dükkan+4 katlı yapıya ait deplasman-zaman ve ivme-zaman grafikleri çizilecektir.

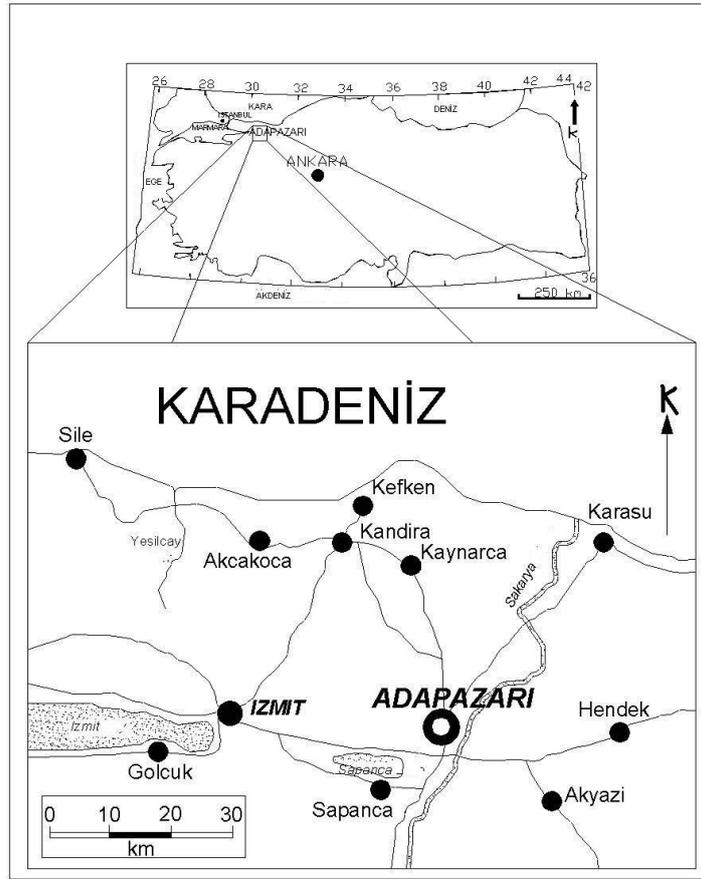
## **BÖLÜM 2. ADAPAZARI ZEMİNLERİNİN GEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ VE BÖLGENİN DEPREMSELLİĞİ**

İnceleme alanı Adapazarı, 17.08.1999 Marmara depreminin merkez üssüne yakın olmasından, kötü inşa edilen yapılar ve yapılaşmaya uygun olmayan temel zemin özelliklerinden dolayı büyük hasar görerak dikkatleri yerel zemin özelliklerine çekmiştir. Bu sebeple merkez mahallelerde yapılan geoteknik araştırmalar, çalışma kapsamında elde edilen veriler ve jeolojik çalışmaların detayları deprem öncesi ve deprem sonrası olmak üzere bu bölümde detaylı bir şekilde açıklanmaktadır.

### **2.1. Adapazarı'nın Coğrafi Konumu ve Genel Özellikleri**

Marmara Bölgesinin kuzeydoğu bölümünde yer alan Sakarya ili, adını ünlü Sakarya Nehri'nden (Tarihteki Adı; Sangaria Nehri [Erendil,1990] ) almıştır. Sakarya ili topraklarının izdüşümü alanı 4.821 km<sup>2</sup>, gerçek alanı ise 5.015 km<sup>2</sup>'dir.

İl toprakları Şekil 2.1 de görüldüğü gibi coğrafi değerler bakımından, 40<sup>0</sup>17'- 41<sup>0</sup>13' K enlemleri ile 29<sup>0</sup>57'-30<sup>0</sup>53'D boylamları arasında yer almaktadır. İl merkezi olan Adapazarı, İstanbul'a göre 1<sup>0</sup>25' doğudadır. İl topraklarının şekli, güneyden kuzeye doğru bir dikdörtgene benzer. Yönetmel açıdan doğudan Bolu'nun; Göynük, Mudurnu, Düzce ve Akçakoca ilçeleri, güneyden Bilecik'in Gölpaazarı ve Osmaneli ilçeleri, batıdan Kocaeli'nin; Kandıra, Merkez ve Gölcük ilçeleri, kuzeyden ise Karadeniz ile çevrilidir. Şehir merkezinin denizden yüksekliği ortalama 31 m.dir. En yüksek tepesi 1720 m ile Keremali Dağı üzerindeki Dikmen Tepesidir. İlin başlıca gölleri; Taşkırsığı, Sapanca (35 km<sup>2</sup>), Poyrazlar, Alagöl ve Gökçeören'dir. Akarsuları; Sakarya Nehri (159,5 km) ile ona karışan Mudurnu çayı (65 km.) ve Sapanca Gölü'nün ayağını teşkil eden Çark Suyu'dur (45 km.).



Şekil 2.1. Adapazarı için yer bulduru haritası

İlin merkezi olan Adapazarı, Akova ovası ( $600 \text{ km}^2$ ) adı ile anılan düzlükte, Sakarya havzasının aşağı kısmındadır. Doğudan Çamdağı, güney ve güneydoğudan Samanlı dağları, kuzeyden Karadeniz ile sınırlanan Sakarya ilinin batıdan belirgin bir doğal sınırı yoktur. Sakarya vadisinin Kocaeli platosu ve İzmit Körfezi'nin doğusunda da süren çöküntü alanı, ilin bu bölümüne girer.

## 2.2. Adapazarı Zeminlerinin Genel Özellikleri

Adapazarı adından da anlaşıldığı gibi Sakarya Nehri'nin iki kolu arasında oluşan bir adacıktan oluşmaktadır, geçmiş kaynaklarda adını bu adada kurulan pazardan aldığı belirtilmektedir. Günümüzde Sakarya nehri bu adayı oluşturmuyorsa da şehrin Tavuklar Köprüsü'ne giden şose üzerinde Sakarya yatağının izleri görülmektedir (Gökçen, 1990).

1890 yılında N.Andrussow tarafından ileri sürülen görüş Karadeniz'in Pleyistosen devrini farklı dönemlerinde "İzmit kanalı "olarak adlandırılan su yolu ile Aşağı Sakarya Vadisi –Sapanca Gölü- İzmit Körfezi boyunca Marmara denizine bağlı olduğudur. Bu görüş 1990-1995 yılları arasında yapımı planlanan İzmit köprüsü nedeniyle deniz ve karada yapılan sondajdan derlenen verilerin incelenmesiyle destek kazanmıştır (Meriç,1997) .

Rish (1909), Sapanca Gölü'nün vaktiyle burada E-W uzanımlı bir graben içinde İzmit Körfezi'nin devamı olarak Adapazarı havzasına kadar sokulan bir körfez halinde Marmara'nın devamı olduğunu söylemiştir. Sakarya'nın önceleri bu körfeze doğrudan döküldüğünü daha sonra körfezden ayrılan ve tatlılaşan Sapanca Gölü'ne ve o yol ile İzmit körfezine aktığını daha sonra ise eski bir vadiyi kullanarak Karadeniz'e bağlandığını aktarmıştır.

W.Peck (1918), Sapanca İzmit oluşuna temas etmekte ve burada yerli kayanın yükselmesiyle meydana gelmiş bir eşğin Sapanca Gölü'nü İzmit Körfezi'nden ayırdığını söylemektedir. Peck'de bu eşğin Kuvaterner de oluştuğunu ileri sürmektedir.

Pfannenstiel (1944), İzmit körfezi ile Karadeniz arasında uzanan Sapanca Oluğu- Adapazarı havzası –Aşağı Sakarya Vadisini takip ederek alçak bir bağlantı sahasının tespit edildiğini ileri sürmüştür. Buna göre Sapanca Oluğu ve Adapazarı depresyonu hatta eşik sahasındaki ovalar muhtemelen çeşitli faylardan oluşan kenarlarla sınırlanmış çöküntü sahası durumundaydı. Daha sonra üst Diliviyum (pleistosen) da bu sahalar boyunca bağlantı kesilmiş ve Sapanca Gölü kalıntı bir deniz parçası halinde oluşmuştur. Yöredeki Kuvaterner, Holosen ve Pleyistosen' i içermekte ancak bunlar karşılıklı olarak Aluviyum ve Diluviyum olarak adlandırılmıştır.

Lahn (1948), Rish (1909) 'in önerisini benimsemektedir. Ona göre Sapanca Gölü, Neojen sonlarına doğru veya Kuvaterner başlarında oluşmakta olan çökmelerle ilgili olarak doğuya doğru uzanan deniz kolunun, kuzey ve güneydeki yüksek sahalardan gelen akarsuların alüvyonları ile bölünmesi sonucu oluşmuş bir baraj gölüdür. Gölün bulunduğu alan bir graben sahasıdır. Bu araştırmacıya göre bölgeye giren deniz kolu

muhtemelen Adapazarı Ovası'nı da kapsamaktaydı. Böylece Sakarya nehri İzmit körfezine akıyordu. Sapanca Gölü'nün körfezden ayrılmasından sonra da Sakarya'nın buraya aktığını daha sonrada Sapanca doğusunun alüvyonla dolması ve Karadeniz'in Adapazarı havzasını kapması sonucu Sakarya'nın Karadeniz'e kadar uzandığı sonucuna varmıştır. Sapanca Gölü'nden çıkan Çark Suyu, Sakarya'nın alüvyonları sebebiyle ancak 3 km. sonra kuzeyde bu nehirle birleşmektedir.

Erinç (1949), Sapanca Gölü'nün derinlik haritasını ilk defa yapmış ve morfometrik özelliklerini ortaya çıkarmıştır. Buna göre yüzölçümü 46,9 km<sup>2</sup> olan Sapanca Gölü'nün en fazla derinliği 61 metredir. Göl tabanı, kuzeydoğu ve özellikle batıda eş derinlik izobatlarının gidişinde girinti çıkıntı bulunmasıyla burada sular altında kalmış bir vadi görünümündedir.

İnandık (1952-1953), Adapazarı Ovası ve Sapanca Gölü'ne karşılık gelen sahalarda bölgenin en alçak kısımları olduğundan ve bu çukur alanlarda çevredeki yüksek alanlardan gelen materyallerin biriktiği sığ tatlı su gölleri bulunduğundan bahsetmektedir. Önceleri batıya akmakta olan Sakarya Nehri'nin yatağı sonradan alüvyonlarla dolmuştur. Sakarya Nehri de bu alüvyonların akışı önlemesi nedeniyle kuzeydeki bir vadiden istifade ederek Karadeniz'e yönelmiştir.

Bilgin(1984), Adapazarı ovasından geçen Sakarya Nehri'nin Geyve boğazından çıktıktan sonra esas uzanışı kuzey doğu olan 1.5 km ye yaklaşan bir menderes kuşağına sahip olduğunu belirtmiş aynı zamanda Sakarya'nın özellikle menderesler oluşturduğu kısımlarda yakın zamanlarda meydana gelen yatak değişiklikleri göstermiştir. Sakarya'nın bugünkü ova kısmını oluştururken değişken kısımlarda aktığını belirlemiştir. Sakarya ovada bazen menderesler yaparak bazen de çapı 500 m ye varan bükülmeler çizerek kuzeye akmaktadır. Nehrin yüksek boşalımlı olmasından dolayı ve sellenmeyi önleyecek az miktarda bitki örtüsü bulunması sebebiyle ova aşırı hacimde çökelle doludur. Araştırmacı ayrıca Sakarya nehrinin Geyve Boğazı'ndan ani olarak çıkışından sonra düz olan Adapazarı ovasına ulaşarak hızını kaybettiğini ve bu esnada çakıl, kum, kil ve silt malzemelerini ovaya bıraktığını daha sonra yatağın gittikçe dolması sonucu azalan akım hızının ise kil ve silt istiflerini birikmesine yol açtığını belirtmiştir.

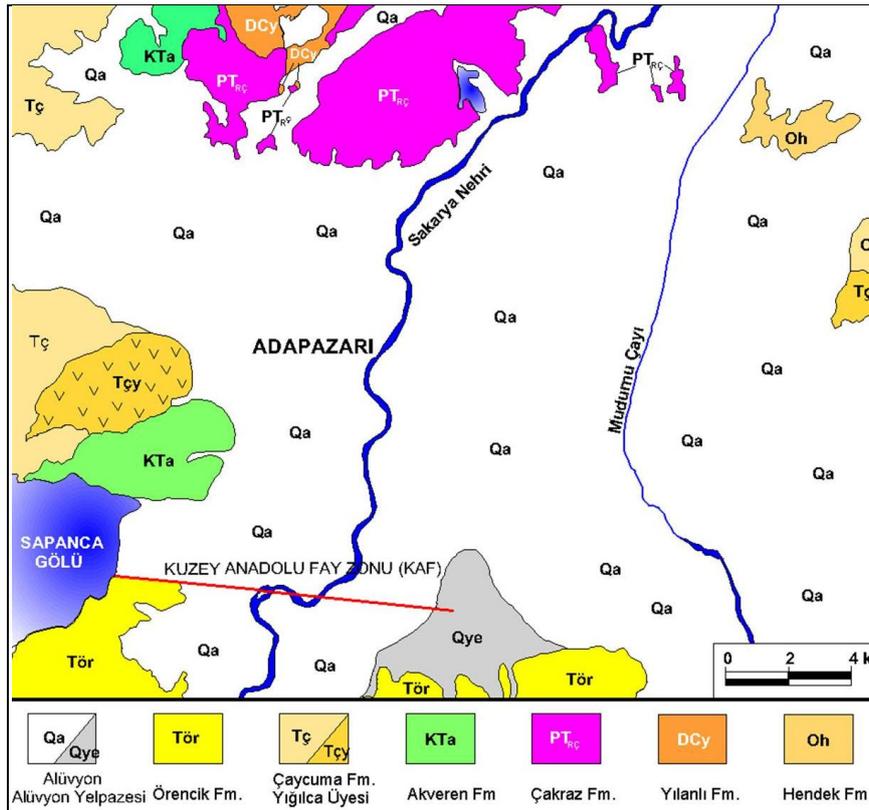
Gökçen (1990), Bilgin (1984), 'in görüşünü destekler. Eski çağlarda ovanın insansız olduğu birçok araştırmacı tarafından yinelenmektedir. Bunun sebebi olarak Sakarya Nehri'nin ilkbaharda karların erimesi ve yağmur sularının fazlalaşması üzerine kabarıp 1965 'e kadar ovayı basması gösterilmektedir. Mart ve Nisan aylarında ovadaki taban suyunun da yüksek olması nedeniyle taşkın sularının çekilmesinden sonra bölgede uzun süre su birikintileri ve bataklıklar bulunmaktaydı. Günümüzde Sakarya nehrinin kontrol altına alınmış olması ovada alüvyon birikimi durmuştur.

1991 yılında tamamlanan Adapazarı kenti kanalizasyon projesi için yapılan çalışmalarda İller Bankası tarafından 24 adet 9 metre derinliğinde sondajlar açılmış, sondajlarda SPT yapılmış ve UD numuneleri alınmıştır. Deney sonuçlarına göre proje sahası zemin özellikleri çıkarılmıştır. Ayrıca elde edilen bu veriler İTÜ (1991), ODTÜ (1991) raporlarında yorumlanmıştır. Buna göre inceleme alanının %90 ı alüvyonlarla kaplıdır. Kaya zeminlerin alüvyon örtüsü altından çıkarak yüzeyletiği bölüm inceleme alanının güney doğu kesiminde Beşköprü batısı, Maltepe ve Hızırtepe semtlerinin yüksek kesimleridir. Bölge zemini kil, silt ve kum seviyeleri veya bunların karışımından oluşan seviyelerdir. Yeraltı su seviyeleri mevsimsel olarak 0,60-3,95 m arasında değişmektedir. Yeraltı suyu Sakarya nehrine ve Çark Deresi'ne doğru akım göstermekte ve dolayısıyla bu akış yer altı su seviyesini de değiştirmektedir.

Adapazarı'nda geçmişten beri çoğunluğu DSİ (Devlet Su İşleri) olmak üzere gerçekleştirilen derin sondajlar (>50m) bulunmaktadır. Ancak bu sondajlar içme suyu amaçlı olup istenildiği gibi zemin araştırmaları için yapılmamıştır. Bu yüzden zemin profili hakkında sadece genel bilgiler vermektedir. Ancak 1931 Erenler ve 1948 Arifiye bölgesinde açılan 52 m derinliğindeki su sondajında yüzeyde kalın bir toprak tabakası ardından 2m kalınlıkta ince kum tabakası ve bunun altında 20 m kalınlıkta bataklık malzemesine rastlanıldığı belirtilmiştir. Bu derinlikten sonra kabuklular, karışık çakıllar en altta ise kil ve marnlar bulunmuştur.

MTA (1998), yaptığı çalışmalarda ova kenarlarında düşük olan alüvyon kalınlığının ova ortalarında 150 metre kalınlığa ulaştığını bildirmiştir. DSİ'nin katkılarıyla Adapazarı Yenigün Mahallesiinde yaptırılan 200 metrelik sondaj sonucunda alüvyon

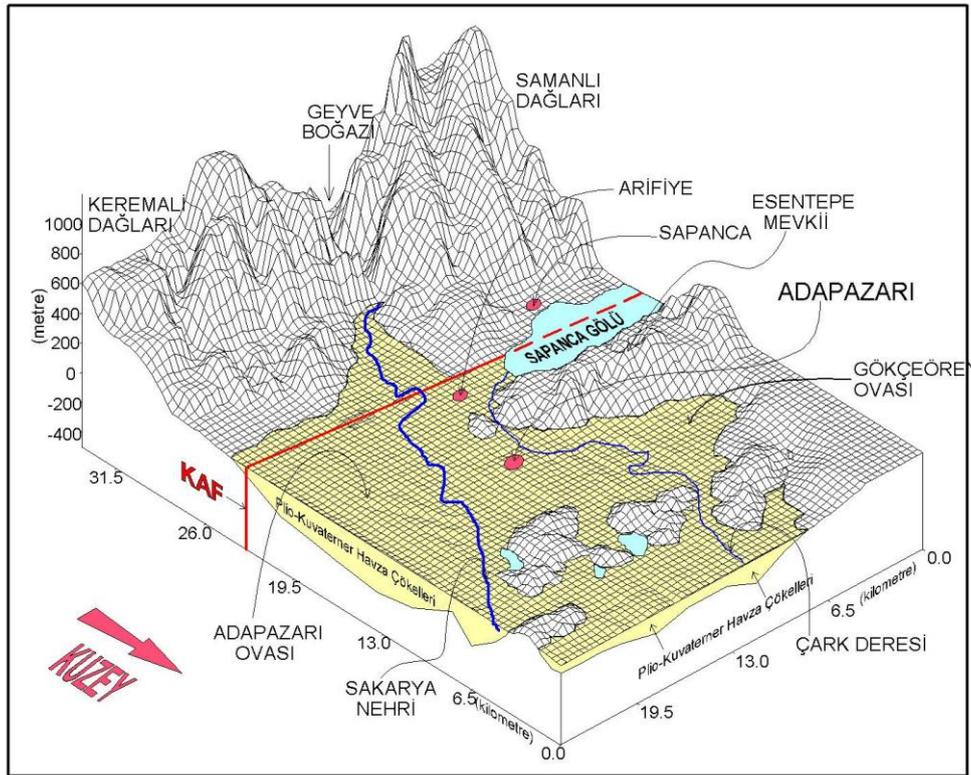
içinde kalınmıştır. Bölgede yüzeylenen birimlerin 1/100 000 ölçekli jeoloji haritası (Şekil 2.2) MTA tarafından yapılmış olup bu birimler yaş sırasına göre anlatılmıştır. Genellikle akarsu ağzlarında sellenme ile oluşan ve genellikle ovanın güney sınırında Geyve boğazı çıkışının sağ yamaçlarında yüzeylenen silt, kum, çakıl ve bloklardan meydana gelen alüvyon yelpazeleri (Q<sub>ye</sub>) bu birimin bir alt üyesi olarak düşünülebilir.



Şekil 2.2. Adapazarı Merkez 1/100 000 ölçekli jeoloji haritası (MTA, 1998)

17 Ağustos 1999 Marmara Depremi öncesinde Sakarya Üniversitesi (SAÜ) ve Adapazarı Belediyesi'nin ortaklaşa yürüttükleri çalışma sonucunda derinlikleri 30-60 metre arasında değişen toplam 7 adet sondaj yapılmış (Şeker mah. 60m., Yahyalar mah. 60m., Yenigün mah. 60m., Sakarya mah. 30m., Cumhuriyet mah. 30m., ve 2 adet 30 ve 50 m. Mithatpaşa mah.) ve numuneler laboratuvarlarda denenmiştir. Bu mahallelerin TS1500/2000 e göre sınıflama sonuçları verilmiştir. Ancak bu sonuçlara göre birbirinden uzak farklı bölgelerde yapılmış bu derin sondaj sonuçlarına göre inceleme alanı için bir zemin profili belirlenememektedir. Bunun sebebi flüvial

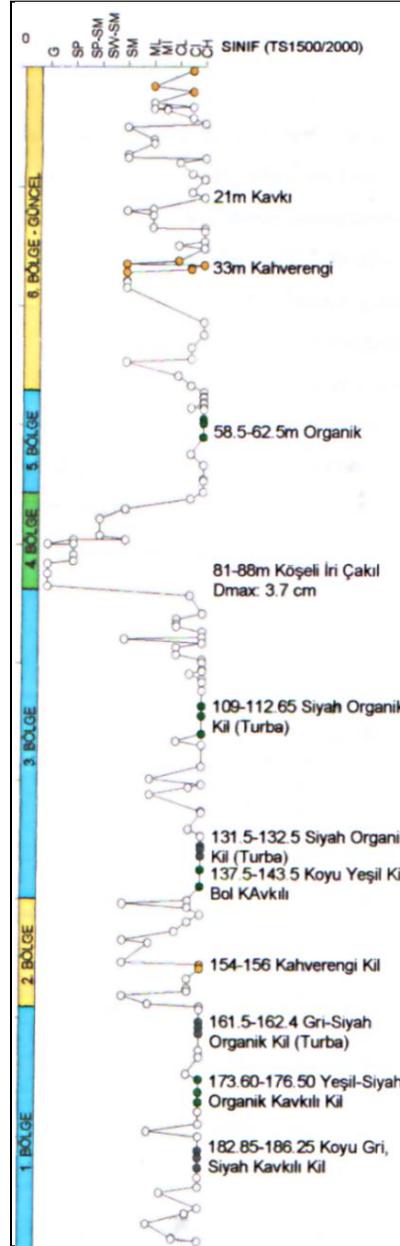
karakterli bir alüvyon dolgunun oluşumu sırasında, dolgu kaynağını teşkil eden akarsu yatağının sık yer değiştirmesi ve bunu sonucunda birimlerin yanal olarak ani değişimler göstermesi olarak açıklamıştır ( Bol,2003). Aynı çalışmada Cumhuriyet Mahallesi sondajında bunu destekleyen tipik menderes kuşağı dizilimi yakalanmıştır. Ayrıca Adapazarı'nın yeraltı ve yerüstü özellikleri hakkında elde ettiği bilgilerde bu çalışmada sunulmuştur. Geçmişte yapılan inşaatların temel kazılarında çakıl, temiz kumların muhtelif yerlerde açığa çıktığını, çakıllar vasıtasıyla büyük debilerde yeraltı sularının iletildiğini ve bunların muhtemelen eski bir nehir yatağının kalıntıları olduğunu vurgulamıştır. Bol, 2003 MTA, 1/100 000 ölçekli jeoloji haritasından yola çıkarak Şekil 2.3 de verilen Adapazarı Merkezinin Kuzey Doğu' dan Güney Batı' ya doğru morfolojik görünümünü belirlemiştir.



Şekil 2.3. Adapazarı'nın KD' dan GB' ya doğru morfolojik görünümü (Bol E, 2003)

17 Ağustos 1999 Marmara depremi öncesinde Adapazarı havzasının özellikleri hakkında çok fazla bilimsel veriye sahip olmasak da deprem sonrası yapılan birçok çalışma sonucu bu konuda önemli veriler elde edilmiştir.

2001 yılında DSİ tarafından Yenigün mahallesinde gerçekleştirilen 200m. derinlikte sondaj ve alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deney sonuçlarına göre %ince ve %kil oranları belirlenerek numunelerin TS1500/2000 e göre sınıflaması yapılmıştır. Bu derin sondajın sınıflama sonuçları Şekil 2.4’de gösterilmiştir.



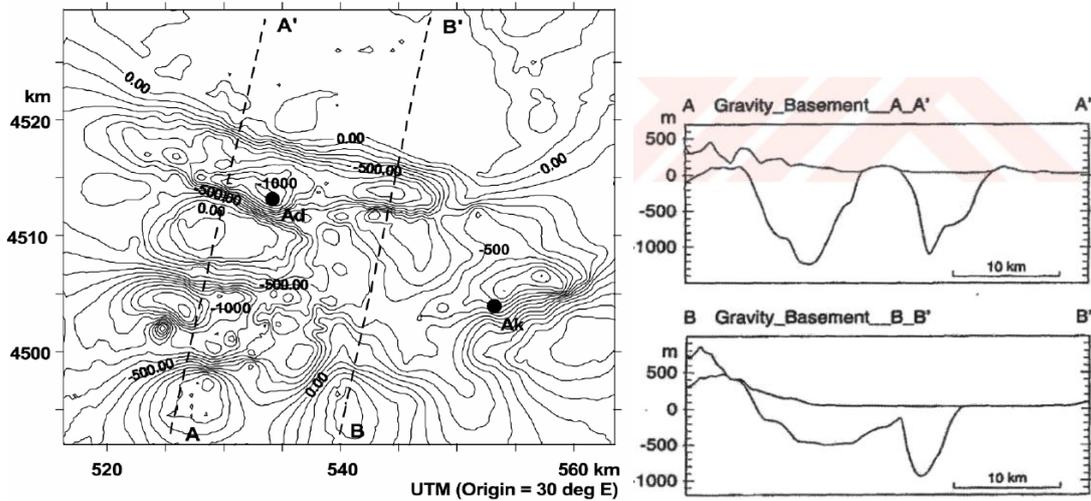
Şekil 2.4. Yenigün mah. 200metrelik derin sondaj sınıflama sonuçları (Bol E, 2003)

Sünbül (2001), çalışmasında Adapazarı merkezine bağlı 24 mahallenin zemin etüt sonuçlarından faydalanarak karakteristik zemin profilleri çıkarmıştır. Bu çalışmada zemin cinslerinin hem yatay da hem düşeyde çok değişken olduğu görülmüştür.

Bazen birbirine çok yakın üç sondaj yapılan parselde bile kuyular arasında korelasyon olmadığı saptanmıştır. Bu çalışmaya göre zemin yüzeyinden derinlere inildikçe zemin oluşum mekanizmasının farklı şekillerde çökelmeler ile meydana gelmesiyle biriktiği görülmüştür. Killerin egemen olduğu ve ince tabakalar halinde siltlerin yer yer ortaya çıktığı alanda zemin rengi koyu yeşilden siyaha doğru renklerde belirlenmiştir. Bazı bölgelerde nehir taşkınlarıyla taşınmış kum seviyeli ve kahverengi killer yer alırken bazı bölgelerde iri çakıllar ve tekrar dane boyutu incelererek killere geçişler izlenmektedir. Araştırmada yeraltı su seviyesi, araştırma sahasının %70'lik bölümünde 1 metre veya 1,5 metre arasında bulunmuştur. İlk 5 metre derinlikte Adapazarı zemin renginin ağırlıklı olarak kahve renk içerdiği, daha derinlere inildikçe kahverenginin azalması oranında yeşil, gri ve bazı bölgelerde siyaha dönüşen zemin profilleri gözlenmiştir.

Erken ve diğ. (2003), 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depremi'nde Adapazarı'nda oluşan ağır hasar ile bölgenin yerel zemin koşulları arasında olan ilişkiyi incelemiştir. Bu koşulların tespiti için laboratuvar deneyleri ve sıvılaşma analizleri ve geniş zemin inceleme çalışmaları yapmışlardır. Laboratuvar deney sonuçlarının ve sıvılaşma analizlerinin birlikte değerlendirilmesi sonucunda plastik olmayan veya düşük plastisiteli siltlerin ve ince dane oranları düşük kumların sıvılaşma eğiliminde oldukları ve ayrıca yer yer killerde ve plastik siltlerde taşıma gücü kaybının olduğu anlamışlardır. Ağır hasarın gözlemlendiği bölgelerde zeminin plastik olmayan veya düşük plastisiteli silt oluşturmaktadır. Bazı siltli bölgelerde kum miktarı %50 nin üzerine çıkmaktadır. Bu tabaka kalınlığı 15m. ye ulaşmaktadır. Bu çalışmalar sonucunda plastik olmayan veya düşük plastisiteli silt ve kum içeren zeminlerde sıvılaşma potansiyeli vardır denilmiştir. Aynı zamanda kil ve düşük plastisiteli silt zeminlerde taşıma gücü kaybına da sebep olmaktadır.

Komazawa ve diğ.(2001), yaptıkları jeofizik çalışmaları sonucunda alüvyonun kalınlığının 1000-1500 metre olduğunu açıklamışlar ve şehrin merkezinde sağlam zeminin yaklaşık 1km derinde olduğunu belirtmişlerdir. Bu çalışmada Adapazarı baseni şehrin altında 1000 m derinde ve alüvyon kalınlığı 200m farklı özellikteki nehir çökellerinden oluştuğu Şekil 2.5'de gösterilmiştir. Ancak. 200m ve 1000m arasındaki zemin profili hakkında kesin bir bilgi bulunmamaktadır.



Şekil 2.5. Adapazarı baseninde gravite ölçümleri ile bulunan temel kaya derinlik dağılımı ve bu dağılımdan belirlenen doğrultularda alınan derinlik kesitleri (Komazawa et.al., 2002)

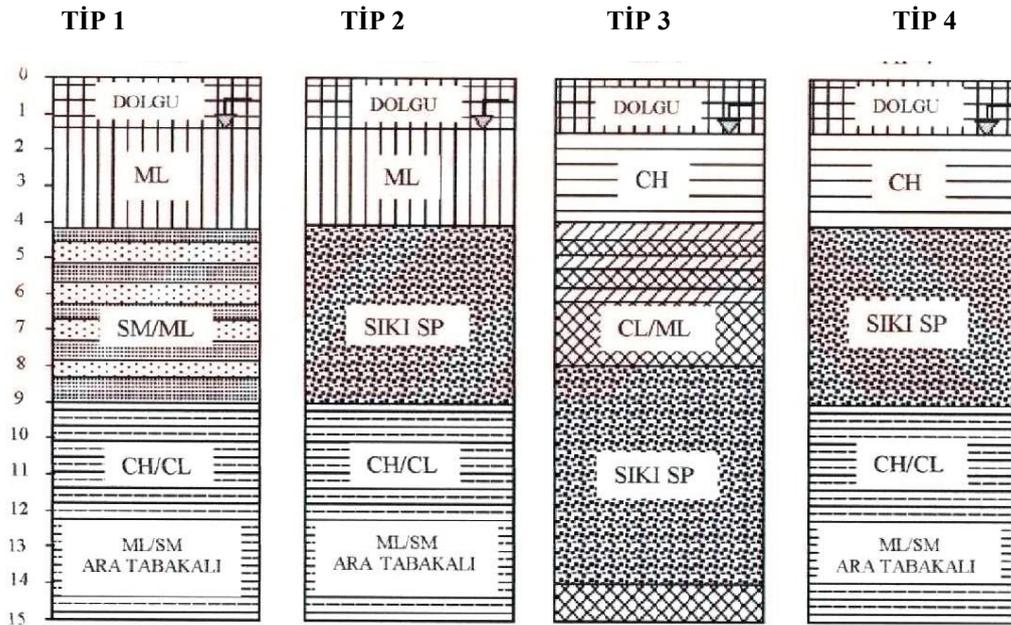
Kiku ve diğ. (2001), 1999 Marmara depremi sonrasında en fazla hasarın gözleendiği bölgelerde yerinde yapılan deney sonuçlarına göre Adapazarı'nda zemin profili çıkartmıştır. Buna göre yıkılmış ve ağır hasarlı binalarda meydana gelen hasarın zemin koşullarından kaynaklandığını belirtmiştir. SPT ve zemin numuneleriyle yapılan deney sonuçlarının karşılaştırılması sonucunda hasarın fazla olduğu ve binalarda yan yatma oturma ve yerinden çıkma gözlenen yapıların bulunduğu bölgelerde zemin türü ince yumuşak silt tabakası olarak bulunmuştur.

Başka bir değişle hasarsız binaların bulunduğu bölgelerde killi zeminler siltli zeminlere göre daha fazladır. Kiku ve diğ.(2001), ayrıca bu çalışma sonucunda Adapazarı kent merkezinin etrafının önceleri bataklıkla çevrili bir ada olduğunu ve çevresine oranla daha yaşlı çökellerden oluştuğu kanısına varmışlardır.

Tsukamoto ve diğ. (2001), deprem sırasında bazı binalarda eğilme oturma sebeplerini incelemek için arazide dinamik penetrasyon ve laboratuarda bir seri drenajsız dinamik üç eksenli deney yapmışlar ve bölge zeminlerinin genel olarak silt ve kumlardan oluştuğunu ve zayıf zeminlerin üst 0.00-4.00 metreler arasında yer aldığını söylemişlerdir.

Önalp ve Arel (2002), Adapazarı zeminleri üzerinde sıvılaşmanın gözleendiği yerleri göz önüne alarak, bu bölgeye özel bir kriter geliştirmişlerdir. Buna kritere göre; siltlerde kesin sıvılaşma belirmesi için siltlerin ML sınıfında olması (TS 1500/2000), doğal su muhtevasının likit limite eşit olması ( $I_L \geq 1$ ), likit limitin 30'dan küçük olması ve içerdiği kil boyutunun danelerin ( $0.002\text{mm} \geq D$ ) %15'ten az olması durumunda ve bu dört şartın aynı anda oluşması durumunda zeminlerde sıvılaşma beklenmesi gerektiğinden bahsetmişlerdir.

Sancio ve diğ. (2002), depremde ciddi zemin problemlerinin gözlenen yerlerdeki sondaj ve CPT deneyleri sonucuna göre Şekil 2.6'da verilen tipik 4 adet zemin profili belirlemişlerdir. Buna göre ilk 1.5. metrede alüvyon dolgu, ardından 2.5 metre silt veya kil yaklaşık 9. metrenin ardından sıkı kum gözlenmiştir.



Şekil 2.6. CPT deneyleri sonucuna dayalı 4 zemin profili (Sancio ve diğ. (2002),)

Sancio (2003b) tarafından yapılan diğer bir çalışmada 4 m derinlikten alınan bir karbon numunesi üzerinde yapılan deneylere göre zeminin 1000 yaşında olduğunu tespit edilmiştir. Bu sonuca göre yüzey zeminlerinin ise sadece birkaç yüz yıl veya daha az yaşında olduğunu belirtmiştir.

Bakır ve diğ., (2002) ye göre 17 Ağustos depremi için zemin davranış çalışmalarının sonuçlarına dayalı olarak 1g veya yukarısında spektral ivmeler (%5 sönümlü) şehirdeki derin alüvyon zeminlerdeki 4-6 katlı yapıların doğal periyot aralığına karşılık geldiğini belirtmiştir ve bu da şehirde beklenilenden fazla hasar oluşmasına neden olmuştur.

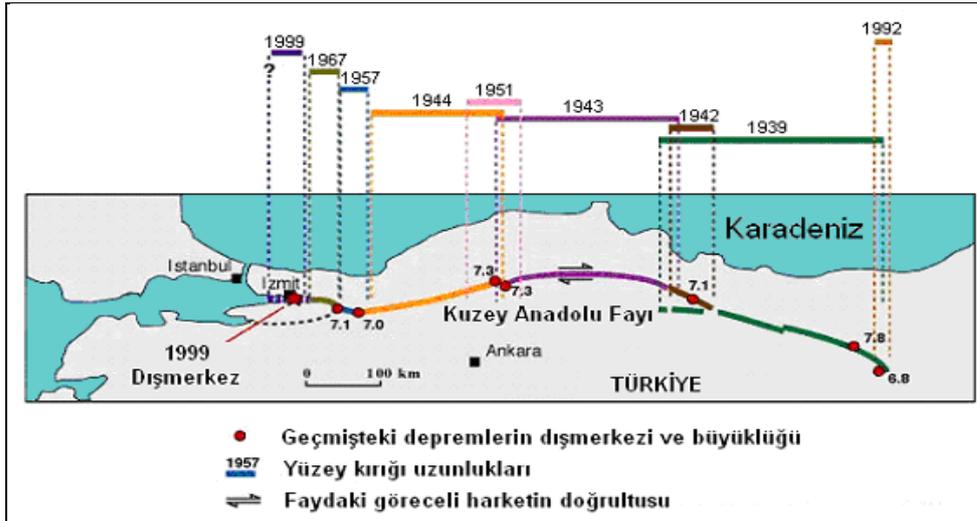
### **2.3. Adapazarı Depremselliği ve Bölgesel Faylar**

Türkiye deprem bölgeleri haritasına bakıldığında Sakarya ilinin 1.derece deprem bölgesinde yer aldığı görülür. Bölge doğudan batıya uzanan Kuzey Anadolu Fayı(KAF)'dan dolayı açıdan aktif konumdadır Aynı zamanda Kuzey Anadolu Fay kuşağının batı uzantısında bulunmaktadır.

Kuzey Anadolu Fay (KAF) zonunun genel morfolojik özelliklerine bakıldığında; zonun kuzeyinde kalan bölgelerin güneye oranla topoğrafik açıdan daha yüksekte kaldığı, doğrultu atımlı fay zonlarının karakteristik özelliklerinden olan 'S' biçimli dere yataklarının oluştuğu derelerin ötelendiği, çok sayıda kütleli hareketlerin ve su kaynaklarının ortaya çıktığı gözlenmektedir. Bu fay zonu üzerinde çok sayıda sedimanter basenlerin varlığı bilinmektedir. Şekil 2.7'te araştırma alanı ve çevresindeki faylar ve Plio-Kuvaterner havza çökelmelerinin dağılımı gösterilmiş ve son depremlerde kırılan faylar tespit edilmiştir.

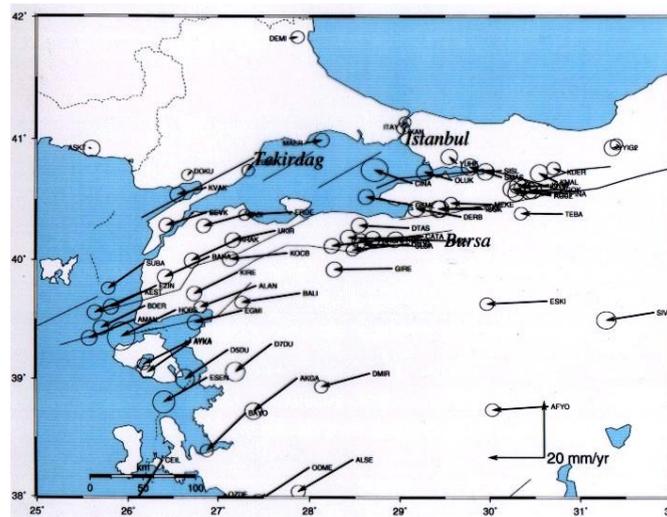
Çok sayıda araştırmacı tarafından incelenen Kuzey Anadolu Fayı (KAF) 'nın, Türkiye'nin en önemli tektonik yapıları arasında yer aldığını ve Türkiye'de meydana gelen önemli oranda can ve mal kaybına neden olan depremlerin büyük bir kısmının bu faya bağlı olarak geliştiği bilinmektedir. KAF ilk olarak Paleotektonik dönemde Anadolu ve Arap plakalarının sıkışması sonucunda ortaya çıkmıştır. Neotektonik dönem ve sonrasındaki hareketlerle ortaya çıkan ve KAF'nın ilksel konumuna paralel olarak gelişen birçok fay segmentinden oluşan kırıklar topluluğu da bu fay zonunu oluşturmuşlardır.





Şekil 2.9. Kuzey Anadolu Fayında 20. Yüzyılda meydana gelen büyük depremler (İTÜ,1999).

KAF üzerindeki İzmit körfezi ve çevresinde deprem potansiyelinin yüksek olduğu yalnız tarihsel kayıtlarına dayanılarak değil, şekil 2.10 görülüşü gibi GPS ölçümleri sonuçlarının değerlendirilmesi ile de farklı grupların yaptığı çalışmalarda ileri sürülmüşür. (İTÜ,1999). Bu değerlendirmeler bu alanda son depremlerin 1719 ve 1754 yıllarında meydana geldiğı ve buradaki GPS ölçümlü hızların şekil 2. 10 da görüldüğü gibi 20 mm/yıl olduğı göz önüne alınırsa, 1999 Marmara depreminin oluşumu beklenmesi gereken bir depremdir



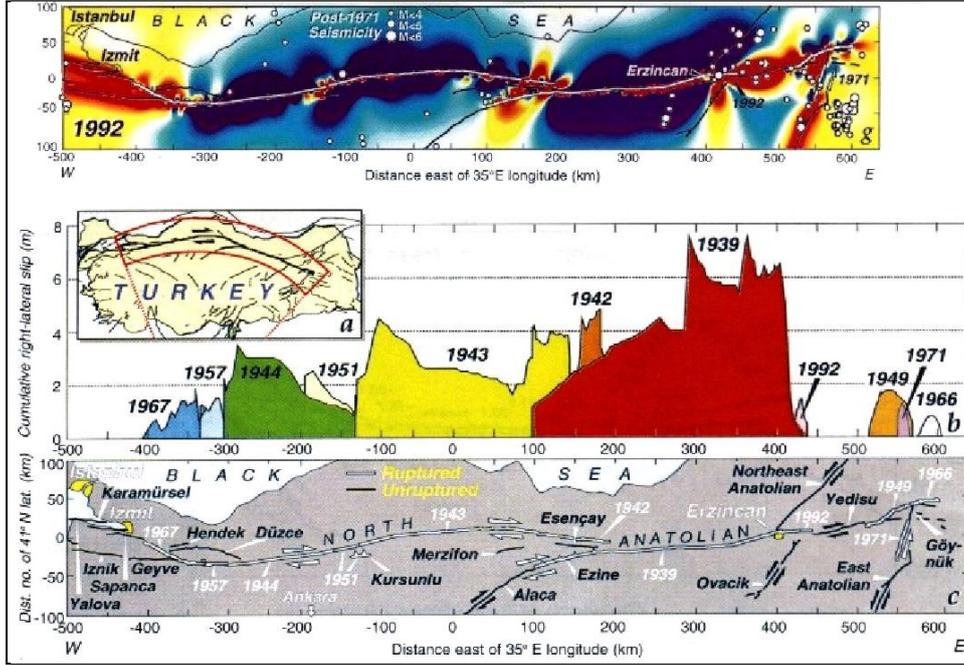
Şekil 2.10. Son 10 yılda yapılan GPS ölçümlerine göre Marmara Denizi çevresinde hareket hızları gösterilmektedir (İTÜ,1999).

Bunun yanı sıra KAF üzerinde 1939 yılında başlayan 6 büyük depremin batıya doğru göçü sonucunda KAF Zonu 'nun toplam 900 km'lik bir kısmı kırılmış ve bu deprem kırılmaları boyunca 7.5 m ye varan yer değiştirmeler gözlenmiştir. Bu depremlerin yakın geçmişte modellenmesi İzmit körfezi çevresinde bu depremler sebebiyle stresin yükseldiğini ortaya koymuştur (Şekil 2.11) Bu hat üzerinde yer alan Adapazarı ile ilgili deprem kayıtları incelendiğinde bölgenin oldukça yüksek bir sismisiteye sahip olduğu görülmektedir.

17.08.1999 de saat 3.02 de 40.70 kuzey enlemi ile 29.91 doğu boylamının tarif ettiği noktada 10-15 km derinde başlayan 1999 Marmara depremi kırılması sağ atımlı 120 km uzunluğunda bir faylanmaya neden olmuştur. (İTÜ,1999) Ana şokun ardından büyüklüğü 4.0- 5.0 değerlerinde olan çok sayıda artçı deprem meydana gelmiştir Deprem merkez Üssüne en yakın ivme kaydı, İzmit Meteoroloji İstasyonu'ndan alınmıştır. Buna göre, maksimum ivme kuzey-güney doğrultusunda 163 mG, doğu-batı doğrultusunda 220 mG ve düşey doğrultuda 123 mG dir (Kandilli Rasathanesi,1999). Adapazarı şehrinin güney batısında yer alan Sakarya Deprem istasyonunda 17 Ağustos 1999 Marmara depreminin ana kaydı alınmış olup gözlenen yüzey kırılmasının sadece 3.3 km kuzeyindedir. . Arızalardan dolayı yatay ivmeölçer sadece faya hemen paralel olan dogu-batı yönünde kayıt yapabilmiştir. Bu kayıta en büyük zemin ivmesi 0.415g, en büyük hız 81 cm/sn ve statik ötelenme 214 cm'dir (Anderson ve dig., 2000; Bray ve dig., 2001).

#### **2.4. 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi Sonuçları**

Gökten ve diğ. (1999), depremin hemen ardından şehir merkezinde yaptıkları incelemeler sonucunda, Adapazarı içindeki hasarların en dikkati çekici yönü nün yüksek ve ağır betonarme yapıların çoğunun zemine gömülerek ağır hasara uğraması veya gömülerek tümüyle yıkılması olduğunu ifade etmiştir. Bazı binalarda bu gömülme temelin farklı nitelikte iki ayrı cins zemin üzerinde yer alması yüzünden heterojen şekilde meydana gelerek binanın bir cephesinin gömülmesi ile tittleşme ve ağır hasara uğrama veya tümüyle yıkılma şeklinde gerçekleşmiştir. Binanın batması ile altında sıkışan malzemenin yanlara hücumu bina kenarlarındaki kaldırımlarda ve yollarda şişme ve kabarmalara yol açmıştır.



Şekil 2.11 KAF üzerinde 1939-1967 deprem göçü (alt resim), bu depremler sırasında meydana gelen yüzey yer değiştirmeleri (orta resim), ve bu depremlerin modellenmesi sonucunda stresin (deprem riskinin arttığı alanlar (kırmızı), (üst resim). Üstteki resimde İzmit körfezinde artan stresin, meydana gelen depremle aynı alanda olduğu gözükmektedir. (USGS,2000)

Bu yıkımlarda zeminin taşıma gücünün çok düşük olması, yer altı suyunun yüzeye çok yakın bulunması ve zeminin sıvılaşması büyük ölçüde rol oynamıştır. Sıvılaşmalar Adapazarı ovasının güneydoğusunda Akyazı dolaylarında başlayarak bahçelerde ve açık arazide açıkça görülmektedir. Şehir içlerinin genellikle asfalt, kaldırım ve binalar ile arazinin görülmeyeceği şekilde kaplı olmaları sıvılaşma etkisinin gözden kaçırılmasına neden olmamalıdır. Şehir içindeki bazı binaların cephelerinde görülen çapraz konumlu çatlamlar, binanın zemin sıvılaşması ile gömülmesi sırasında ağırlığının düşey yönde uyguladığı basınçla meydana gelmiştir.

Yapısal hasarlara yol açan önemli etkenlerden biride deprem kuvvetli yer hareketi yanında, yapıların yer aldığı bölgedeki topoğrafik, jeolojik ve zemin koşullarıdır. Bu koşulların kısa mesafeler içinde büyük değişiklikler göstermesi hasar dağılımları üzerinde belirleyici bir etki yapmıştır. Mühendislik tasarımlarında göz önünde tutulması gereken bu hususların son yıllarda meydana gelmiş büyük hasara neden olmuş depremlerde çok önemli olduğu ortaya çıkmıştır. Nitekim depremin ardından

yerinde yapılan incelemelerde özellikle Adapazarı, Gölcük ve Yalova'da meydana gelen hasarların başlıca sebebinin zemin problemlerinden kaynaklandığı belirlenmiştir. Buna karşılık, ciddi ve bilimsel zemin araştırmalarına dayanan temel mühendisliği çözümlerinin uygulandığı projelerde örneğin, yumuşak zemin koşullarında kazıklı temel sistemlerine taşıtılan binalarda ve sanayi tesislerinde, fay hattına çok yakın olsa bile herhangi bir hasar meydana gelmemiştir (İTÜ,1999).

Adapazarı örneğinde olduğu gibi, zemin koşulları elverişsiz ve yeraltı su seviyesi çok yüksek olduğu halde ağır yapıların bile tekil veya sürekli temellere taşındığı yerlerde ise binaların farklı oturma yaptığı, devrildiği, yana yattığı veya zemin katların bodrum kata dönüştüğü tespit edilmiştir.

1999 Marmara Depremi sonucunda 45960 binadan 9483 adedi ağır hasarlı veya yıkık,7820 âdeti orta hasarlı ve 15317 adedi az hasarlı olarak resmi kayıtlara geçmiştir ( Tablo2.1-2.2) Sakarya ili kayıtlarına göre 3891 insan ölmüş, 5150 yaralanmıştır. ([www.sakarya.gov.tr](http://www.sakarya.gov.tr)). Sakarya il bazında yapılan inceleme sonuçlarından elde edilen 17 Ağustos 1999 depreminde meydana gelen hasar durumu dağılımı Tablo 2.1 de verilmiştir. (Bayın. ve İskan Bak. Verileri, 1999)

Tablo 2.1. 1999 Marmara Depremi sonucu Sakarya ili Hasar durumu (Bayındırlık Bak.,1999).

Hasar durumu	Bina	Konut	İşyeri	Toplam
Ağır –yıkık	9483	24723	5092	29815
Orta hasar	7820	18710	3570	22280
Az hasar	15317	27834	2865	30699
Hasarsız	13526	24397	3762	28159
Genel toplam	45966	95664	15289	110953

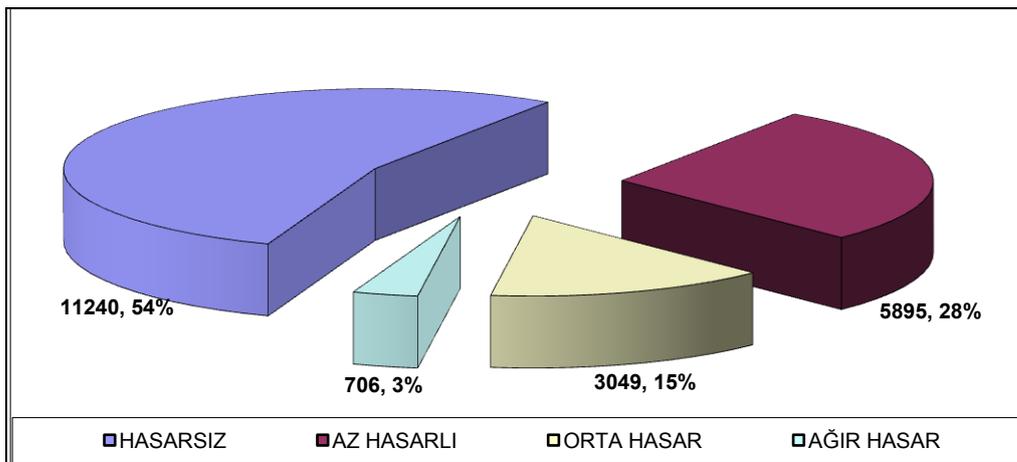
Şubat 2000 tarihinde Adapazarı Büyükşehir Belediyesi Planlama Müdürlüğü'nün başlatmış olduğu kent bilgi sistemi çerçevesinde Adapazarı merkezindeki 28 adet mahalleyi kapsayan bina tespit ve hasar değerlendirmesi yapılmıştır.

Sünbül, (2004)'de bu verileri kullanarak yaptığı çalışmada, 28 adet mahalleyi kapsayan 20 890 adet binayı hasarsız, az hasarlı, orta hasarlı ve ağır hasarlı olarak ayırmıştır. Bu ayırım sonucunda tüm yapı stoku içinde, 11 240 bina hasarsız, 5895 bina az hasarlı, 3049 bina orta hasarlı ve 706 bina ağır hasarlıdır. Başka bir deyişle, bu mahallelerde yer alan binaların ağır hasar oranı %3, orta hasar oranı %15, az hasar oranı %28 ve hasarsız bina oranı %54'tür.

Yine aynı çalışmanın sonuçlarına göre merkeze bağlı 28 adet mahallenin deprem sonrası hasar durumları Tablo 2.2' de gösterilmiştir. Bu çalışma sonucuna göre en az hasarın gözlemlendiği mahalleler şehrin güney doğusunda yer alan ve sağlam zemin olarak adlandırılan ana kayanın yüzeye daha yakın olduğu Beşköprü ve Hızırtepe mahalleleridir.

Sünbül, (2004), şehirde 4-6 katlı binalarda hasar oranının daha fazla olduğu göz önünde tutularak, eldeki hasar durumu verilerine göre kat adedinin de hasara etkisi incelenmiştir. Bu grafiklere göre bir, iki ve üç katlı binaların depremden hasar görmeme oranları; dört, beş ve altı katlı yapılara göre daha yüksektir. Tek katlı yapıların depremden hasarsız çıkma oranları %58 iken kat adedinin artması sonucunda depremin yapılara verdiği hasar miktarı da artmaktadır.

Tablo 2.2. Adapazarı Merkez Mahalle hasar durumu (Adap.B.Şehir Beld.,2000)

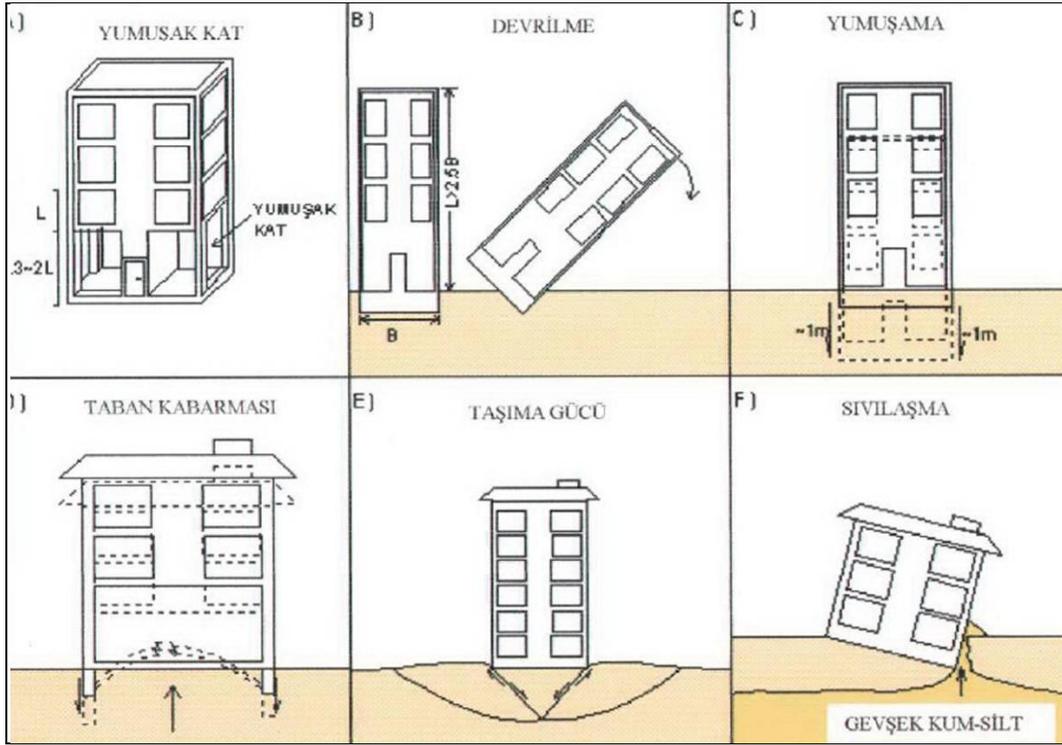


Bunun sonucu olarak 6 katlı yapılarda depremde farklı oranda hasar görme oranı %91 iken bu binaların depremi hasarsız geçirme oranı %9'düşmektedir. Bu da kat adedinin yükselmesiyle depremden hasar görme oranında artışı göstermektedir.

Tablo 2.3. 17 Ağustos 1999 Marmara depremi sonrasında yapılarda kat adedine göre hasarın dağılımı ve niteliği, Sünbül, (2004)

	<b>Ağır hasar</b>	<b>Orta Hasar</b>	<b>Az Hasar</b>	<b>Hasarsız</b>
<b>1 katl</b>	%4	%13	%25	%58
<b>2 katl</b>	%3	%13	%28	%56
<b>3 katl</b>	%2	%10	%29	%59
<b>4 katl</b>	%5	%21	%34	%40
<b>5 katl</b>	%8	%40	%33	%19
<b>6 katl</b>	%17	%51	%23	%9

Deprem sonrası yerinde yapılan incelemeler sonucunda meydana gelen hasarın başlıca nedenlerinden biri olarak zeminin problemlili olması gösterilmiştir (Önalp vd., 2001). Adapazarı gibi zemin koşulları elverişsiz ve yer altı su seviyesi (YASS) yüzeye çok yakın olan bir yerde yüksek katlı yapıların temel derinliklerinin yeterince derin tutulmadan inşa edilmiş olması deprem sırasında ve sonrasında farklı oturmaların gelişmesine, binaların devrilmesi yada yatmasına hatta zemin katların zemine batarak bodrum kat oluşturmasına yol açmıştır. Bu hasar durumları Şekil 2.12 de verilmiştir. Zemin odaklı çalışmalar sonucu zemin tabakalarının sıkışabilme özelliğinin yüksek olduğu ve zeminlerde sıvılaşma potansiyeli olduğu ortaya konmuştur.



Şekil 2.12. Hasar nedenleri (Önalp vd., 2001)

Deprem sonrası gözlenen diğer yapısal hasarlar ise şu şekilde özetlenebilir; Zemine dayalı hasar gözlenmeyen ancak yıkılan ve ağır hasara uğrayan yapılar, taşıyıcı sistemi zayıf ve düzensiz olan yapılardır. Hasarlı binalarda mimari hatalar ise; estetik amaçlı yapılan ilaveler, 1998 deprem yönetmeliğine uygun olmayan konsol çıkımlar gibi yanlış uygulamalar yanında maksimum alan kazanma çabalarıdır. Malzeme kalitesinin düşüklüğü, özellikle beton kalitesi ve donatılardaki imalat hataları ve korozyon, mukavemet ve kesit kaybına neden olmuştur. Giriş katları işyeri olarak kullanılan yapılarda yumuşak kat ortaya çıkması ve farklı yükseklikte bitişik bulunan yapıların domino etkisi ile birbirlerine zarar vermeleri, Yine evsel atıkların kanalizasyon ile değil de fosseptik kuyuları ile giderildiği binalarda atık suların zemin yapısını bozarak binalara zarar verdiği gözlenmiştir (Sünbül,2004).

### **BÖLÜM 3. ZEMİN VE YAPILARIN DİNAMİK DURUMDA DAVRANIŞI KONUSUNDA YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR**

Deprem yönetmeliklerinde, depreme dayanıklı yapı tasarımında kullanılacak elastik tasarım ivme spektrumlarının oluşturulmasında, yerel zemin koşulları göz önünde bulundurulur. Genlik, frekans ve süre gibi kuvvetli yer hareketi parametreleri yerel zemin şartlarından (tabaka kalınlığı, zemin sınıfı ve dinamik zemin parametreleri) etkilenmektedir. Bu etkinin sınırlarının zemin tabakalarının malzeme ve geometrik özelliklerine ve deprem dalgasının karakteristiklerine bağlı olarak değiştiği bilinmektedir. Sismologların ve geoteknik deprem mühendislerinin de son zamanlarda yaptıkları çalışmalar sonucunda çok sayıda teknik geliştirilmiştir.

Zeminlerin dinamik davranışının şekil değiştirme aralığına göre farklılık gösterdiği ve dinamik davranış özelliklerinin belirlenmesinde ve bunların analizinde olası şekil değiştirme seviyesinin belirleyici bir rol oynadığı bilinmektedir. Şekil değiştirme seviyelerine göre zemin davranışında beklenen özellikler Şekil 3.1’de özetlenmiştir. Zeminlerin gerek monotonik gerekse dinamik yükler altındaki davranış biçimlerini gerçeğe en yakın biçimde tanımlamak için farklı bünye modelleri kullanılmaktadır.

Dinamik yükler altında zeminlerin gerilme-şekil değiştirme ilişkisini ve deformasyon özelliklerini modelleyebilen bünye modelleri şekil değiştirme seviyesi dikkate alınarak seçilmelidir. Ayrıca zeminlerde şekil değiştirmelerin doğrusal olmaması ve zamana bağlı oluşu da bünye modellerinin uygunluğunu etkilemektedir. Dolayısı ile zaman faktörünün de dikkate alındığı modeller ve zemin özellikleri büyük şekil değiştirme seviyelerinde geçerli olan plastik model teorileri kullanılmaktadır (Puzrin ve Burland, 1998; Puzrin ve Shiran, 2000; Wang ve Kuwano, 1999).

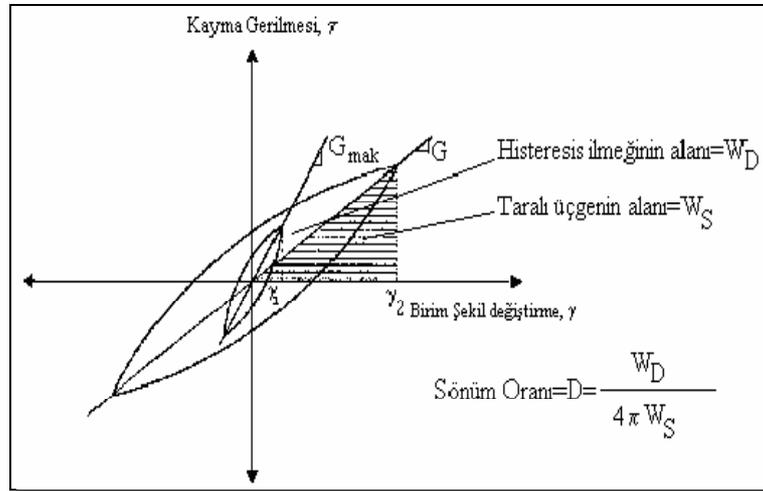
Kayma şekil değiştirilmesi	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$
	Küçük şekil değiştirme	Orta seviyede şekil değiştirme	Büyük şekil değiştirme	Göçme şekil değiştirme		
Elastik	[Elastik davranış alanı]					
Elasto-plastik	[Elasto-plastik davranış alanı]					
Göçme	[Göçme davranış alanı]					
Yük tekrarı etkisi	[Yük tekrarı etkisi alanı]					
Yükleme zamanı etkisi	[Yükleme zamanı etkisi alanı]					
Model	Doğrusal elastik model		Visko-elastik model		Yükleme tarihçesi iz modeli	
Davranış Analizi Metodu	Doğrusal davranış analizi		Eş değer doğrusal model		Adımsal integrasyon modeli	

Şekil 3.1. Şekil değiştirme seviyesine bağlı zemin davranışı modellenmesi (Ishihara, 1996)

Şekil değiştirmelerin küçük seviyelerde olması durumunda gerilme-şekil değiştirme davranışının analizinde “lineer elastik modeller” kullanılabilir. Bu şekil değiştirme seviyesinde zemin davranışının modellenmesinde “dinamik kayma modülü” anahtar bir parametre olmaktadır (Ishihara, 1996). Şekil değiştirmelerin elastik sınırlar içerisinde kaldığını ifade edebilmek için teorik olarak yaklaşık  $10^{-5}$ ’den küçük olması gerektiği kabul edilmektedir. Bu şekil değiştirme seviyelerinde ve elastik sınırlar içerisinde dinamik kayma modülünün maksimum değerinde ve sabit olduğu kabul edilebilir. Farklı şekil değiştirme genliklerindeki histeretik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ile dinamik kayma modülü ve sönüm oranı Şekil 3.2’ de gösterilmiştir.

Şekil değiştirme seviyesinin yaklaşık olarak  $10^{-3}$  civarında olması durumunda zeminin davranışları elasto-plastik bir hal alır ve dinamik kayma modülü şekil değiştirmeler arttıkça azalır. Aynı zamanda bu şekil değiştirme seviyelerinde dinamik yüklemelerle birlikte enerji sönümlenmesi de başlar ve zeminin bu özelliği sönüm oranı ile ifade edilir. Zeminlerdeki enerji sönümlenmesi histeretik biçimdedir. Zeminlerin kararlı olan bu davranışlarını en uygun şekilde modelleyebilmek için visko-elastik teorilere dayanan bünye modellerini kullanmak gerekmektedir. Bu şekil değiştirme seviyelerinde zemin özelliklerini temsil edebilmek için dinamik kayma modülü ve sönüm oranı şekil değiştirmenin bir fonksiyonu olarak belirlenmelidir.

Şekil değiştirmelere bağlı fakat çevrimden bağımsız zemin özelliklerini barındıran analitik yöntem ise visko-elastik teoriye dayanan eşdeğer lineer analiz yöntemidir.



Şekil 3.2. Farklı şekil değiştirme genliklerindeki histeretik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi ve maksimum dinamik kayma modülü ve sönüm oranı

Kayma şekil değiştirmelerinin  $10^{-2}$  den büyük olması durumunda zemin özellikleri şekil değiştirmeler arttıkça değişmeye ve kalıcı şekil değiştirmeler oluşmaya baslar. Bu şekil değiştirme seviyesinden sonra dinamik kayma modülü ve sönüm oranı yükleme çevrimleri ile değişmeye devam eder. Bu durumda zemin davranışı azalan histeresis türü olarak isimlendirilir. Dinamik kayma modülü ve sönüm oranının tekrarlı yüklerle birlikte değişimi efektif gerilmede meydana gelen değişimler dikkate alınarak hesaplanır. Efektif gerilmedeki değişimin dikkate alınması için yükleme, boşaltma ve yeniden yükleme adımlarını temsil eden gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinin tanımlandığı bünye denklemleri gerekmektedir.

Bu amaç için en çok kullanılan gerilme-şekil değiştirme ilişkisi Masing kuralı olarak bilinmektedir. Göçmeye yakın büyük şekil değiştirme mertebelerindeki zemin davranışının Masing kuralı gibi bir gerilme-şekil değiştirme ilişkisi kullanılarak modellenmesinde ise Şekil 3.1’de de gösterildiği gibi adimsal entegrasyon içeren nümerik modeller kullanılmaktadır (Ishihara, 1996). Bu modeller arasında depremler sırasında kumların sıvılaşmasını nümerik olarak modelleyebilmek için Towhata ve Ishihara (1985) tarafından geliştirilen “çok yönlü elastik yay modeli” de yer almaktadır. Bu modelde sıvılaşma sırasındaki zemin davranışı asal gerilme

eksenlerinin rotasyonu ve zemin karakteristiklerine bağılı yay karakteristikleri dikkate alınarak belirlenmektedir.

Ishihara vd. (1985) tarafından yapılan bir diğere çalışmada ise dinamik yükleme koşulları altında zeminlerin gerilme-şekil değiştirme ilişkisini tarif eden yeni bir kural önerilmektedir. Bunun nedeni ise gerilme-şekil değiştirme davranışında çok sık kullanılan Masing kuralı'nın kayma şekil değiştirmesinin geniş aralıklarında zemin karakteristiklerini doğru bir şekilde temsil edememesidir. Masing kuralı, nonlinear analizlerde histeresis ilmeğini elde edebilmek için kullanılmakta ve bir bünye denklemi ile tanımlanan zemin omurga eğrisinin boşaltma ve yeniden yükleme sırasında izleyeceği yolu belirlemektedir.

Kayma şekil değiştirmelerinin  $10^{-2}$  den büyük olması durumunda zemin özellikleri şekil değiştirmeler arttıkça değişmeye ve kalıcı şekil değiştirmeler oluşmaya baslar. Bu şekil değiştirme seviyesinden sonra dinamik kayma modülü ve sönüm oranı yükleme çevrimleri ile değişmeye devam eder. Göçmeye yakın büyük şekil değiştirme mertebelerindeki zemin davranışının nümerik modeller ile belirlenmesi ve nümerik modellerin oluşturulması için bilgisayarların gelişimine paralel olarak geliştirilen sonlu elemanlar, sonlu farklar ve sınır elamanlar yöntemleri ile günümüzde dinamik durumda nümerik modelleme konusunda daha detaylı çözümlere de ulaşılabilmektedir.

Kuvvetli yer hareketinin şiddeti ve bunun yapı hasarları üzerindeki etkisinin yerel zemin şartlarına bağılı olarak değiştiği, Seed ve Idriss (1969) ve Seed (1969) tarafından rapor edilmiştir. Seed ve Idris (1970)'in zemin dinamik analizlerinde kullanılacak zemin kayma modülü ve sönüm oranı ile ilgili çalışmaları ve Schnabel ve diğerleri (1972) tarafından hazırlanan SHAKE bilgisayar programı ile bu konudaki çalışmalarda önemli ilerlemeler sağlanmıştır (Kutaniş,2006).

Bu değerlendirmeler sonunda geoteknik mühendisleri üst yapı-temel zemin ortamı arasındaki dinamik etkileşim konusunda birçok çalışma yapmışlardır. Özellikle yumuşak zemin tabakaları üzerinde inşa edilmiş ve inşa edilecek yapıların sismik yükler altındaki davranışlarının belirlenmesi de bu alanda önem taşımaktadır.

Deprem sırasında yapı ve zemin farklı şekillerde hareket ettiğinden zemin yapının yapıda zeminin davranışını etkilemektedir.

Diğer birçok araştırmalarında sınırsız ortam basit modellerle idealleştirilmeye çalışılmıştır. Zemin sınırsız ortamını en çok frekansa bağımlı yay ve sönüm sistemiyle temsil etmişlerdir. Elastik zemine oturan çerçeve sisteminin zemin ile etkileşiminin zemin parametreleri ve yapı elemanlarında ne gibi farklılıklar yaratacağı eskiden beri araştırılan bir konudur.

Popescu vd. (1993) laboratuvar ortamında çeşitli zemin modelleri oluşturarak santrifüj deneyleri yapmıştır. Bu çalışma sıvılaşmadan dolayı meydana gelen göçme mekanizmalarının anlaşılabilmesi ve sıvılaşma ile ilgili problemleri inceleyebilmek için üretilen çeşitli nümerik analizlerin doğrulanabilmesi için veri tabanı oluşturmak amacı ile gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın en temel amaçlarından birini sıvılaşmayı nümerik olarak modellemeye yönelik analitik yöntemlerin doğruluğunun sınanması oluşturmaktadır. Bu amaç için yapılan çalışmalar A sınıfı olarak isimlendirilmiştir.

Popescu (2002) bir sonlu elemanlar programı yardımı ile dinamik yüklemenin frekansının zemin dinamik davranışına olan etkisini incelemiştir. Çalışmada farklı zemin koşullarında farklı frekans aralıklarında maksimum spektral değerlere sahip 4 farklı tepki spektrumuna ait ivme-zaman tarihçesi kullanılmıştır. Bu ivme zaman değişimleri deprem girdisi olarak kullanılmış, önce gevsek ve orta sıkı kum tabakalarında 1.8 -6.7 Hz ve 0.7-2.0 Hz frekans aralıklarındaki iki farklı ivme zaman tarihçesi kullanılarak analizler yapılmıştır. Bu analizler sonucunda, düşük frekans aralığındaki ivme-zaman tarihçesinin en yüksek artık boşluk suyu basınçlarını ve yatay deplasmanları oluşturduğu gözlenmiştir. Boşluk suyu basınçlarının zamanla artışı, zeminin mukavemetinde dolayısı ile kayma modülünde bir azalmaya neden olmuştur. Daha sonra, frekans aralıkları 2.6-6.7 Hz, 1.2-1.5 Hz ve 0.7-1.6 Hz olan üç farklı ivme-zaman tarihçesi kullanılarak bir baraj dolgusu analiz edilmiştir. Deprem sonrası etkileri araştırmak için ise uygulanan ivme-zaman değişiminin süresi uzatılarak analizler yapılmıştır. Analiz sonuçları, farklı ivme zaman değişimlerinin güçlü sarsıntı sırasında ve hemen sonrasında önemli bir zarara yol açmadığını göstermiştir. Sarsıntıdan sonra ise düşük frekans aralığına sahip iki ivme tarihçesi ile



bilinmeyen değişken; boşluk basıncı ve zemin yapısında oluşan deformasyondur. Formülasyonun çözümü için sonlu elemanlar metodu kullanılarak bir program yazılmış ve nümerik analiz yapılarak doğgun zemin profili için sonuçlar analitik sonuçlarla karşılaştırılmış sonuçta metot başarılı bulunmuştur.

Finn ve Yodengrakumar (1987), santrifüj deneyleri yaparak elde ettikleri bulguları sonlu elemanlar ile analiz etmişlerdir. Bu model deneylerde bina köşe noktalarındaki zeminde boşluk suyu basıncı artışlarını diğer boş arazide yapılanlardan çok daha yüksek değerler aldıklarını belirlemişlerdir. Bu çalışmada zemin yapısı ile deprem etkileşiminin mutlaka sıvılaşma kaynaklı olmadığını göstermişlerdir.

Stewart ve diğ. (1999) detaylı bir literatür çalışması hazırlayarak mevcuttaki zemin yapı etkileşimi problemlerini ve analiz yöntemlerini belirlemişler ve sismik yapı davranışına etki eden içsel zemin yapı etkileşimi parametrelerini değerlendirmişlerdir.2 analiz seti oluşturmuşlardır. Periyot uzatma oranı ve temel sönüm (damping) faktörlerini belirlemişler ve zemin yapı etkileşim sisteminde titreşim parametrelerini değerlendirmişlerdir.

Maugeri vd. (2000), eksantrik yüklemeye maruz yüzeysel yapı temellerinin göçmesini sarsma tablası ile incelemişler ve çalışmada ayrıca geoteknik deprem mühendisliğinde problemleri doğru tanımlamada ve çözmede, teorik yaklaşımlara destek olması açısından sarsma tablası deneylerinin önemi ortaya konulmuştur. Daha sonraki sarsma tablası deneylerine de veritabanı sağlayabilmeyi amaçlamışlardır. Çalışmalarda 5m uzunluğunda, 1m genişliğinde ve 1.2m derinliğinde bir sarsma tablası kullanılmış ve deneyler Bristol Üniversitesi'nde EERC laboratuvarında gerçekleştirilmiştir.

Micholowski ve diğ. (2002) kare ve dikdörtgen temeller için geçerli yarı ampirik geliştirilmiş formüller ile taşıma gücü hesaplamışlar, Flac programı ile üç boyutlu bu analizlerin nümerik sonuçları ile karşılaştırmasını yapmışlardır. Kare temel çözümlerinde birbirlerine yakın sonuçlar elde etmişlerdir.

Laman ve diğ.(2006) yumuşak kil zeminler üzerine inşa edilen yüzeysel temeller altına yerleştirilen farklı kalınlıktaki stabilize granüler dolgu tabakasının taşıma kapasitesine etki eden parametreleri araştırmak için Plaxis programı ile sayısal analizler yapmışlardır. Stabilize dolgu genişliği ve farklı temel geometrilerini içeren geoteknik parametrelere ulaşmaya çalışmışlardır. İki boyuttu analizde oturma davranışının da etkisi sonlu elemanlar ile modellenebilmiştir.

Knappett ve diğ. (2006) deprem yükleri altında yüzeysel temellerin göçme mekanizmasını araştırmışlardır. Ve temel altındaki doğru göçme mekanizmasını anlamak için kinematik göçme mekanizmasını belirleyen analitik çözüm yapmışlardır. Ayrıca oluşturdukları zemin modellerini 1 g sarsma tablasında deneye tabi tutarak teorik ve deneysel olarak üst ve alt sınır çözümler elde etmişlerdir. 1g sarsma tablası ile kuru kumda inşa edilen temelin deprem etkisi altındaki davranışını ve göçme mekanizmalarını incelemiştir. 1g lik sarsma tablası ile yapılan deneylerle sismik yüklemeye maruz kalan temel altındaki yer değiştirmeler ve zeminde oluşan göçme mekanizması belirlenmiştir. Yapılan deneylerde gözlenen göçme mekanizması analitik sonuçlarla karşılaştırılmış ve deprem parametreleri olan deprem büyüklüğü, frekansı ve gömme derinliği oranı etkileri değerlendirilmiştir. Çalışmada gözlenen taşıma kapasitesi mekanizması ile analitik sonuçlar birbirleri ile oldukça uyumludur.

1999 Marmara depremi ardından deprem hasarının gözlendiği bölgelerde başlatılan hasar tespit çalışmaları ve aynı zamanda devam eden bölgenin zemin araştırmaları sonuçlarında; inceleme alanı Adapazarı şehrinde gözlenen zemin koşullarına bağlı yapısal hasarlar, farklı oturmalar, yerinden çıkma veya zemine batma gibi hasarlar yer almaktadır. Zemin göçmesi gözlenen yapılarda tipik temel türü yüzeysel temeldir ve özellikle gömme derinliği 1-1.5 m. derinlikte inşa edilen bu temelli yapılarda zemindeki hacimsel değişim ve/veya temellerdeki taşıma gücü kaybına dayalı 0.50-1.50 m'lere varan oturma değerleri ölçülmüştür.

Deprem sonrası yapılan çalışmalarda ise binalardaki oturmalar detaylı bir şekilde araştırılmıştır. Zemine dayalı göçmelerin gözlendiği bölgelerdeki yüzeysel temellerin performansı incelendiğinde binalardaki oturmalar ya zemindeki hacimsel değişim ya

da temelin taşıma gücü kaybı ile açıklanmaktadır. Bazı binalar yanal kaymış çoğu bina ise yetersiz temel derinliğinden ötürü yerinden çıkmıştır. Hacimsel değişim nedeniyle göçmüş yapılarda bina çevresinde kabarmalar gözlenmiştir. Bu şekilde yapılmış yapıların birçoğunda temeller bodrumsuz ve yüzeye oturtulmuş radye temeller olarak belirlenmiştir.

Adapazarı'nda yapılan detaylı zemin inceleme çalışmaları sonucunda belirlenen zemin özelliklerine bağlı yapılan yorumlarda dinamik yükler altında kum ve kum benzeri davranış gösteren düşük plastisiteli siltler; sıvılaşma bunun yanı sıra kil ve kil benzeri davranış gösteren yumuşak plastik siltlerde; taşıma gücü kayıpları meydana geleceği bildirilmiştir. Ana kayanın derinde olması ve bölgenin aktif faya yakın olmasından dolayı sismik yük altında benzeri ve beklenen davranışları gösteren bu zeminlerde; zeminden kaynaklanan yapısal hasarlarda sıvılaşma sonucu oturmalar, çatlaklar, dönmeler, taşıma gücü kayıpları ve toptan göçmeler meydana gelmiştir (Erken ve diğ., 2001).

Yılmaz (2004), Sakarya ilinin 99 Depremi'nde yapısal performansını geoteknik ve deprem mühendisliği yönünden CBS tabanlı incelediği çalışmasında yapıların sismik performanslarını içeren bir saha etüdü programı düzenlemiş ve bu analizler sonucunda yapı hasarını etkileyen faktörleri şu şekilde belirlemiştir; (1) Sıvılaşma indeksi, (2) sıvılaşmaya bağlı zemin oturması, (3) maksimum yer ivmesi,(4) bina periyotlarına denk gelen yer ivme değerleridir. Bu çalışma sonucunda Adapazarı için hasar görülebilirlik fonksiyonu elde etmiş ve yapısal performanslarda %65 mertebelerinde tutarlı tahminler yapabilmıştır.

Adapazarı, gevşek ve suya doymun genç çökellerin üzerinde bulunan bir bölgedir. Demirtaş vd. (1999) bu bilgileri yineleyerek, 17 Ağustos 1999 Marmara depremi kuvvetli yer hareketi etkisinde bu zemin özelliklerinin ne derece etkili olduğunu ve nasıl sonuçlar doğurduğunu incelemişlerdir. Adapazarı kuvvetli yer hareketi kayıt istasyonundan 17 Ağustos 1999 depreminden aldıkları verilere göre en büyük ivme 0.41g'dir. İncelemeleri sonucunda Adapazarı yerleşim merkezinde, zemin koşullarının kuvvetli yer hareketini 4 kat büyüttüğünü ve ileri derecede hasarlar oluşturduğunu belirtmiştir. Diğer taraftan Adapazarı kenar semtlerinde yıkılan

binaların olmadığını hafif hasarların gerçekleştiğini fakat Akyazı-TEM otoyolu ve tren yolu boyunca, büyük ölçekli zemin yenilmelerinden dolayı, birçok köprü ve üst geçit ayaklarında farklı oturma, çökme ve kaymaların olduğunu belirtmişlerdir.

Durgunoğlu ve diğ. (2002), Adapazarı'nda temel zemininin sıvılaşmasından dolayı binaların iki yöne yatarak aşırı deformasyona maruz kalmalarından dolayı seçilen 2 adet yapıyı ve yapının bulunduğu bölge zemin özelliklerini SPT ve CPT deneyleri ile incelemişlerdir. Ayrıca bölgede 1 adet sismik CPT SCPT ekipmanı kullanarak kayma dalgası ve basınç dalgası hızları ölçümü gerçekleştirmişlerdir. Ve bölgenin sismik profili belirlenmiştir.

Balkaya vd. (2005), yaptıkları çalışmada Marmara depreminin ardından meydana gelen zemin deformasyonları ve buna bağlı olarak binalarda gözlenen oturmaları sıvılaşma ve taşıma kapasitesi kayıplarının gözlemlendiği Adapazarı kentinde bulunan beş katlı ve iki bloktan oluşan bir yapıyı esas alarak incelemişlerdir. İki ayrı yöntem kullanılarak yapılan analizlerden elde edilen gözlem ve hesaplar sonucu bulunan oturma değerlerinin karşılaştırılması ile zeminlerde meydana gelen oturmaların farklı yöntemler kullanılarak gerçek değerlere çok yakın bir biçimde elde edilebileceği belirlenmiştir. Ishihara ve Yoshimine (1992) ve Tokimatsu ve Seed (1987) yöntemleriyle hesaplanan oturmalar, arazide yaklaşık 40 cm olarak ölçülen gerçek oturma değerlerine çok yakın değerler vermiştir. Bununla beraber, bu yöntemle hesaplanan oturma değerlerinin yalnızca sıvılaşmadan kaynaklanan oturmaları temsil ettiği ve kil tabakalarındaki oturmalar hakkında bilgi vermediğini ifade etmişlerdir. Diğer taraftan, sonlu eleman analizlerinden elde edilen oturma değerleri, arazide ölçülen değerlerden daha yüksek bulmuşlardır. PLAXIS programı ile yapılan hesaplarda kil tabakalarında meydana gelen oturmalar da hesaplanmakla beraber, analizlerde yapılan kabuller ve seçilen model, elde edilen sonuçlar üzerinde büyük öneme sahip olduğunu ifade etmişlerdir.

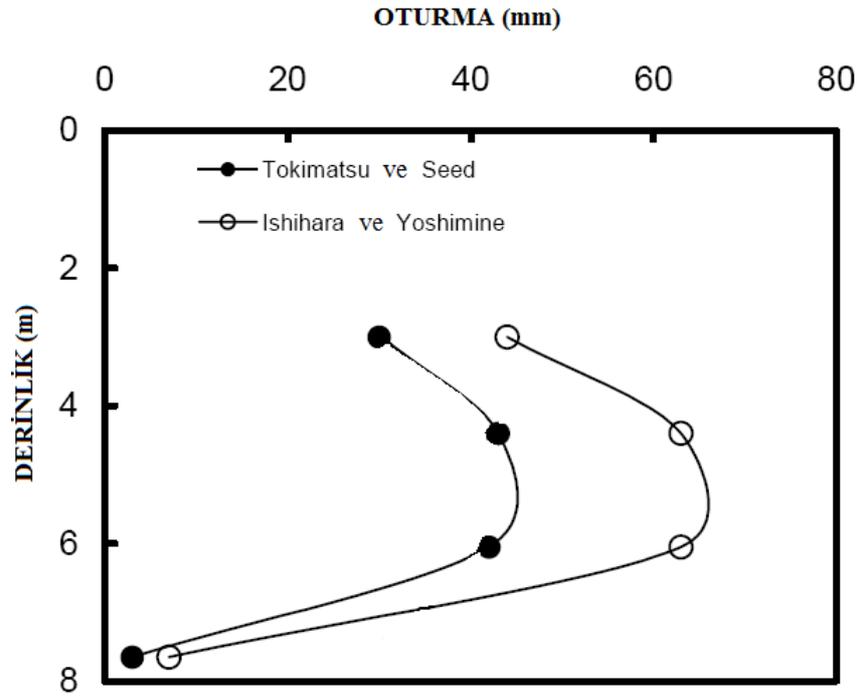
Yıldız vd. (2006), yaptıkları çalışmada, dolgunun merkez ve kenar alt noktalarındaki (zemin yüzeyinde) 5 yıllık bir süre için 3 farklı zemin modeli kullanarak hesaplanan oturmalar ile ölçülmüş oturma değerleri karşılaştırılmıştır. Üç farklı model ile hesaplanan oturma değerleri arasındaki farklar dolgu inşaatının hemen sonrası çok

küçük iken, artan zamanla birlikte meydana gelen konsolidasyon oturmaları nedeniyle aradaki farkların oldukça önemli olduğunu ifade edip; sonuçlardan, 5 yıl sonunda birincil konsolidasyon oturmalarının hala devam ettiğinin anlaşıldığı kanısına varmışlardır. İki anizotropik model (S-CLAY1 ve S-CLAY1S) ile arazi ölçüm değerlerinin oldukça iyi bir uyum gösterdiğini ifade edip; izotropik model MCK'nın ise, ölçülmüş oturma değerlerinden oldukça küçük oturma değerleri hesapladığını ve S-CLAY1S modeli ile hesaplanan oturmaların ise S-CLAY1 ile hesaplanandan daha büyük olduğunu göstermişlerdir.

Taylan vd. (2007), yaptıkları çalışmada 17 Ağustos 1999 Marmara depreminde Adapazarı bölgesinde sıvılaşma ve taşıma gücü kayıpları nedeni ile oluşan oturmaları Ishihara ve Yoshimine, (1992) yaklaşımlarını temel alarak incelemişlerdir. Yaptıkları çalışmada SPT deneyi ile elde ettikleri verileri kullanarak sıvılaşma nedeni ile rölatif sıkılık derecelerini 1 numaralı bağıntı ile hesaplamışlar ve sıvılaşmanın 6.5 m'ye kadar devam ettiğini ve sıvılaşma kaynaklı oturmaların 9–32 cm olduğunu belirtmişlerdir. Çalışmalarının devamında taşıma gücü yenilmeleri sonucunda oluşan oturmaların, sondaj loglarında 3.5–5 m derinlikteki kil ve plastik silt tabakası olan bölgelerde dinamik yüklenme öncesi ve sonrası statik mukavemet değerlerinde azımsanmayacak ölçüde azalmalar olduğunu göstermişlerdir. Sayısal bir ifadeyle deprem esnasında boşluk suyu basıncı oranları artarak %40-%50 civarlarında değerlere ulaştığı bununla beraber taşıma gücünde %40'lara varan azalmaların meydana geldiği görülmüştür. Taşıma gücü kaybı beraberinde aşırı oturmalara ve kimi bölgelerde zemin göçmelerine neden olduğunu ifade etmişlerdir.

C. Y. Lee, (2007), çalışmasında doymuş kumlarda indüklemeyen dolayı oluşan oturmaları farklı yöntemler kullanarak incelemiş ve karşılaştırma yapmıştır. Aynı deprem ve SPT verilerini, Ishihara ve Yoshimine (1992) ve Tokimatsu ve Seed (1987) yaklaşımlarını kullanarak sıvılaşma riskinden doğan oturmaları incelemiş ve sonuçların derinlik ile ilişkisini grafik Şekil 3.4'de vermiştir. Grafik incelendiğinde yüzeye yakın derinliklerde, iki yaklaşım arasındaki oturma değerlerinde ciddi bir farklılık görülmektedir. Fakat oturma değerleri 7 m'den sonra birbirine yakın değerlere ulaşmaktadır. Lee, farklı yöntemlerin kullanılması ile sıvılaşmadan kaynaklanan deformasyonların analizlerinde doğru sonuçlara daha da yaklaşılabileceğini

ifade etmiştir. Yaklaşımlar arasındaki farkı gözlemlemek amacı ile bu çalışmada da 5 farklı bölgede uygulanmış derin sondaj loglarına ait SPT verileri, aynı deprem büyüklüğü etkisinde, yine bu iki yaklaşım ile analiz edilmiştir. Bulunan değerler neticesinde çizilen grafikler incelendiğinde yaklaşımlar arasındaki farkı şematik olarak doğrular niteliktedir.



Şekil 3.4. Tokimatsu-Seed (1987) ve Ishihara-Yoshimine (1992) yaklaşımlarının, derinlik ve oturma açısından karşılaştırılması

Sünbül vd. (2007), incelemelerinde, 17 Ağustos 1999 Marmara depremi kuvvetli yer hareketi sonrasında Adapazarı bölgesi merkezine yakın olan Tığcılar, Cumhuriyet ve Kurtuluş mahallelerinde, taşıma gücü kaybı ve sıvılaşmadan dolayı oluşan oturmaların 1.5 m ye kadar olduğunu tespit etmişlerdir. Sünbül vd'ye göre; bu şekildeki zayıf zemin koşulları nedeniyle, Adapazarı yerleşim merkezindeki yüksek binaların, bitişik nizam şeklinde oluşu ve temellerinin 0.5 – 1.2 m gibi yüzeysel derinlikte bulunuşu, yan yatma, oturma ve yerinden çıkma gibi ağır hasarlara uğramasının nedenidir.

Tüm bu çalışmaların ardından Adapazarı'nda oluşan yapısal hasar nedenleri olarak bölgede yerel zemin şartlarının yapıların inşaat aşamasında dikkat edilmesi gerekli

bir konu olduğu ortaya çıkmıştır. Çalışmaların sonuçlarına göre yapı hasar dağılımları ve deprem şiddeti zemin tepki analizi sonuçları yüksek oranda ilişkili bulunmuştur. Arazi deneyi sonuçlarına dayalı olarak sığ derinlikli yüzeysel temelli 4-6 katlı yapıların deprem sırasında dinamik davranışlarına etki eden parametrelerin belirlenmesi gerekliliği ortaya çıkmıştır. Ayrıca zemin yenilmesi üzerindeki yapı tepkisinin rolü de araştırılması gereken bir diğer konudur.

## **BÖLÜM 4. DEPREM ETKİSİNDE ZEMİNLERİN DAVRANIŞI**

Zeminler statik ve dinamik yükleme altında farklı davranışlar gösterirler. Zeminlerin statik yükleme altındaki gerilme deformasyon davranışı, zeminin yapısı, yer altı suyu durumu, yükleme miktarı ve hızına bağlı olarak değişmektedir. Yapı tasarlarken en önemli kısım yapı yüklerini zemine aktaran yapı elemanları olan temellerin tasarımıdır. Temel tasarımının en önemli maddesi ise zemine aktarılan gerilmenin zemin tarafından emniyetle taşınmasını sağlayabilmektir. Temeller bu sebeple taşıma gücü yüksek zeminler üzerinde tasarlanmalıdır. Zeminin yapıyla birlikte davranışını ve temeller vasıtasıyla zemine aktarılacak yükü tanımlamak için taşıma gücü hesaplarına ve bu yükler altında zeminde oluşacak oturmaları hesaplamak için de elastik oturma ve konsolidasyon oturması hesaplarına ihtiyaç vardır. Literatürde konuyla ilgili kullanılan hesap yöntemleri bulunmaktadır. (Terzaghi,1967, Meyerhof,1963).

Dinamik yükler altında zeminin vereceği tepkiler dört başlık altında toplanır. Bunlar sırasıyla;

- i. Tekrarlı yüklerin etkisi ile kayma mukavemetinde meydana gelen azalmanın sonucu olarak oturma,
- ii. Doğal ve yapay şevlerde stabilitenin bozulması,
- iii. Boşluk suyu basıncı artışları sebebiyle zeminde meydana gelen yumuşama sonucu sıvılaşmanın oluşması
- iv. Zeminin tabakalanma özelliklerine göre yerel deprem ivmesini ana kayadan itibaren iletirken oluşan zemin büyütmesi olarak tanımlanabilir.

Çalışma konusu kapsamında deprem etkisinde (dinamik durumda) zeminlerin davranışları konusunda inceleme alanı için zemin sıvılaşması ve zemin oturması konusunda detaylı yapılan sayısal çözümler bu bölümün sonunda verilmiştir.

#### 4.1. Zeminlerin Deprem Etkisinde (dinamik durumda) Davranışı

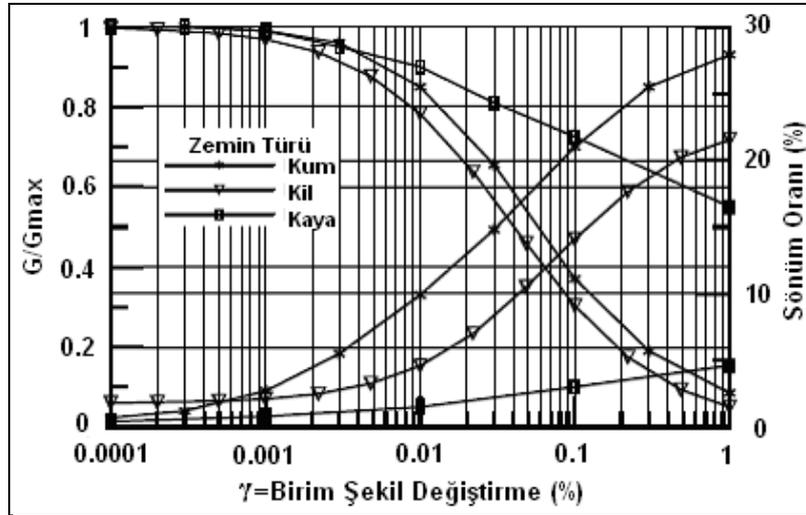
Yerel jeoloji ve zemin şartlarının yer sarsıntısının şiddeti üzerindeki etkisi uzun zamandır bilinmektedir. Yerel zemin şartlarının yer hareketlerine olan etkileri dünyanın değişik yerlerindeki depremlerde gözlenmiş ve birçok değerlendirme geçmişten günümüze taşınmıştır. (Macmurdo,1924; 1819 Hindistan depremi, Maliet 1862;1857 Neapoliten Depremi, Wood 1908 ve Reid 1910; 1906 San Francisco depremi, Gutenberg 1927) kuvvetli yer hareketi ölçüm cihazlarının geliştirilmesiyle yerel zemin etkileri günümüzde daha ayrıntılı çalışılmaya başlamıştır.

Yerel zemin koşulları kuvvetli yer hareketinin genlik, frekans içeriği ve süreden oluşan önemli özelliklerinin tamamını kuvvetle etkilemektedir. Bunların etki derecesi, yer altındaki birimlerin geometrisi ile malzeme özellikleri, sahanın topografyası ve girdi hareketin özelliklerine bağlıdır (Kramer,2003). Belirli bir sahadaki depremin karakteristikleri fay mekanizması, depremin merkez üssünün uzaklığı, jeolojik yapı ve yerel zemin koşullarının bir fonksiyonudur. Zemin koşullarının en etkili parametreleri ana kaya üzerinde yer alan zemin tabakasının yüksekliği, zemin profilinin ve karakteristiklerinin derinlikle değişmesi, yanal jeolojik heterojenlik, yüzey ve gömülü topografyadır (Kramer,2003). Alüvyon derinliği, zemin titreşim periyodu ile doğrudan ilişkilidir. H derinliğindeki bir zemin tabakası boyunca düşey olarak ilerleyen kayma dalgası göz önüne alındığında zeminin yatay hakim titreşim periyodu 4.1 numaralı bağıntı ile bulunabilir. Bağıntıda  $n$ ; Titreşim modunu gösteren 1,2,3, ... gibi bir tamsayı ve  $V_s$ ; kayma dalgası hızını tanımlamaktadır (Özgirgin,1997).

$$T_n = \frac{4H}{(2n-1)V_s} \quad (4.1)$$

Zemin ortamlarının deprem yükü gibi dinamik yükler altındaki davranışı, büyük ölçüde, çevrimsel yükler altındaki gerilme-şekil değiştirme karakteristiklerine bağlıdır. Bu karakteristikler, çok küçük şekil birim değiştirmelerde genellikle  $10^{-4}$  ile elde edilen kayma modülü ( $G_{\max}$ ) değerine bağlı olarak elde edilen sekant kayma modülü ( $G$ ) ile çevrimsel kayma birim şekil değiştirme genliği ( $\gamma$ ) arasındaki

ilişkidir. Sekant kayma modülü ile çevrimsel kayma birim şekil değişme genliği arasındaki bu ilişki  $G/G_{max}$  ve  $\gamma$  eğrileri Şekil 4.1 ile ifade edilebilir (Dobry ve diğ. 1991).

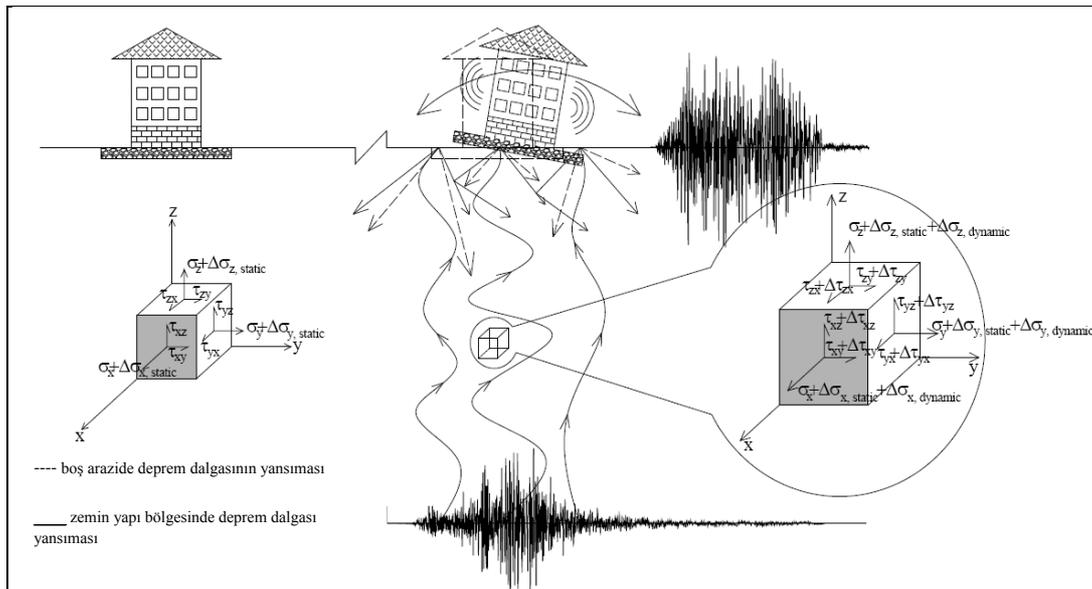


Şekil 4.1. Çevrimsel yüklemeye parametrelerinin çevrimsel birim-şekil değişme ile değişimleri, Dobry ve diğ., (1991)

Küçük şekil değiştirmeler için zeminin kayma modülü, gerilme-şekil değiştirme eğrisinin ortalama eğimi olarak alınabilir. Büyük şekil değiştirmelerde, gerilme-şekil değiştirme eğrisi önemli derecede doğrusal değildir. Bu yüzden kayma modülü sabitlikten uzaktır ama kayma şekil değiştirmesinin büyüklüğüne bağlıdır. Zemin tabakası kalınlığı arttıkça zemin hakim frekansı daha küçük frekanslara doğru kaymaktadır. Bu da periyot cinsinden düşünüldüğünde ana kaya üzerinde yer alan zemin tabakasının kalınlığı ne kadar büyük olursa, zemin hakim periyodunun o kadar büyük olacağını gösterir. Mühendislik çalışmaları açısından büyütme fonksiyonlarındaki en önemli değer, temel frekans ve ona ait büyütmedir. Çünkü yapıları asıl etkileyen, temel frekans değeri ve bu frekansta görülen en yüksek büyütmedir. Genellikle yüksek harmonikteki büyütmeler, sönüm parametresine bağlı olarak çok küçük değerlere kadar düşmektedir. Zeminlerin deprem etkisi altında gösterdikleri davranış, fiziksel ve mekanik parametrelerine bağlıdır. Zeminlerin yerel özelliklerinin kuvvetli yer hareketleri üzerindeki etkisi, zemin ortamının tabaka kalınlığı, sönümü, kayma dalga hızı, iki ya da daha çok tabaka durumu ve ana kaya derinliği ile alakalıdır. Bu parametreler içerisinde, zemin tabakası kayma dalga hızı,

kuvvetli yer hareketleri üzerinde en önemli etkiye sahip olan parametredir. Ana kayaya erişilememesi durumlarında göz önünde bulundurulması kaçınılmaz olan, zemin hakim periyodu ve zemin büyütme etkenlerinde önemli farklılıklar olacaktır. Sağlam tabakaya ulaşılamaması durumu da yine beraberinde sığ tabakalarda göz ardı edilemeyecek oturmaları oluşturacaktır. Bunun nedeni, ana kayaya ve kabul edilebilir kayma dalgası hızına erişilememesi nedeni ile deprem anında oluşan zemin sıvılaşması ve taşıma gücü yenilmeleridir. Kayma dalga hızındaki bir değişim, empedans değerine etki edeceğinden doğrudan büyütme değerini etkilemektedir (Demir,2007).

Deprem bölgelerinde inşa edilmiş ve edilecek olan yapıların deprem yükleri altında nasıl bir davranış göstereceğinin tahmin edilebilmesi için ilk olarak yapının temel sisteminin ve sistemin bir parçası olan temel zeminlerinin deprem yükleri altında nasıl davranacağını bilmesi gerekir. Bununla ilgili olarak Unutmaz, (2008) de yapının deprem dalgalarının üzerindeki yapıların deprem yükleri altında nasıl bir davranış göstereceğinin ve herhangi bir yapı bulunmayan düz ve hafif eğimli suya doymun kaba ve ince daneli zeminlerinde deprem yükleri altında nasıl davranacağını konusunda hazırladığı şema Şekil 4.2' de görülmektedir.



Şekil 4.2. Yapıların Deprem Kuvveti Altında Davranışları ( Unutmaz, 2008)

Boulanger ve Idriss (2004) tarafından kaba ve ince daneli zeminlerin dinamik davranışının önceden değerlendirilmesi için yapılan çalışmada; deprem süresince ve sonrasında stabilitenin bozulmasına neden olabilecek aşırı deformasyonlar veya mukavemet kayıplarının oluşabileceği zeminler belirlenmeye çalışılmıştır. Deprem sırasında oluşan deformasyonlar, taşıma gücü kayıpları ve göçme şekillerinin kum ve kil türü zeminlerde farklı özellikte davranış sergiledikleri belirtilmiştir. Bu çalışmaya göre zeminler kum benzeri (sand-like) ve kil benzeri (clay-like) davranışlar şeklinde iki grupta değerlendirilmiştir. Ayrıca geçiş bölgesinde kalan düşük plastisiteli silt ve killer için bu davranışın çok daha karışık olduğu belirtilmiştir. Burada kum benzeri davranış ile kaba daneli zeminlerin, kil benzeri davranış ile de ince daneli zeminlerin statik ve dinamik yükler altındaki gerilme-şekil değiştirme davranışını tanımlamak için kullanılmıştır. Dinamik göçme kil benzeri zeminlere karşılık davranış tanımlamak için kullanılırken sıvılaşma terimi kum benzeri zeminler için kullanılmıştır.

Boulanger ve Idriss, (2004)' e göre kum ve kil benzeri zeminlerin mukavemet ve sıkışabilirliğini değerlendirirken kaba daneli zeminlerde dane çapı, dane çapı dağılımı ile rölatif sıklık, ince daneli zeminlerde ise plastisite indisi önemli olmaktadır.

Kumların davranışının belirlenmesinde aşağıdaki özellikler göz önünde bulundurulmalıdır (Boulanger ve Idriss, 2004);

- Kumun gerilme-şekil değiştirme davranışı büyük miktarda relatif sıklık ( $D_r$ ) ve çevre basıncına bağlıdır.
- Kumların efektif gerilmesi artarken relatif sıklık önemli derecede değişmediği için yeterince küçük sıkışabilirliğe sahiptir.
- Kumların efektif gerilme geçmişi ile relatif sıklık (veya boşluk oranı) arasında bir ilişki yoktur.
- İnce dane içermeyen kumlu zeminlerden bilinen shelby sondaj tüpü ile numune almak zordur. Bir miktar ince dane içeren kumlu zeminlerden numune almak mümkün olsa da numune alma aşamasında zeminde örselenme meydana gelecektir.

- Standart penetrasyon deneyi (SPT) ve koni penetrasyon deneyinin (CPT) penetrasyon dirençleri kumun rölatif sıklığı, içsel sürtünme açısı ve dinamik direnç oranından (DDO) etkilenir.

Kumlu zeminlerin davranışı incelenirken arazideki penetrasyon deneyleri ve yarı ampirik korelasyonlardan yararlanır.

Killi zeminlerin davranışları incelenirken aşağıdaki özellikler dikkate alınmalıdır (Boulanger ve Idriss, 2004);

- Killer genelde büyük miktarda efektif jeolojik gerilme geçmişine bağlı olan boşluk oranından dolayı büyük sıkışabilirlik oranlarına sahiptir.
- Killerde boşluk oranı ve jeolojik geçmişi (aşırı konsolidasyon oranı, AKO) arasında iyi bir ilişki vardır. Killi zeminlerde ince cidarlı sondaj tüple numune alınırsa örselenmeden daha az etkilenir.
- Killerin statik ve dinamik drenajsız mukavemetleri, araziden alınan örselenmemiş numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılarak değerlendirilebilir.
- Killi zeminlerin ön konsolidasyon basıncının belirlenerek jeolojik geçmişi hakkında bilgi sahibi olunması gereklidir.
- CPT penetrasyon direnci direk olarak kilin drenajsız kayma mukavemetiyle ilgilidir.
- SPT penetrasyon direnci sadece kilin drenajsız kayma mukavemeti ile ilgili kaba bir ilişki sağlar.

Killi zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışıyla ilgili en önemli parametreler jeolojik geçmişin bir fonksiyonu olan statik drenajsız kayma mukavemetidir.

#### **4.2. Deprem Etkisinde Oluşan Zemin Sıvılaşması**

Deprem sırasında yapı temelleri altında bulunan zemin tabakaları, toprak barajlar ve benzeri yapıları; yer, yön ve şiddet değiştiren dinamik yükler etkisi altında kalmaktadırlar. Depremlerin mühendislik yapıları üzerinde meydana getirmiş olduğu hasarlar arasında en dramatik olanı suya doymuş gevşek kum tabakalarının sıvılaşması sonucu çıkan hasardır. Bu gibi durumlarda zemin yüzeyindeki yapılar önemli ölçüde zemin içine bataabilmekte veya zemine gömülü yapılar yüzerek zemin yüzüne çıkabilmektedir. Bu hasarların açıklaması olarak ortaya atılan sıvılaşma

terimi ilk kez Terzaghi ve Peck 1948 tarafından gevşek kumların dayanım kaybıyla yanal akmalara sebep olduğu durum için kullanılmıştır. Daha sonra Mogami ve Kubo 1953 aynı terimi sismik durumda tekrarlı yüklemeye dayalı kayma direnci kaybı tanımlamasında kullanmışlardır. Ancak zemin sıvılaşmasının en bilinen örneği 1964 Niigata, Japonya depreminde gözlenmiştir. Deprem sonucu şehrin alçak bölgelerindeki kum tabakalarının sıvılaşması sonucu yapılarda büyük hasar meydana gelmiş, zemin yüzeyinde ortaya çıkan çatlaklardan su ve kum kaynakları fişkırmıştır. Birçok yapı 1 m mertebesine kadar zemin içine batmış ve aynı zamanda yana yatmıştır. Sıvılaşma olayına örnek olarak 1920 California Calveras, 1938 Montana Fort Peck, 1971 California San Fernando depreminde Lower San Norman barajlarında gözlenen hidrolik dolgu gövdelerin akmaları ile 1964 Alaska Anchorage'deki zemin akmaları gösterilmektedir. Ülkemiz ise 1992 Erzincan depremi ve son iki yılda meydana gelen 1998 Adana-Ceyhan Depremi ve 1999 Marmara Depremi'nde zemin sıvılaşması ile buna bağlı diğer zemin hareketlerini ve etkilerini yaygın şekilde gözlemlemiştir. (Dep. Müh. Giriş, 2000).

Zeminlerdeki sıvılaşma davranışının anlaşılabilmesi için depremden önceki zemin koşullarının iyi bilinmesi gerekir. Deprem sırasında sismik dalgalar, özellikle makaslama dalgaları, suya doygun (yer altı suyu tablası altındaki) gevşek kum zeminler içine yayılırken, makaslama kuvvetleri yaratarak zeminin danelerinin yer değiştirmesine neden olurlar. Bu koşullar altında gevşek konumdaki zemin daneleri birbirlerine yaklaşma eğilimi gösterirler ve bu davranış sırasında danelerin temas noktalarındaki gerilim suya aktarılır. Depremlerin ani ve çok kısa süreli olması daneler arasındaki suyun kaçması için gereken süreye olanak tanımaz, ortamdaki uzaklaşamayan gözenek suyu basıncı aniden artar. Gözenek suyu basıncındaki bu ani artış, zemin danelerini bir arada tutan temas kuvvetlerini yok ederek daneleri birbirinden uzaklaştırır. Böylece zemin dayanımını yitirir. Bu koşullar altında zemin, deprem öncesinde gösterdiği katı malzeme davranışı yerine, bir sıvı gibi davranarak suyla birlikte yüzeye doğru hareket eder. Yüzeyden çıkmaya başlar. Zeminin sergilediği bu davranış biçimi sıvılaşma olarak tanımlanır. Sıvılaşma yüzeyde, kum fişkırmaları tek başına veya ard arda dizilmiş kum volkanları ve fisürler (yarıklar) boyunca kum birikimleri şeklinde görülür. Yüzeyde gözlenen kum birikimleri mühendislik açısından önemli olmakla beraber, sıvılaşmanın tipik

göstergesidir.(Ulusay, R.,2001) Yatay zemin içine batmakta, dönmekte, aşırı oturmalar meydana gelmekte veya zemin içine inşa edilmiş yapılar zemin yüzeyine çıkabilmektedir. Yamaç ve şevlerde, toprak dolgu barajlarda yer alan suya doymuş kumlu zemin tabakalarının sıvılaşması ise duraysızlığa neden olmakta; bunun sonucunda heyelanlar, dolgu gövdeli barajlarda göçmeler oluşmaktadır.

Depremlerin neden olduğu tekrarlanmalı gerilmeler sığ derinliklerde yer alan gevşek zeminlerde özel zemin davranışlarının gelişmesine yol açmaktadır. Dinamik yüklerden kaynaklanan bu tür zemin davranışları arasında yer alan sıvılaşma ve bununla ilgili zemin duraysızlıkları yapısal hasarlar üzerinde etkin rol oynamaktadır. Sıvılaşma sonucu dayanımı azalarak taşıma gücünü yitiren zemin, üzerindeki yapıları taşıyamayarak yapıların oturmasına, yana yatmasına veya devrilmesine, gömülü alt yapı elemanlarında çeşitli hasarlara neden olur. Ayrıca sıvılaşmaya bağlı olarak gelişen yanal yayılma ve akma türü kayma davranışları nedeniyle, geniş zemin kütleleri ve üzerindeki yapılar nehir, göl ve denize doğru sürüklenebilir. Sıvılaşma olayı için laboratuvarda yapılan çok sayıda deneysel araştırmalarda ise, sıvılaşmanın, titreşimli gerilmelerin şiddeti ve çevre basıncına oranı, titreşim sayısı, kumun boşluk oranı (relatif sıkılığı), başlangıç gerilme durumu gibi bir çok faktörden etkilendiğini ortaya koymuştur.

Sıvılaşma her zeminde her koşulda meydana gelen bir davranış biçimi olmayıp, belirli jeolojik ortamlarda ve hidrojeolojik koşullar altında gerçekleşmektedir. Genellikle jeolojik anlamda genç ve gevşek çökellerin özellikle kum ve silt dane boyutundaki malzemenin depolandığı ve yeraltı suyunun sığ olduğu ortamlar sıvılaşmanın gelişmesi için en uygun ortamlardır. Ayrıca yer altı su seviyesinin de yüzeye yakın olduğu bölgelerde eğer zemin koşulları da müsait ise sıvılaşma meydana gelme olasılığı var kabul edilmektedir (Ulusay, 2001).

Dinamik deneylerin geliştirilmesiyle sıvılaşma üzerine deneysel analizleri ilk yapmaya başlayan H.B.Seed, K.Lee, W.D.L.Finn, K.Ishihara, ve bu araştırmacıların diğer izleyicileri dinamik üç eksenli ve basit kesme deney sonuçları ile deprem gözlemlerini yapmışlardır. Her sıkılık derecesindeki kumda uygulanan dinamik

gerilmeye ve tekrar sayısına bağılı olarak, sıvılaşma başlangıcı oluşumunu değerlendirmişlerdir.

#### 4.2.1. Sıvılaşma potansiyelini belirleyen yöntemler

Uygulamada, sismik faaliyetleri yüksek bölgelerde yer alan siltli kum zemin tabakalarının sıvılaşabilirliğini belirleyen değişik yöntemler ileri sürülmektedir. Bu yöntemler laboratuvar ve arazi deneylerine dayanır. İnşaat mühendisliğinde, üzerinde önemli mühendislik yapılarının inşa edileceği sıvılaşma potansiyeli yüksek olan siltli killi kumlu ve çakıllı zemin tabakalarının depremler sırasında nasıl davranacağıının önceden belirlenmesi gerekir. Deprem riski yüksek olan bölgelerde deprem sırasında meydana gelebilecek sıvılaşma olayı sonucunda üzerine bulunan yapıların ne şekilde davranacağını önceden bilmek mümkün değildir. Sıvılaşma sırasında zemin bir sıvı gibi davranacağıından, yapıların temellerinde taşıma gücü yitirilmesi ile göçmeler, dönmeler, devrilmeler meydana gelebilecektir. Bu nedenle sıvılaşma potansiyeli yüksek bölgelerin önceden belirlenmesi, yapıların bu bölgeler dışında yapılması veya yapıların sıvılaşma durumuna göre dizayn edilmesi önem arz etmektedir. Laboratuvarda yapılan deneylerde zemin tabakalarını temsil eden numune oldukça küçük olup; deneye tabi tutulan bu numunenin zemin tabakasını temsil edip etmediği tartışılmaktadır. Ayrıca arazideki sınır şartlarının laboratuvarda sağlanması her zaman mümkün olamamaktadır. Arazi deneylerinde amaç arazideki özel şartlar altında bulunan zemin tabakalarının o andaki belirli birtakım özelliklerini bulmaktır. Genellikle arazide yerinde yapılan deneylerde bulunan değerlerin arazi şartlarını ve tabiattaki zemin şartlarını yansıması bakımından daha gerçekçi olacağı şüphesizdir.

Zeminlerin belirli yüklemeler altında nasıl davranacağı hakkındaki bilgiler çoğunlukla laboratuvar deneylerini gerektirir ve nadiren arazi deneylerinden bulunabilir. Diğer yönden; incelenen esasları açıklamak bakımından arazi deneylerinin faydaları, arazideki etkenlerin yokluğu bakımından sınırlıdır. Laboratuvar deneyleri içerisinde dinamik üç eksenli basınç deneyi, dinamik basit kesme deneyi, dinamik burulmalı kesme deneyi, rezonans kolonu deneyi, sarsma tablası deneyi, arazi deneyleri içerisinde standart penetrasyon deneyi (SPT), koni penetrasyon deneyi (CPT) ve sismik deney metotları sayılabilir.

Bu tür ön değerlendirmelerle zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin doğrudan karar verilmesi doğru bir yaklaşım olmaz. ISSMGE,(1999) sıvılaşma potansiyelinin çok genel bir değerlendirmeden (1.derece) ayrıntılı değerlendirmeye (3.derece) kadar olmak üzere 3 aşamada ele almıştır.

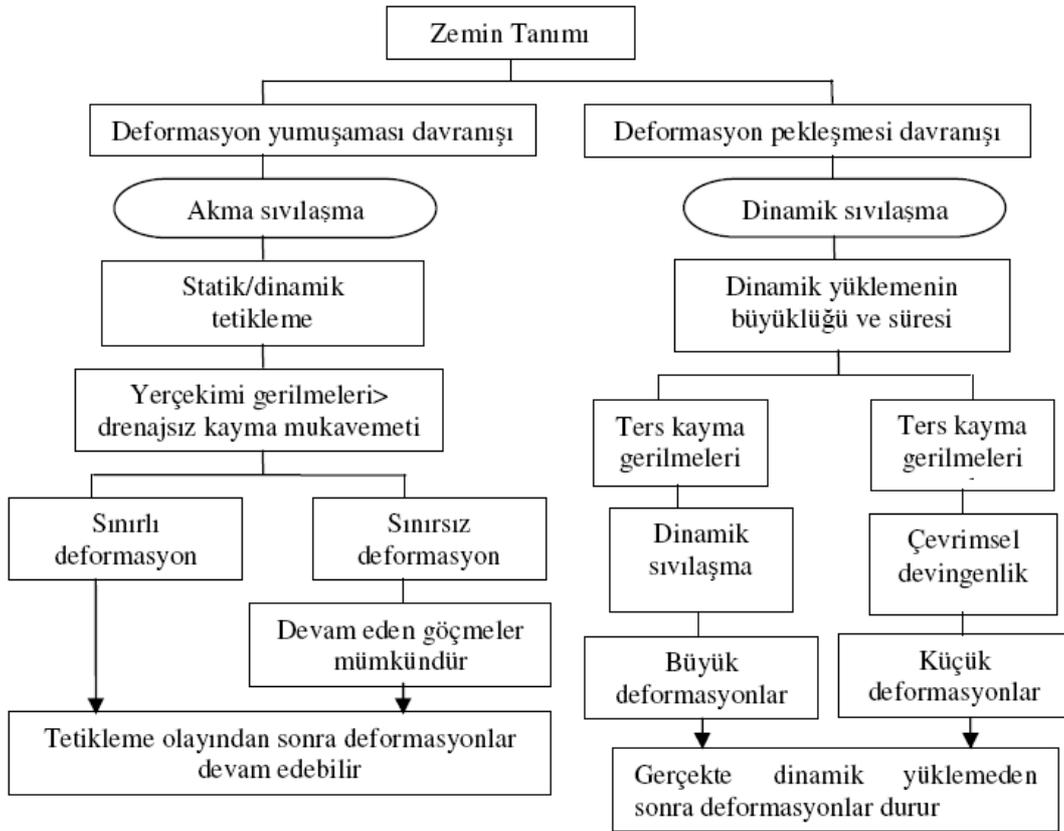
- 1.Derece Değerlendirme Yöntemi: Amaç; sıvılaşmaya karşı duyarlı ve duyarsız olabilecek alanları jeolojik ve/veya jeomorfolojik özelliklerine göre ayırmak ve ayrıntılı şekilde incelemek için belirlemek. Örneğin mikro bölgeleme haritası hazırlanabilir.
- 2.Derece. Değerlendirme Yöntemi: Hava fotoğrafları, sıvılaşmaya duyarlı birimlerin arazi çalışmasıyla ayırtılması, taşkın sonrası fotoğrafları değerlendirip, sediman birikmesini belirlemek, geçmiş depremlerde gözlenen sıvılaşma bilgilerini yorumlamak.
- 3.Derece Değerlendirme Yöntemi (Sıvılaşma Analizleri): Diğer iki yöntem zemin iyileştirmesi ve tasarım konularında yetersiz kalmaktadırlar.Bu nedenle sıvılaşma potansiyelinin zemin ve deprem parametreleriyle birlikte dikkate alındığı ampirik çözüm teknikleriyle veya dinamik laboratuvar deney sonuçlarının kullanıldığı analizlere göre değerlendirme daha sağlıklı sonuçlar alınacaktır.

#### **4.2.2. Sıvılaşma potansiyelinin araştırılması**

Zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin mühendislik açısından değerlendirilme aşamasında ilk olarak bölgedeki zeminin potansiyel olarak sıvılaşabilir bir yapısının olup olmadığının belirlenmelidir. Sıvılaşma çoğunlukla büyük depremler sırasında sığ, gevsek, doymuş kumlar veya siltlerle ilgilidir. Aslında düşük plastisiteli veya plastik olmayan siltler ve siltli kumlar sıvılaşabilir zeminlerin en tehlikeli olanları arasındadır çünkü bu tür zeminler sadece dinamik olarak sıvılaşmazlar ayrıca bu zeminler iyi su tutabilir ve düşük permeabilitelerinden dolayı aşırı boşluk suyu basınçlarının yavaşça sönmelenmesini sağlayabilirler.

Ancak son yıllarda büyük depremlerin meydana geldiği ülkelerde (Türkiye, Taiwan) killi ince daneli zeminlerin sıvılaşmasıyla ilgili olaylara rastlanmaktadır. Doygun olmayan zeminler genelde sıvılaşmaya maruz kalmayabilir çünkü boşluk suyu basıncı oluşumu yeterli olmayabilir. Dinamik yükler altında meydana gelen yumuşama ve sınırlı deformasyonlar genişleyen zemin davranışıyla ilgiliyken, sıvılaşma ve büyük deformasyonlar sıkışan zeminlerin davranışlarıyla ilgilidir.

Zemin sıvılaşmanın değerlendirilmesi için Robertson ve dig., (1994) göre Şekil 4.3' de bir akış diyagramı gösterilmiştir.



Şekil 4.3. Sıvılaşmanın Değerlendirilmesi için Önerilen Akış Diyagramı (Robertson ve dig., 1994).

İlk adım deformasyon yumuşaması veya deformasyon pekleşmesi bakımından malzeme özelliklerini değerlendirmektir. Zeminde deformasyon yumuşaması var ise, ayrıca zemin çökmeye başlayabiliyorsa ve yerçekimine bağlı kayma gerilmeleri nihai rezidüel veya kararlı durum mukavemetine göre daha büyükse akma sıvılaşması muhtemeldir. Çökmeye neden olacak tetikleme ya statik ya da dinamik olabilir. Bir

sev veya zeminin stabilitesinin bozulup bozulmayacağı ile ilgili olarak kayma, deformasyon yumuşaması olan zemine veya yapı içerisinde deformasyon pekleşmesi olan zeminle ilgili olarak sınırlı deformasyon yumuşaması olan zemin miktarına ve deformasyon yumuşaması olan zeminin kırılmalık miktarına bağlı olacaktır.

Wang (1979), 1975 Haicheng ve 1976 Tangshan depremleri ardından yaptığı çalışmalarda sıvılaştıran silt ortamlar için dane dağılımları, plastik ve likit limit-su muhtevası bağıntıları geliştirmiştir. Buna göre günümüzde oluşturulan Çin kriteri yıllardır kullanılan bir yöntemdir.

Seed, (1983), laboratuvar ve arazi çalışmalarına dayalı olarak kohezyonlu zeminlerin büyük çoğunluğunun depremde sıvılaşmayacağı belirtilmiştir. Seed ve Idriss,1982 tarafından verilen ve daha sonra Youd ve Gilstrap (1999) tarafından geliştirilen kritere göre Tablo 4.1 de verilen şartların aynı anda sağlandığı zeminlerde sıvılaşma olması beklenmektedir. Günümüzde yapılan çalışmalara göre non-plastic NC ince taneli zeminlerde sıvılaşabilmektedirler.

Tablo 4.1. Sıvılaşma potansiyeli gösteren zeminler, Çin Kriteri, Seed ve Idriss (1982)

İnce yüzdesi (kil) ( $<0.005$ mm)	$< \%15$
Likit limit (LL)	$< \%35$
Su muhtevası (w)	$\geq \% (0.9 \times LL)$

Ayrıca ince daneli zeminlerin tekrarlı gerilme oranını etkileyen en önemli faktör plastisite indeksi olarak bilinmektedir. Bu indekse bağlı ve Wang'ın veri tabanı geliştirilerek sıvılaştıran ve sıvılaşmayan zeminlerin ayırımında kullanılan "Modifiye Çin Kriteri" sıvılaşma hassaslığını kil yüzdesi ve likit limit değerlerine bağlı olarak belirleyebilmektedir.

Andrew ve Martin (2000) tarafından USCS e dayalı kil ve silt tanımları kullanılarak geliştirilmiştir. Buna göre geliştirilmiş Çin kriteri (2000 ) Tablo 4.2 de gösterilmiştir.

Tablo 4.2. Sıvılaşma potansiyeli gösteren zeminler, Andrew ve Martin (2000)

	LL<32	LL≥32
2 µm'den geçen<%10	Sıvılaşmaya hassas	İlave çalışmalar gerekli (plastik kil olmayan büyüklükteki daneleri düşünün)
2 µm'den geçen ≥%10	İlave çalışmalar gerekli (plastik kil olmayan büyüklükteki daneleri düşünün)	Sıvılaşma potansiyeli yok

Önalp ve Arel (2002), yapılan laboratuvar deneyleri ve arazi gözlem ve deneyleri sonucunda “Adapazarı Kriterini” önermişlerdir. Bu kriterde sıvılaşabilir siltlerin sınıfının ML olduğu ve aşağıdaki koşullarda sağlanması gerektiğini öne sürmüşlerdir.

Tablo 4.3. Sıvılaşma potansiyeli gösteren zeminler, Adapazarı Kriteri, Önalp ve Arel (2002),

Sıvılık indisi $I_L$	1
Likit limit (LL)	≤ 30
Kil yüzdesi	≤%15

Zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirlemek için iki temel yaklaşım kullanılmaktadır (De Alba ve diğ.,1976, Seed,1970 ve Seed ve diğ., 1983a); bunlardan ilk yaklaşım (i) Zemin numuneleri üzerinde yapılan dinamik laboratuvar deneylerinde sıvılaşmaya neden olan gerilme şartları ve depremin oluşturduğu gerilmelerin kararlaştırılmasına yönelik değerlendirmelerdir. Diğer yaklaşım ise (ii) Önceki depremlerde arazi gözlemleri ile arazideki zemin mukavemetinin ölçümlerine dayalı yöntemlerdir.

Zemin sıvılaşmanın değerlendirilmesi için kullanılan yöntemler içinde ilk grupta SPT verilerini esas alan yöntemlerden bahsedilecektir. SPT daha ucuz bir deneydir. Ve sıvılaşma ile SPT-N arasında pek çok depremden toplanmış zengin veri tabanı bulunmasından dolayı en sık kullanılan yöntem SPT yöntemidir.

Dinamik üç eksenli deney özellikle pahalı bir işlem olan nitrojenle dondurularak alınmış örselenmemiş örneklerle ve deney düzeneğine ihtiyaç duyulması ve uzun zaman alması nedeniyle daha çok araştırma amaçlı kullanılmaktadır.( Ishihara,1993)

Ayrıca jeofizik yöntemler ile de sıvılaşma potansiyeli belirlenmektedir. (Andrus ve Stokoe, 1997 ve 2000 ) Youd ve Idriss, 2001 yılında tek jeofizik yöntemin yeterli olmayacağını, sondaj sonucu numunelere arazi ve laboratuvar deneyleri yapılması ayrıca yer altı su seviyesinin de göz önünde tutularak sıvılaşma potansiyeli ile ilgili yorum yapılmasını önermişlerdir. Ayrıca CPT, BPT ve Vs kayma dalgası hızlarına bağlı yöntemlerde literatürde mevcuttur.

NCEER çalışma grubu tarafından yapılan çalışmalarda (Youd ve dig., 1997c ve Youd ve dig., 2001a-c), geniş çapta kabul edilen ve kullanılan SPT' ye dayalı korelasyonlar Seed ve dig. (1971, 1985) tarafından önerilen deterministik ilişkiye dayalıdır. Bu bölümde SPT deney verilerine dayalı olarak Seed ve Idriss (1971) basitleştirilmiş yönteminden bahsedilecektir.

#### **4.2.2.1. SPT Verilerini Esas Alan Seed ve Idriss in basitleştirilmiş yöntemi:**

Geçmişte olan depremlerde zeminlerin davranışlarına bakarak Seed ve diğer araştırmacılar düzeltilmiş SPT N darbe sayılarına bağlı olarak sıvılaşmanın olup olmayacağını tahmin edebilmek için bir yöntem geliştirmişlerdir. Hesaplanan gerilme oranı ve SPT N değeri eğriye girilerek zeminde sıvılaşma olup olmayacağı kolaylıkla tahmin edilebilir. Herhangi iki yerde elde edilmiş SPT N değerlerini karşılaştırabilmek için toprak yükü ve uygulanan enerjiye göre bir düzeltme yapılması gerekmektedir. Seed, SPT N değerlerini, çekicinin serbest düşüşünde oluşan enerjinin % 60 ve 100 kPa 'lık bir düşey efektif gerilme ile düzeltilmiştir. Bu değerler  $(N_1)_{60}$  normalize edilmiş değerlerdir.

İnce dane oranı %35 ve daha az olan zemin seviyeleri için güvenlik katsayıları GS ( $F_L$ ) hesaplanarak zemin profili boyunca sıvılaşabilecek ve sıvılaşması beklenmeyen seviyeler ayırtlanır. Güvenlik katsayısının GS 1 ve 1'den küçük değerleri için zemin

sıvılaşabileceği  $1 < F_{Lc} < 1.2$  koşulu için ise verilen sınırlı olduğu durumlarda potansiyel sıvılaşma şeklinde değerlendirilir.

Sıvılaşma potansiyeli araştırılan zeminin tekrarlı (dinamik) gerilmeler altındaki makaslama dayanımı ile bu zeminde deprem sırasında beklenen tekrarlı (dinamik) makaslama geriliminin karşılaştırılması esasına dayanır. Bu karşılaştırmada elde edilen güvenlik katsayısının büyüklüğüne göre incelenen zeminin sıvılaşma direnci değerlendirilir.

Depremi neden olacağı tekrarlı gerilim oranının hesaplaması, deprem sırasında herhangi bir derinlikte zemini etkileyen ve depremin neden olduğu tekrarlı gerilme oranı (en büyük dinamik gerilme oranı DGO veya CSR – *Cyclic shear stress ratio*) ;

$$(\tau_{av} / \sigma_0')_d \quad \text{veya} \quad CSR = 0.65 [(a_{max.} / g) * (\sigma_0 / \sigma_0') * r_d] \quad (4.2)$$

$\tau_{av}$  = sıvılaşma analizi yapılan seviyeye etkileyen ortalama tekrarlı makaslama (kayma gerilmesi) :  $\tau_{av} = 0.65 * \tau_{max}$  gerilimi

$\sigma_0'$  = efektif gerilme ( $z * \gamma_s - h * \gamma_w$  ; z: derinlik,  $\gamma_s$  :zeminin birim hacim ağırlığı ,  $\gamma_w$ : suyun birim hacim ağırlığı)

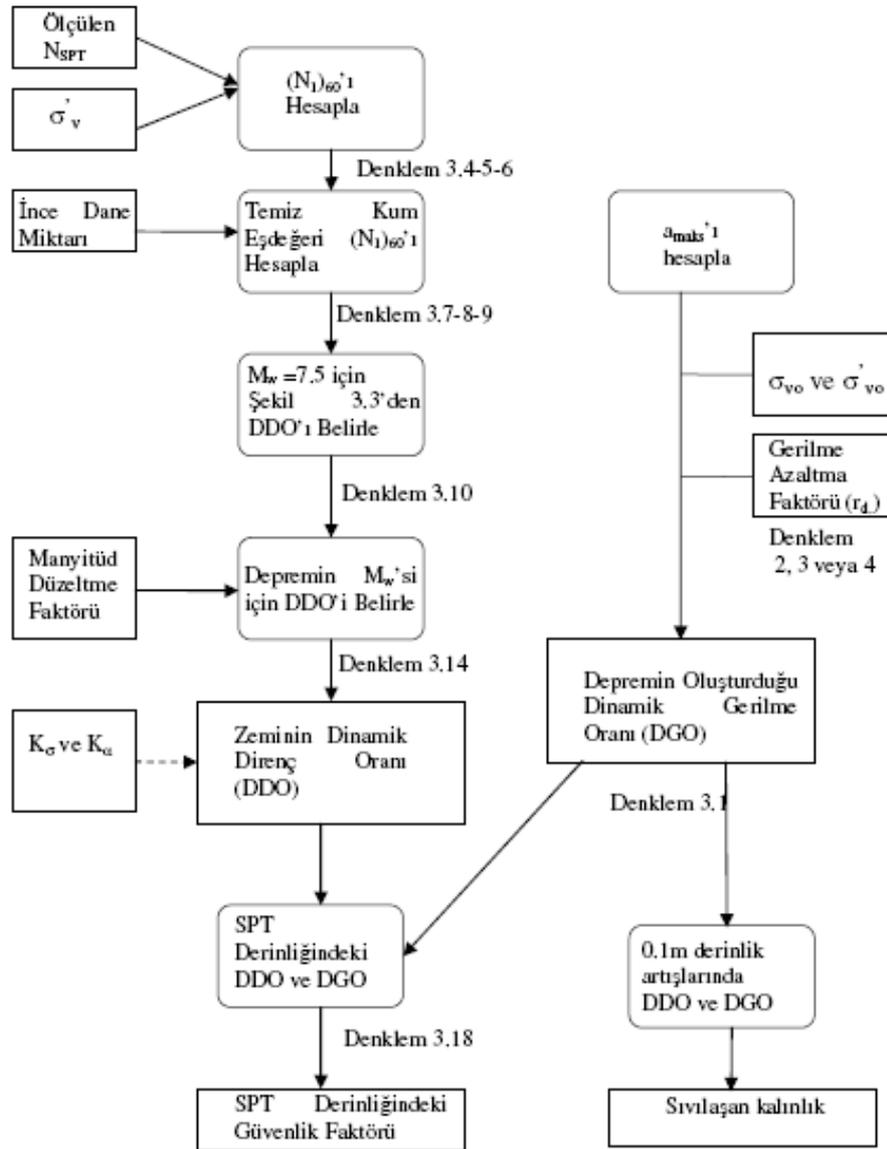
$\sigma$  = toplam gerilme ( $z * \gamma_s$  ; z: derinlik,  $\gamma_s$  :zeminin birim hacim ağırlığı)

$r_d$  = gerilim azaltma faktörü ( $r_d = 1 - 0.015z$ , z: derinlik)

$a_{max.}$  = depremin zemin yüzeyinde oluşturduğu en büyük yatay ivme

Aydan ve diğ.,1996 depremde oluşan en büyük yer ivmesinin değeri olan  $a_{max}$  için, Ms sıvılaşmaya neden olan deprem büyüklüğü, R sıvılaşma lokasyonunun odağa uzaklığı olarak aşağıdaki eşitliği oluşturmuşlardır.

$$a_{max.} = 2.8 (e^{0.9M_s} * e^{-0.025R} - 1) \quad (4.3)$$



Şekil 4.4. SPT değerine bağlı olarak zeminlerin sıvılaşmasını değerlendirmek için oluşturulan akış diyagramı (Rauch,1997)

Düzeltilmiş SPT N sayılarının belirlenmesi, SPT deneyinden elde edilen N darbe sayıları için SPT deneyleri ile ilgili tablodan enerji oranı  $t_{ij}$  boyu kuyu çapı örnekleyici ve örtü gerilimi düzeltmeleri yapılarak  $(N_1)_{60}$  hesaplanır.

$$(N_1)_{60} = N_{30} * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S \quad (4.4)$$

Zeminin sıvılaşma direncinin belirlenmesi (zeminin sıvılaşması için gerekli olan gerilime oranı), Zeminin ( $N_1$ )<sub>60</sub> değeri ve içerdiği ince dane yüzdesi esas alınarak zeminde sıvılaşmaya neden olacak tekrarlı gerilim oranı  $[(\tau_{av} / \sigma'_0)_{L,CSR}]$  belirlenir.

Tablo 4.4. SPT düzeltme katsayıları (Youd ve diğ.2001a-c)

Etkileyen Faktörler	Kullanılan Alet Tipi	Simge	Düzeltilme
Düşey Basınç		$C_N$	$(Pa/\sigma'_{v0})^{0.5}$
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	65-115mm	$C_B$	1.0
Sondaj Çapı	150mm	$C_B$	1.05
Sondaj Çapı	200mm	$C_B$	1.15
Tij Uzunluğu	<3m	$C_R$	0.75
Tij Uzunluğu	3-4m	$C_R$	0.8
Tij Uzunluğu	4-6m	$C_R$	0.85
Tij Uzunluğu	6-10m	$C_R$	0.95
Tij Uzunluğu	10-30m	$C_R$	1.0
Numune Alma Metodu	Standart Numune Alıcı	$C_S$	1.0
Numune Alma Metodu	Kılıfsız Numune Alıcı	$C_S$	1.1-1.3

Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının  $GS (F_L)$  hesaplanması, Güvenlik katsayısı zeminin sıvılaşması için gereken tekrarlı gerilim oranının depremden kaynaklanan tekrarlı gerilim oranına bölünmesiyle bulunur.

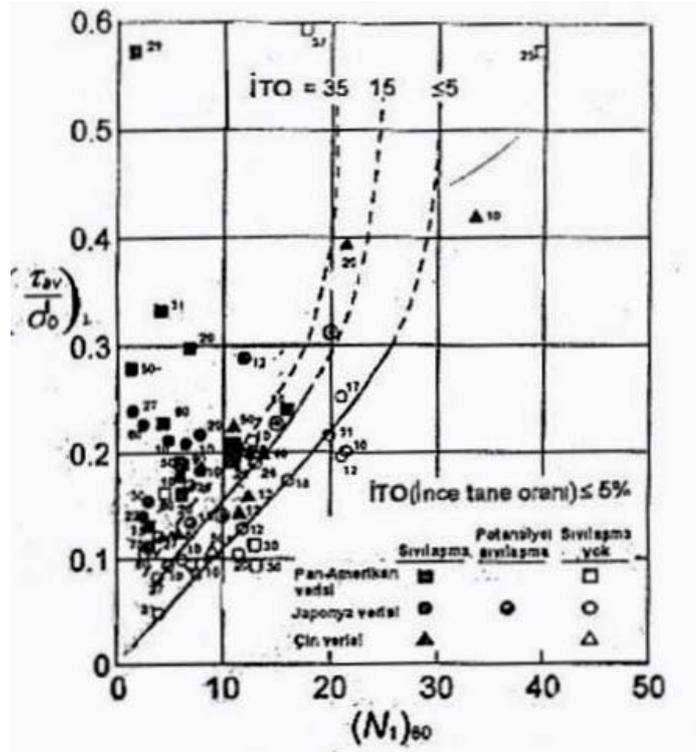
$$F_L = (\tau_{av} / \sigma'_0)_L / (\tau_{av} / \sigma'_0)_d \quad (4.5)$$



Şekil 4.5. Seed ve Idriss(1971) tarafından geliştirilen  $r_d$  - derinlikle değişimi (Youd ve diğ., 2001a-c)

İnce dane oranı %35 ve daha az olan zemin seviyeleri için güvenlik katsayıları hesaplanarak zemin profili boyunca sıvılaşabilecek ve sıvılaşması beklenmeyen seviyeler ayrılır.

Şekil 4.6,  $M_w=7,5$  olan depremler içindir. Büyüklüğü  $M_w 7.5$  den farklı olan depremler için Seed (1986) tarafından önerilmiş ölçek faktörü yukarıda  $F_L$  eşitliğinin payı ile çarpılır. Ölçek faktörleri depremin büyüklüğüne göre Tablo 4.5' den belirlenir. Güvenlik katsayısının 1 ve 1 den küçük değerleri için zeminin sıvılaşabileceği  $1 < F_L < 1.2$  koşulu için ise verilerin sınırlı olduğu durumlarda potansiyel sıvılaşma şeklinde değerlendirme yapılır.



Şekil 4.6.  $M=7.5$  için temiz siltli-kum için düzeltilmiş SPT-N değerlerine göre sıvılaşmaya sebep olan gerilme oranları. (Seed ve De Alba , 1986)

Tablo 4.5. Deprem büyüklüğünün sıvılaşma direnci üzerindeki etkisi için kullanılan düzeltme faktörleri (Seed ve Idriss,1982)

Deprem Büyüklüğü	$(\tau_v / \sigma_v)_L$ $M=M$ için
$M$	$(\tau_v / \sigma_v)_d$ $M=7.5$ için
8,50	0,89
8,00	0,94
7,50	1
7,00	1,08
6,75	1,13
6,50	1,19
6,00	1,32
5,25	1,5

### 4.3. Deprem Etkisinde Oluşan Zemin Oturması

Düşey aşağı doğru yük, genellikle temellere etkiyen en büyük yüküdür ve bunun sonucu oluşan düşey aşağı hareket çoğunlukla en büyük ve en önemli harekettir. Düşey aşağı doğru bu harekete oturma denir. Oturmalar genellikle bir dolgunun yerleştirilmesi nedeniyle konsolidasyon gibi temelin varlığı ile ilgili olmayan diğer etkenlerin bir sonucu olarak meydana gelir. Bu etkenler yerel zemin koşullarının kuvvetli yer hareketini büyütme etkisi sonucunda boşluk suyu basıncının artması nedeniyle oluşan zemin sıvılaşması ve oturmalarıdır. Oturma aşırı boşluk suyu basıncı sönmümlenirken oluşur. Doygun olmayan kumlarda sabit düşey efektif gerilme şartları altında deprem sarsıntısı süresince oturma oluşabilir (doygunluk derecesine bağlı olarak). Kum tamamen doymuş ve drenaj olasılığı yok ise sabit hacim şartları sürdürülebilir diye sarsıntının en önemli başlangıç etkisi aşırı boşluk suyu basıncı oluşumudur. Her iki durumda da kuvvetli yer hareketinin sonuçlarından birisi zeminin oturmasıdır (FHWA, 1997). Diğer yandan doymuş olmayan kumlarda oturmalar deprem sırasında sabit efektif düşey gerilme sırasında meydana gelebilir. Deprem süresince sıvılaşan kumda oturma permeabilite ve hidrolik eğimle kontrol edilir (Ragheb, 1994).

Deprem sırasında boşluk suyu basıncı artar, buna bağlı olarak zeminde sıvılaşma ya da direnç kaybı oluşur. Deprem bitmesinin ardından boşluk suyu basıncının sönmümlenecek, buna bağlı olarak hacim değişimleri oluşacak ve bu da yüzeye oturma olarak yansıtacaktır. Zemin içindeki homojen olmayan durumlar karşısında bazı bölgelerde fazla bazı bölgelerde de daha az hacim değişiminin oluşacağı ve sonuç olarak bu farklı oturmaların yapılarda ağır hasarlar oluşturma riskinin fazla olduğu açıktır. Ishihara ve Yoshimine,(1992), tarafından kumlarda tekrarlı yükün uygulanması sonrasında hacimsel değişimin sıvılaşmadan sonra sadece yoğunluğa bağlı olmadığı bunun yanında maksimum kayma deformasyon oranının da çok etkili olduğu anlaşılmıştır..

Bir boyutlu oturma veya sıkışma, sıvılaşmış zeminde hacimsel deformasyonun tahmininden hesaplanabilir. Son yıllarda yapılan veya kabul gören çalışmalarda, sıvılaşmış temiz kumlarda hacimsel deformasyonun tahmini için ampirik kartlar

Tokimatsu ve Seed (1987), Ishihara ve Yoshimine (1992) ve Shamoto (1998), Unutmaz ve Çetin (2005) ve Bilge ve Çetin (2006) tarafından önerilmiştir. Farklı relatif sıklıklara sahip kumlar üzerinde yapılan dinamik üç eksenli basınç deneylerinden geliştirilen bu kartlarda, deneylerde gözlenmiş hacimsel deformasyonlar ile numunelere ait maksimum kayma deformasyonları arasında bir bağıntı kurulmuştur. Ancak, sıvılaşmadan dolayı oturmaların tahminini yapan mevcut yöntemler gözlenmiş arazi çalışma verilerinden direk olarak geliştirilmemiştir ve genelde yeterince arazi verileriyle değerlendirilmemiştir.

Yapıların temelleri tasarlanırken daima sıfır oturmalı olması hedeflenir. Gerilme ve deformasyon daima birbirlerine eşlik edeceği için yüklerin temel ile altta bulunan zemin tabakasına aktarılması sırasında her zaman bir oturma söz konusu olacaktır. Bu durum göz önünde bulundurulduğunda düşünülen ilk nokta yapının oturmasından ziyade mevcut zemin koşullarının bize ne kadar oturma izni vereceğidir. Bowles (1988) farklı oturmaların oluşan en büyük oturmanın  $\frac{3}{4}$  ü oranında gerçekleşeceğini belirtmiştir.

Türkiye uygulaması için uygun olacağı düşünülen toplam oturma sınırları, Önalp (1983) tarafından kilde 100 mm kumda 60mm olarak verilmiştir. Bu değerler yapıların tahammül edebileceği en üst sınırlardır. Tasarım sırasında yayılı temellerde 40 mm ye göre hesap yapılması önerilmiş ve bu durumda farklı oturmaların yarısı kadar gerçekleşeceği belirtilmiştir.

#### **4.3.1. Yapıların oturma sırasındaki hareketleri**

Yapılar kuvvetli yer hareketi etkisinde depremin şiddetine, geliş yönüne, fay hattının atım şekline ve yerel zemin koşullarına bağlı olarak birçok farklı şekilde oturabilirler. Bu etkenler doğrultusunda yapılarda tekdüze, doğrusal ve düzensiz oturmalar görülebilir.. Yapıların temel oturmasına tepkisi oldukça karmaşık olup, tam bir analiz birçok faktörün göz önünde tutulmasını gerektirir. Analizler çok zaman alıcıdır ve yapıların büyük çoğunluğu için pratik değildir. Bu nedenle, oturma; toplam oturma ve farklı oturma şeklinde iki parametre ile tanımlanarak basitleştirilebilir. (Coduto,1998).

Yapının çeşidine göre Coduto,1998’de verilen izin verilebilir toplam oturma değerleri Tablo 4.6’da görülmektedir.

Tablo 4.6. İzin verilebilir toplam oturma değerleri (Coduto,1998).

Yapı çeşidi	Tipik izin verilebilir toplam oturma, $\delta_a$ (mm)
Ofis Binaları	12 – 50 (en yaygın değer: 25mm)
Ağır Sanayi	25 – 75
Köprüler	50

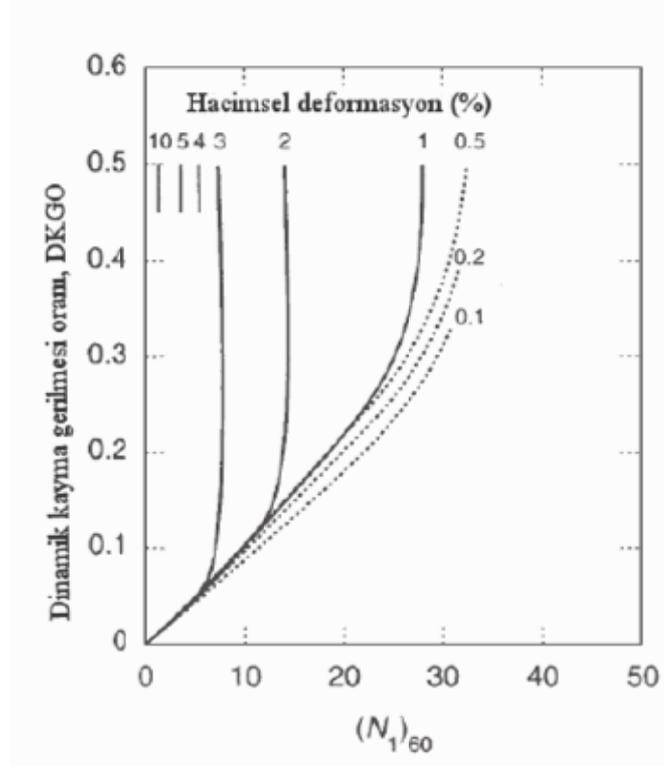
Tablo 4.6’da görülen oturma değerlerinin geniş aralıkta olması yapının yapılacağı yerin zemin koşullarına bağlıdır. Diğer bir sebep ise yapılacak olan büyük hacimli binaların oturduğu temellerin nihai yükten dolayı daha büyük ve farklı oturma eğiliminde olmasıdır. Ancak bu durum zemin özelliklerinin risk oluşturduğu bölgelerde tabloda verilen değer aralıklarından daha sıkı sınırlamalar oluşturmaktadır.

### 4.3.2. Oturmaların Belirlenmesi için Geliştirilen Yöntemler

#### 4.3.2.1. Tokimatsu ve Seed (1987)

Tokimatsu ve Seed (1987) tarafından verilen kartlar relatif sıklık (Dr) ile arazideki penetrasyon direnci arasındaki arazi bağıntılarına göre elde edilmiştir. Tokimatsu ve Seed tarafından verilen kart, Sekil 4.24 dinamik kayma gerilmesine maruz olan bir zeminin verilmiş SPT sayısına karşılık beklenen hacimsel deformasyonu gösterir.

Deprem sonrası meydana gelen oturmalarda deprem büyüklüğü ve kumun relatif sıklığı veya SPT-N değeri ile birlikte doymuş kumlarda boşluk suyu basıncının oluşumuyla dinamik gerilme oranı ve kuru veya kısmen doymuş kumlarda ise maksimum dinamik birim kayma deformasyonu başlıca etkileyen faktörler olduğunu belirtmişlerdir. Bu faktörler dikkate alınarak oluşturulmuş olan kartta (Sekil 4.7), dinamik kayma gerilmesine maruz olan bir zeminin düzeltilmiş SPT-N değerine ((N1)60) karşılık beklenen hacimsel deformasyonu verilmiştir.



Şekil 4.7. Sıvılaşma Kökenli Oturmalar için Hacimsel Birim Deformasyon (DH/H%) Belirlemesi için Tokimatsu ve Seed (1984) Yaklaşımı

Hesaplanan  $(N_1)_{60}$  ve dinamik gerilme oranına bağlı olarak Tokimatsu ve Seed (1987) tarafından önerilen grafik kullanılarak her tabaka için hacimsel deformasyon belirlenebilir. Bu hacimsel deformasyon değerleri derinlikle entegre edilerek zemin yüzeyindeki oturmalar belirlenebilir.

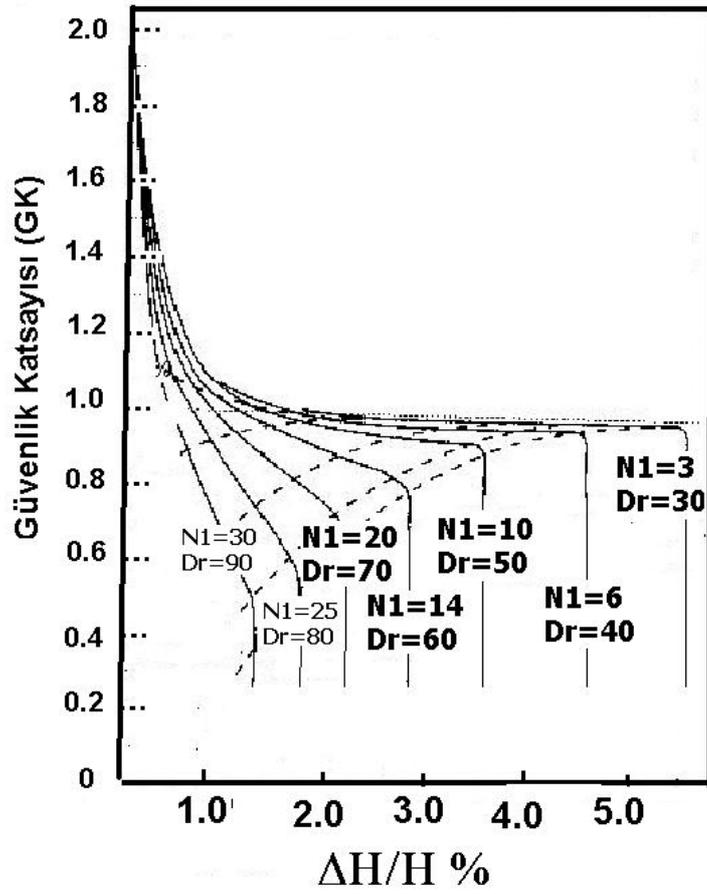
#### 4.3.2.2. Ishihara ve Yoshimine (1992)

Bu yöntem dinamik basit kesme deneyinin sonuçları kullanılarak geliştirilmiştir. Sıvılaşmadan kaynaklanan oturmaları hesaplamak için Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından geliştirilen yöntem kullanılabilir. Bu yöntemde kullanılan grafikte (Şekil 4.8) hacimsel deformasyon ( $\sigma_v$ ) ve sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörüyle (GF) ilgili olarak farklı relatif sıklık veya Japon SPT-N (SPT-N1) değerleri (veya  $qc_1$ ) arasındaki ilişki gösterilmiştir. Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından verilen kartlardaki relatif sıklık ( $D_r$ ) ve düzeltilmiş koni uç direnci ( $qc_1$ ) konuyla ilgili denklemler yardımıyla SPT veya CPT penetrasyon direnci bilgileriyle elde edilebilir.

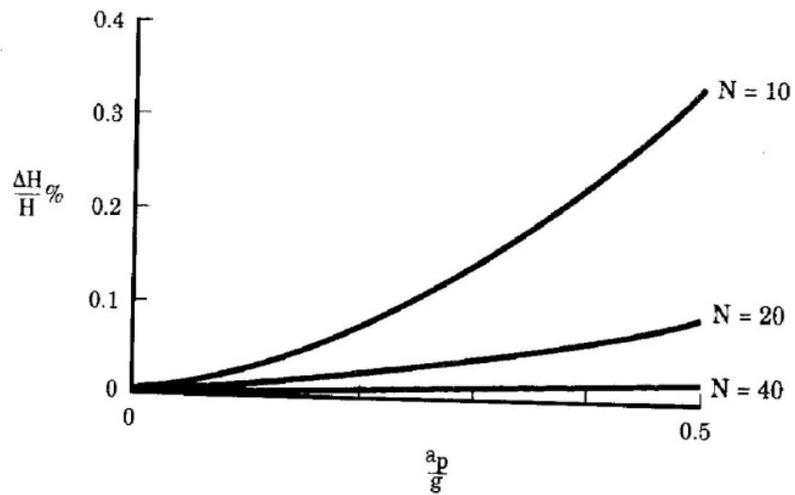
Burada  $N$  ölçülmüş SPT-N değeri,  $N_1$  efektif gerilmeye göre düzeltilmiş SPT-N değeri,  $\sigma_v$  efektif düşey gerilme ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  $q_c$  koni uç direnci ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  $qc_1$  düzeltilmiş koni uç direncini göstermektedir. Türkiye’de yapılan SPT deneylerindeki enerji sönüm seviyesini Japonya’da yapılan deneylere uygun hale getirmek için Kiku ve diğ. (2001)’de belirtildiği gibi Türkiye’deki SPT- $N_{30}$  değerleri 0.58 ile çarpılmalıdır. Gerekli enerji düzeltmesi yapıldıktan sonra Ishihara (1996) tarafından önerilen formüller kullanılarak  $N_1$ değerleri hesaplanabilir.

Ayrıca Zhang ve diğ. (2002), Ishihara ve Yoshimine (1992)’in eğrilerini dikkate alarak farklı bir deney sistemi yardımıyla hacimsel deformasyonun belirlenmesi için bir grafik elde etmiştir. GF için temiz kum eşdeğeri normalize edilmiş CPT uç direnci ( $qc_{1N}$ ) $cs$  ve sıvılaşma sonrası hacimsel deformasyon ( $\sigma_v$ ) arasındaki ilişki için geliştirilen grafik Sekil 4.10’de gösterilmiştir. Bu grafikte her CPT değeri için  $\sigma_v$  hesaplanabilir. Sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörleri (GF) belirlenir (Seed ve diğ., 1971, Seed ve diğ., 1983, Ishihara ve diğ., 1985, Youd ve diğ., 2001a,

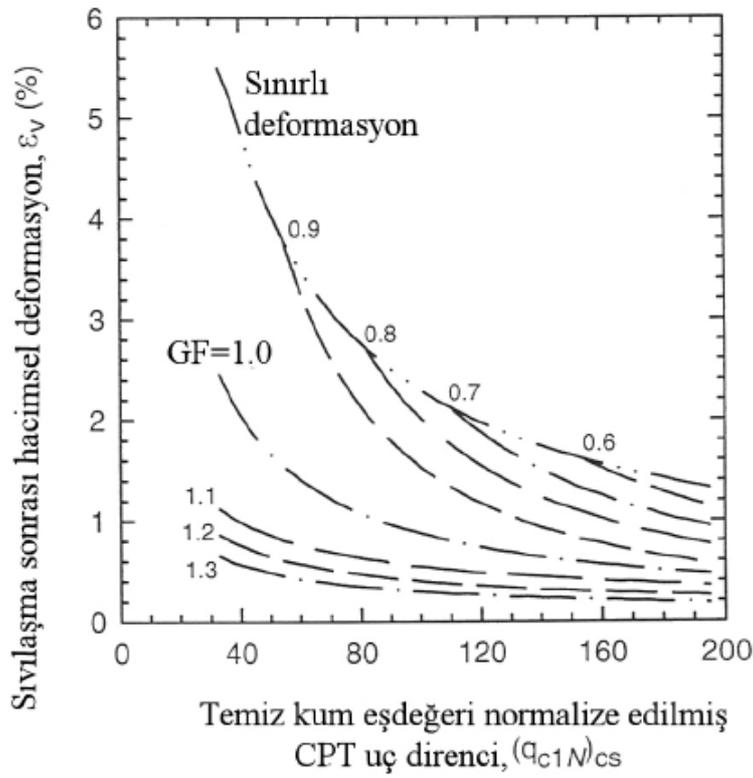
Belirlenen güvenlik sayılarına karşılık gelen hacimsel deformasyon oranları bilinen  $N_1$ ,  $qc_1$  veya relatif sıklık değerine bağlı olarak belirlenir. Bu işlem zemin profilindeki tüm zemin tabakaları için uygulanır. Hacimsel deformasyon oranı belirlendikten sonra ve bu değerler derinlikle integer edilerek deprem nedeniyle yüzeyde oluşabilecek oturma miktarları hesaplanabilir. Bu yöntemler haricinde Pradel(1998), Shamoto (1998), Yasuhara ve diğ. (2001) yöntemlerine dayalı çözümlerde yapılabilmektedir.



Şekil 4.8. Sıvılaştırma Kökenli Oturmalar için Hacimsel Birim Deformasyon ( $\Delta H/H\%$ ) GK Belirlemesi (Ishihara ve Yoshimine (1992))



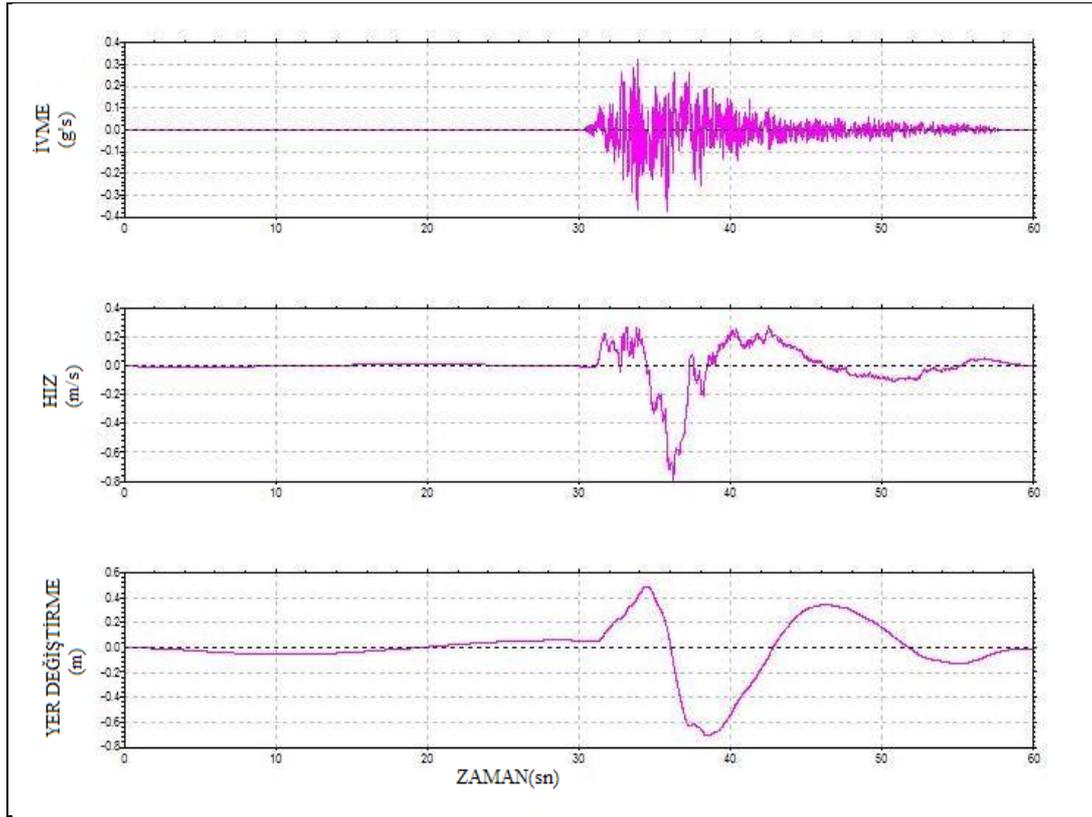
Şekil 4.9. Kuru kumlar için SPT N değeri ( $N_{160}$ ) ve ivmeye bağlı  $\Delta H/H\%$  oranının değişimi (Krinitsky ve diğ. (1993))



Şekil 4.10. Farklı GF için temiz kum esdeğeri normalize edilmiş CPT uç direnci  $(q_{c1N})_{cs}$  ve sıvılaşma sonrası hacimsel deformasyon  $(\varepsilon_v)$  Zhang ve dig. (2002)

#### 4.3.2.3. SHAKE2000 Programı

SHAKE2000 programı, düşey olarak ilerleyen kayma dalgalarından etkilenen, yatayda sonsuz olarak uzanan visko-elastik homojen bir sistemdeki tepkiyi hesap eder. Uygulamada 17 Ağustos 1999 Marmara depremini kuvvetli yer hareketi sismik verileri bilgisayar programına girilerek bir boyutlu zemin tepki analizi yapılmıştır. Yapılan bir boyutlu analiz sonucunda 17 Ağustos 1999 Marmara depremine ait ivme, hız ve yer değiştirmenin zaman içindeki hareketi Şekil 4.11'de görüldüğü gibi grafik şeklinde alınmıştır. Adapazarı bölgesi ve yakın çevresindeki yerleşim merkezlerinde oluşan oturma analizlerini yapabilmek için bazı parametrelerin bilinmesi ve belirlenmesi gerekmektedir.



Şekil 4.11. 17 Ağustos 1999 Marmara Depreminde (Mw=7.4) Adapazarı Bölgesindeki ivme, hız, yer değiştirme – zaman grafikleri

Belirlenmesi gereken bu parametreleri SPT vuruş sayısı (N), birim ağırlık ( $\rho$ ), tabaka kalınlığı (H) ve plastisite indisi (PI) gibi değeri kullanarak bulunacaktır. Oturma analizini gerçekleştirebilmek için bulunacak olan bu parametreler;

- $K_0$ : Sükunetteki yanal zemin basınç katsayısı,
- $G_{max}$ : Kayma modülü,
- $V_s$ : Kayma dalgası hızı,
- $\sigma'_m$ : Ortalama efektif gerilme,
- $(N_1)_{60}$ : Düzeltilmiş SPT değeri,
- CRR: Çevrimsel yük mukavemeti,
- CSR: Normalize edilmiş çevrimsel gerilme oranı,
- FSL: Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı 'dır.

Zeminlerin dinamik parametrelerini belirlemek için Zhang ve diğ., (2002) modeli kullanılmıştır (SHAKE, Manual). Bu model, zemin ile ilgili ortalama efektif

gerilme,  $\sigma_m'$  değerini gerektirmektedir. Bu değer için 4.6 numaralı formül kullanılmıştır.

$$\sigma_m' = \left[ \frac{1+2K_0}{3} \right] \sigma_v' \quad (4.6)$$

Burada  $\sigma_m'$ ,  $\sigma_v'$ ,  $K_0$  zemin ortamının, sırası ile ortalama efektif gerilme, düşey efektif gerilme ve sükunetteki yanal zemin basınç katsayısını göstermektedir. Kumlu zeminlerde sükunetteki yanal basınç katsayısı eşitlik 4.8 ile hesap edilmektedir.

Kumlu zeminler için plastisite indisinden söz etmek mümkün olmamasına rağmen plastisite indisi değeri sıfır olarak kabul edildiğinde ortalama değerini verdiği ve sabit bir bağıntı ile çalışmak amacı ile sükunetteki yanal zemin basınç katsayısını ( $K_0$ ) belirlemek için plastisite indisine ( $PI$ ) bağlı olarak Booker ve Treland tarafından geliştirilen denklemler kullanılmıştır ( Shake Manual,2000)

$$K_0 = 1 - \sin\phi^1 \quad K_0 = 0.95 - \sin\phi^1 \quad (4.7)$$

$$K_0 = 0.4 + 0.007PI \rightarrow 0 < PI < 40 \quad (4.8)$$

$$K_0 = 0.64 + 0.001PI \rightarrow 40 < PI < 80 \quad (4.9)$$

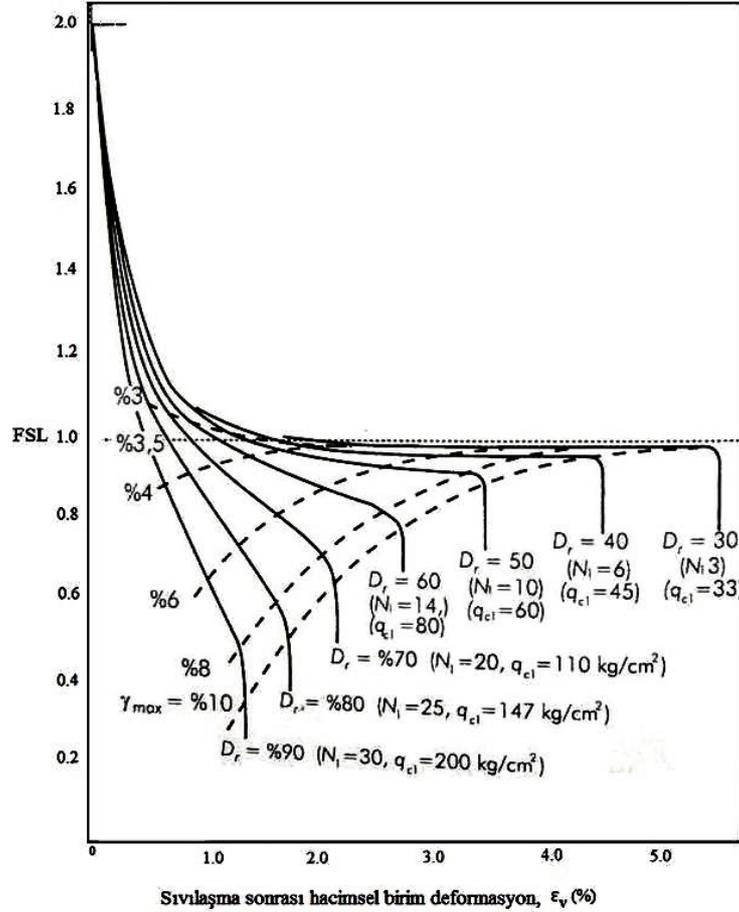
Maksimum kayma modülünü ( $G_{max}$ ) belirlemek için,  $N$ ,  $(N_1)_{60}$  ve  $\sigma_m'$  değerlerine bağlı olarak, Seed vd. tarafından belirlenen 4.10 numaralı bağıntıyı kullanmaktadır. (Shake manual,2000) Burada  $N$ ,  $(N_1)_{60}$  ve  $\sigma_m'$  sırası ile SPT vuruş sayısı, düzeltilmiş SPT değeri ve ortalama efektif gerilmeyi ifade etmektedir.

$$G_{max} = 1000 \left[ 20 \left( (N_1)_{60} \right)^{1/3} \right] \left( \sigma_m' \right)^{1/2} \quad (4.10)$$

Maksimum kayma modülünü ( $G_{max}$ ), SPT vuruş sayısını ( $N$ ) ve sükunetteki yanal basınç katsayısını kullanarak, kayma dalgası hızını ( $V_s$ ) belirlemekte ve sonucunu grafik şeklinde vermektedir. Analizlerin devamında, derinlik, tabaka kalınlığı ( $H$ ),

birim ağırlık ( $\rho$ ) ve SPT vuruş sayısı ( $N$ ) değerlerine bağlı olarak,  $(N_1)_{60}$ , CRR/CSR, FSL ve oturma analizleri yapılp sonuçları grafik şeklinde verilmiştir.

Yapılan  $(N_1)_{60}$ , CRR/CSR, FSL analizlerinde Seed-Idriss (1969) zeminlerin oturma analizlerinde ise Ishihara-Yoshimine (1992) metodları kullanılmıştır.



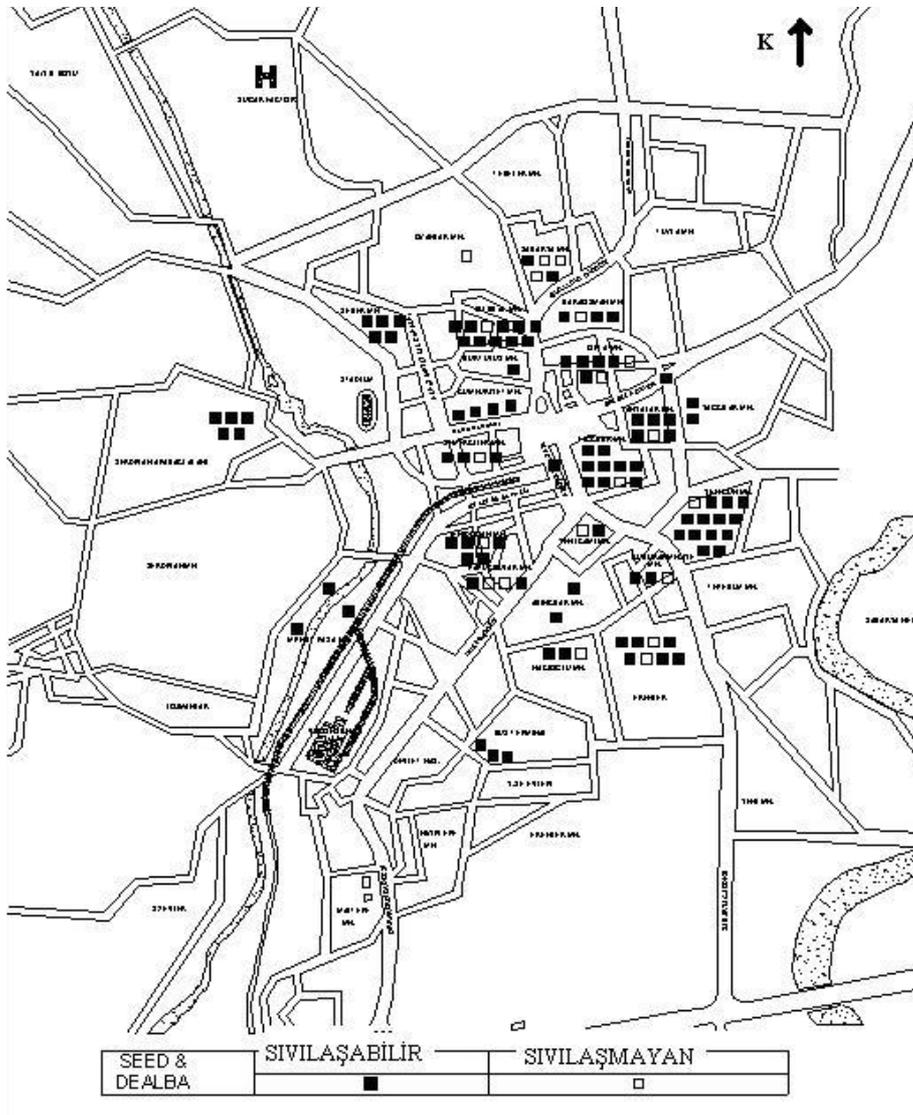
Şekil 4.12. Temiz kumun sıvılaşma sonrası hacimsel birim deformasyonunu, sıvılaşmaya karşı emniyet katsayısının veya maksimum kayma birim deformasyonunun fonksiyonu olarak hesaplama diyagramı

$$FSL = \frac{CRR}{CSR} \quad (4.11)$$

$$N_1 = 0.833(N_1)_{60} \quad (4.12)$$

#### 4.4. Adapazarı Merkez “Mahalle Bazlı” Zemin Sıvılaşma ve Oturma Analizleri

Özellikle 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi’nde depreme neden olan faya 6 km. uzaklıktaki Adapazarı’nda sıvılaşmanın yapılar üzerine etkisi açıkça gözlenmiştir. Bölgede yapılan çalışmalarda zemin tabakalarının sıkışabilirlik özelliğinin yüksek olduğu ve zeminlerde sıvılaşabilirlik potansiyeli olduğu ortaya konmuştur. Bu yöntem kullanılarak sondaj çalışmalarının ve ayrıntılı analizlerin sonuçları esas alınarak 17 Ağustos Marmara depremi sonrasında Fırat ve Arman (2002) tarafından Adapazarı merkez mahallelerinde sıvılaşabilen ve sıvılaşma gözlenmeyen bölgeler gösterilmiştir. Bu harita Şekil 4.13 de gösterilmiştir



Şekil 4.13. Marmara Depremi Sonrasında Adapazarı’nda Beliren Sıvılaşma Bölgelerinin Seed ve De Alba Yöntemine Göre Gösterimi ( Arman ve Fırat, 2002)

Adapazarı zeminlerinde meydana gelen sıvılaşma olaylarında birinci neden olarak yer altı su seviyesinin yüzeye yakınlığı ve zeminin gevşek ve yumuşak olması gösterilmiştir. (Fırat ve Arman, 2002)

#### **4.4.1. 17 Ağustos 1999 Marmara Depremi Etkisinde Adapazarı Zeminlerinde Oluşan Oturmalar**

17 Ağustos 1999 Marmara depremi kuvvetli yer hareketi etkisinde Adapazarı bölgesi ve yakın çevresindeki yerleşim merkezlerinde can ve mal kaybına sebep olan ileri derecede hasarlar meydana getirmiştir. 45 sn süren depremin magnitud büyüklüğü  $M_s = 7.4$  ve en büyük kayıt edilen en büyük ivme  $0.41 \text{ g}$ 'dir.

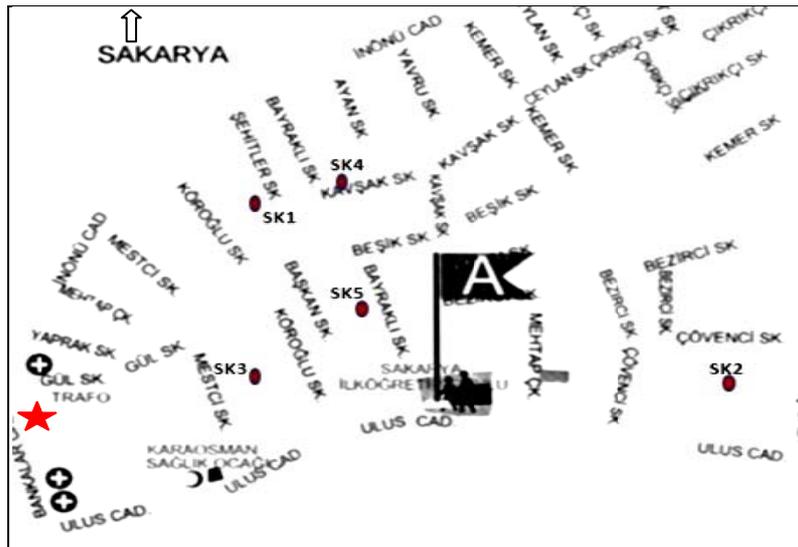
Daha önce yapılan çalışmalardan da bilindiği gibi Adapazarı bölgesindeki hasarların büyük çoğunluğu, zeminin deprem yer hareketini büyütmesinin de etkisiyle artan zemin sıvılaşması ve taşıma gücü kayıplarından oluşan zemin yenilmeleridir. Literatür özetleri incelendiğinde, genç ve kalın çökellerin bulunduğu Adapazarı ve yakın çevresindeki yerleşim merkezlerinde yeraltı suyu oldukça sık vaziyettedir. Bu özellikler zemin sıvılaşması ve neticesinde oluşacak olan taşıma gücü yenilmeleri için oldukça elverişli bir ortam hazırlamaktadır.

Bu çalışmada sıvılaşma ve taşıma gücü yenilmelerinden kaynaklanan zemin oturma analizleri yapılmıştır. Çalışma da SHAKE2000 bir boyutlu zemin tepki analizi yapan programı ve standart penetrasyon deneyi (SPT) 10 m'lik sığ sondaj verileri kullanılmıştır.

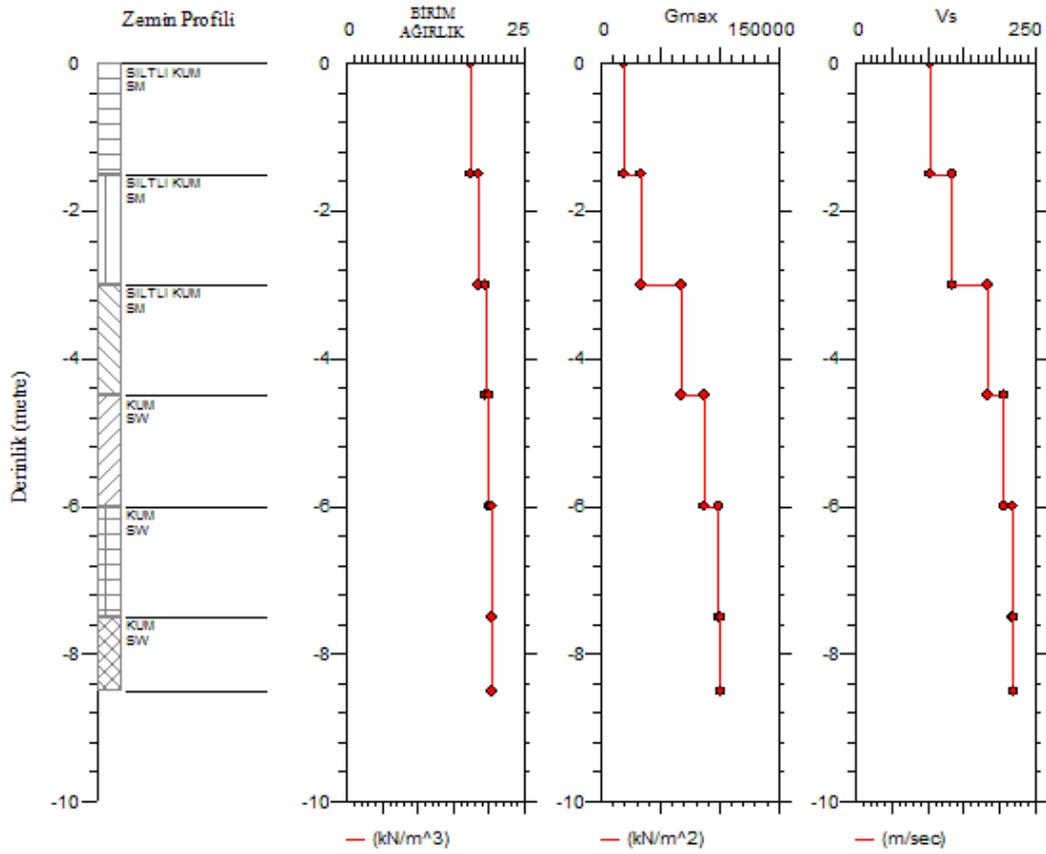
17 Ağustos Marmara depreminde Adapazarı şehir merkezi için yapılan çok sayıdaki zemin etütlerinden inceleme alanı Karaosman Mahallesinden 5 adet 15 m lik zemin sondajı ve 1 adet 60.50 m lik derin sondaj için SPT sondaj değerleri kullanılarak bir boyutlu analiz programında sıvılaşma ve oturma analizleri yapılmıştır. Sonuçlar, inceleme alanını genel özelliklerini yansıtmaması bakımından bu çalışmaya eklenmiştir



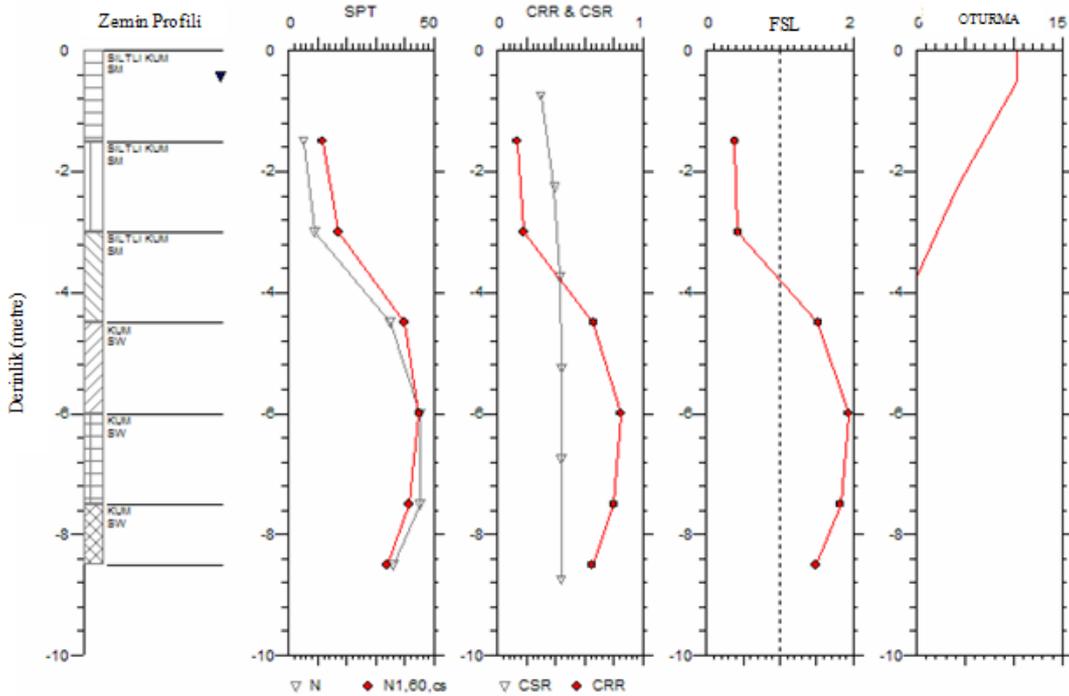
Şekil 4.14. Sakarya İli Adapazarı merkez mahalleleri yerleşim haritası



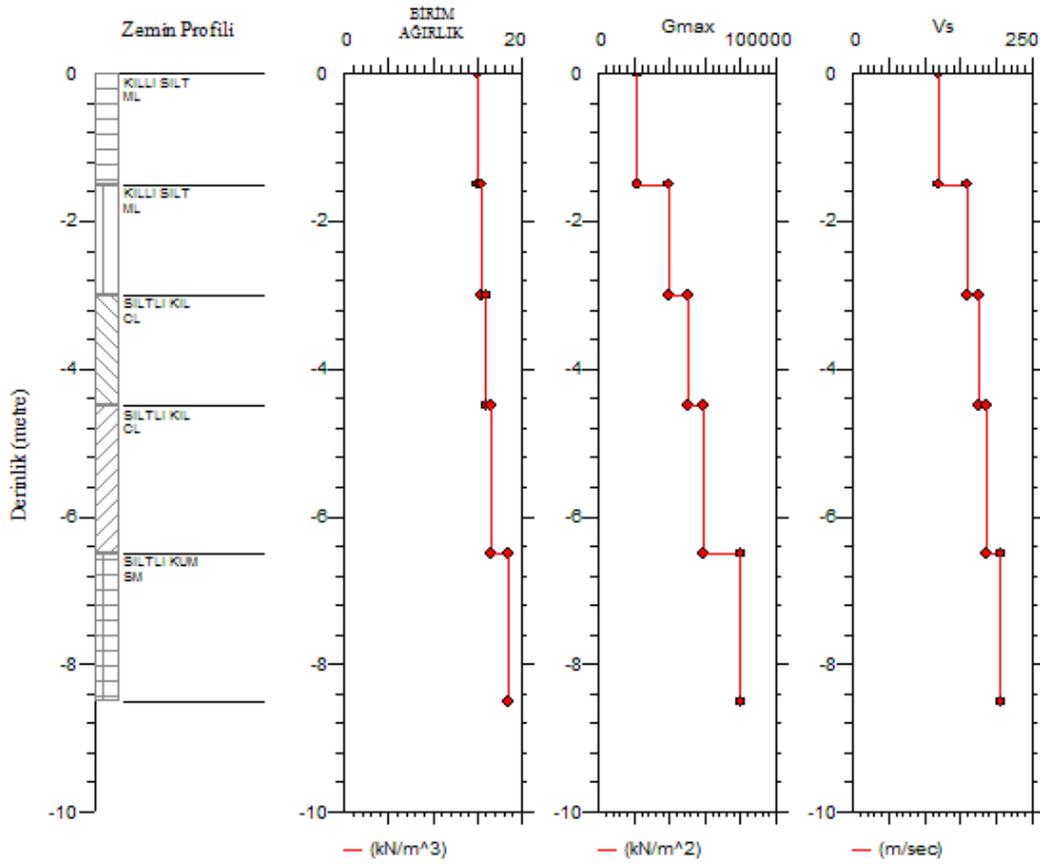
Şekil 4.15. İnceleme alanı Karaosman mah. Gül sokak ve tüm mahalle için sondaj yerleri yerleşim haritası



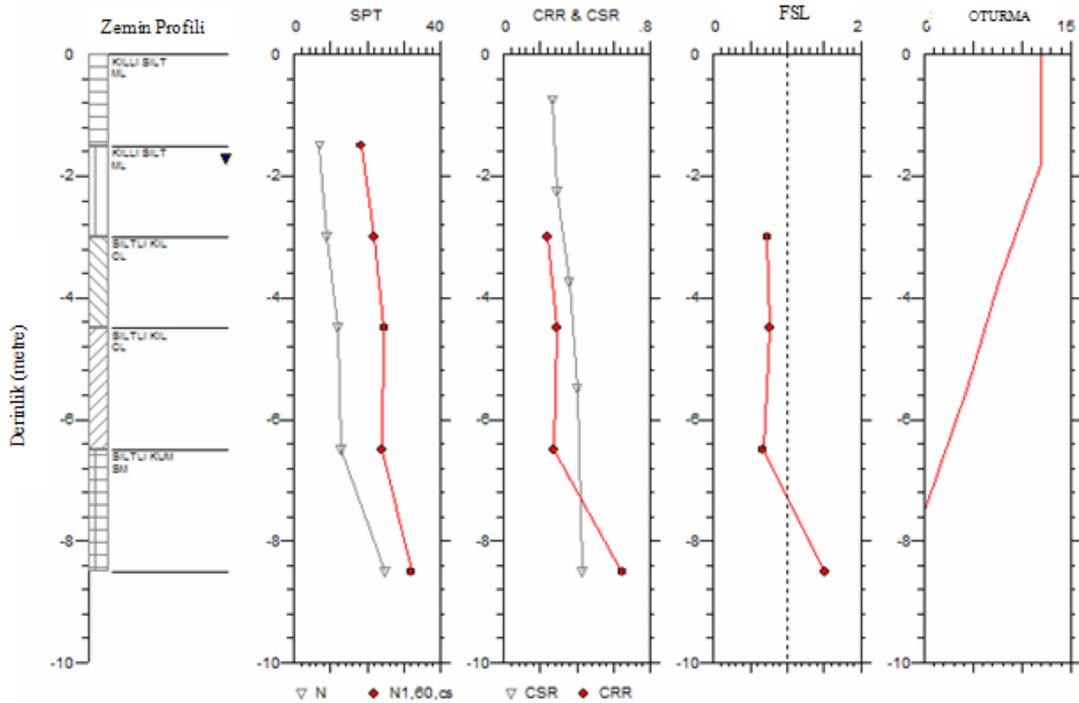
Şekil 4.16.. SK1. Sondajı genel profili ve birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı



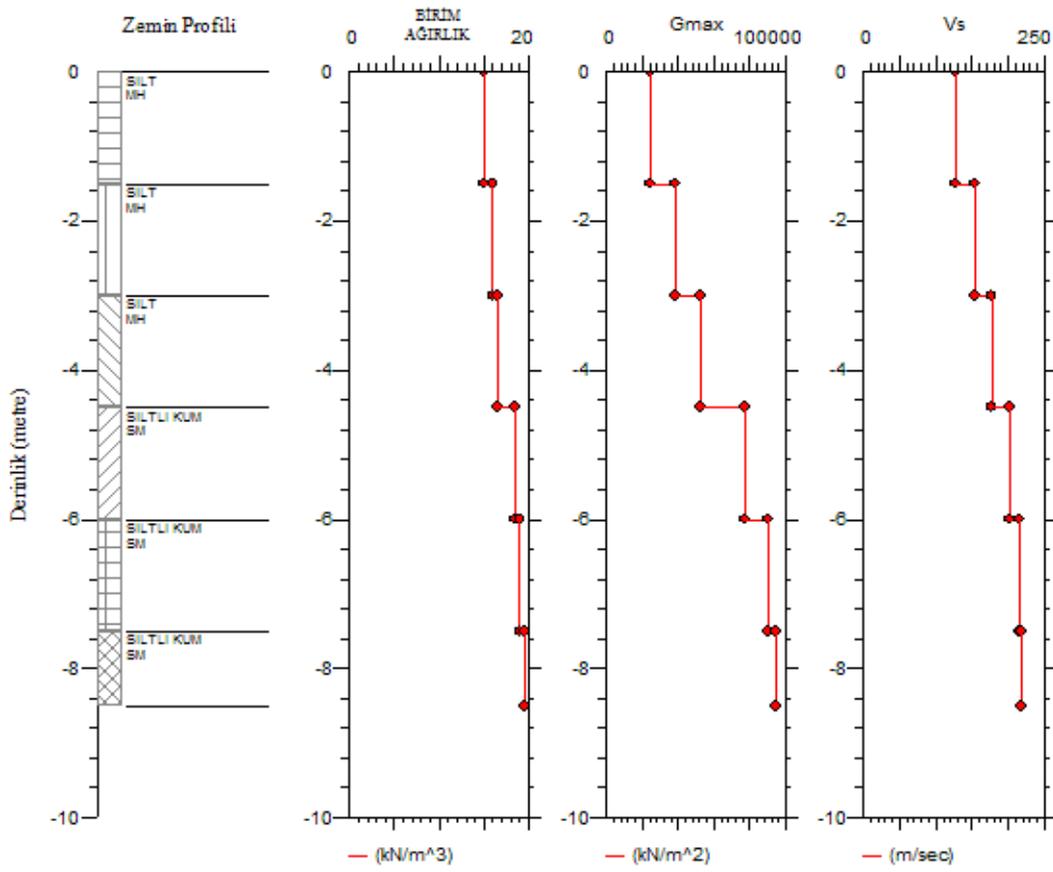
Şekil 4.17. SK1. Sondajı genel profili düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL(GS)ve oturma miktarı



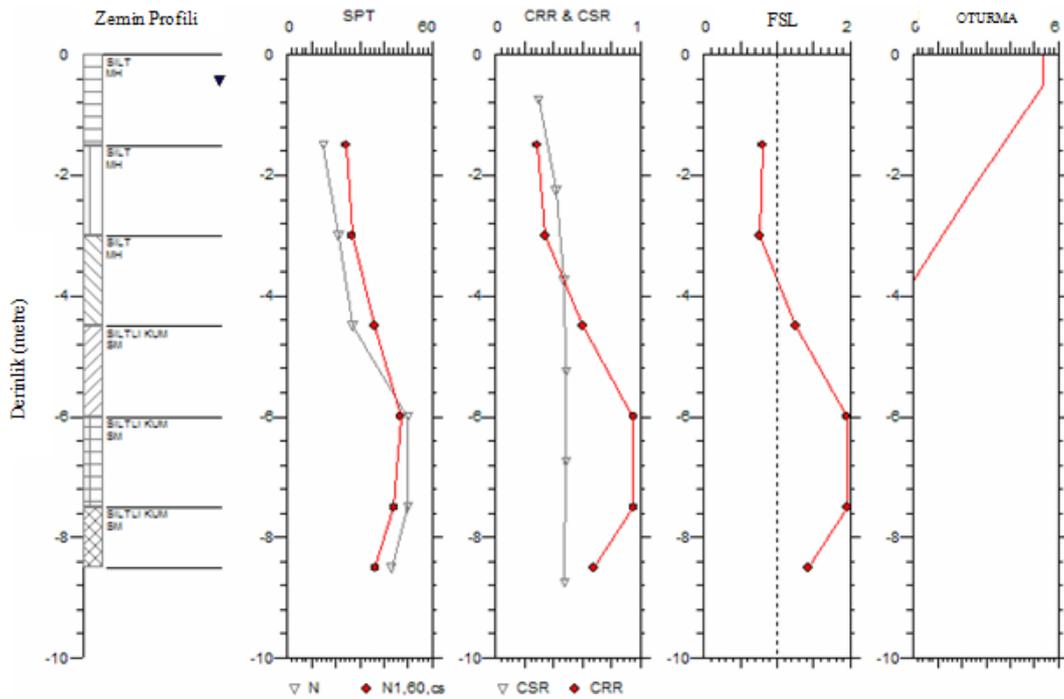
Şekil 4.18.. SK 2 Sondajı genel profili ve birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı



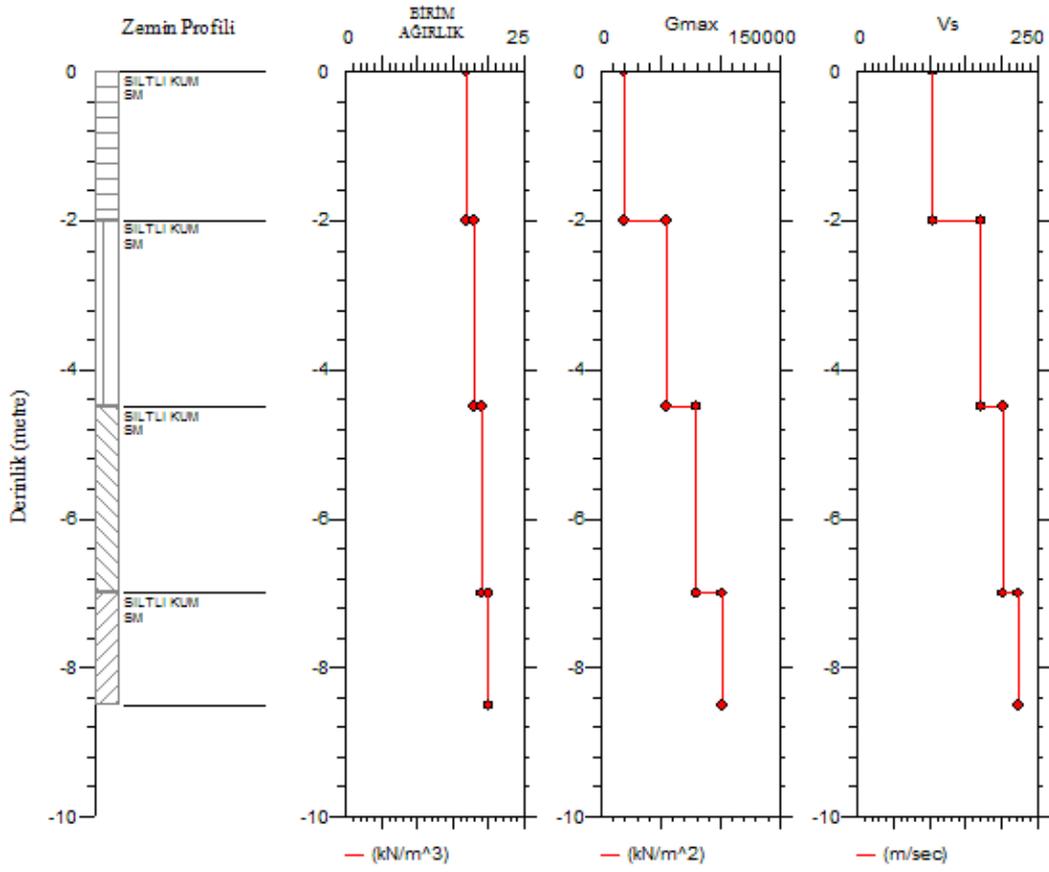
Şekil 4.19. SK2. Sondajı genel profili düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL(GS)ve oturma miktarı



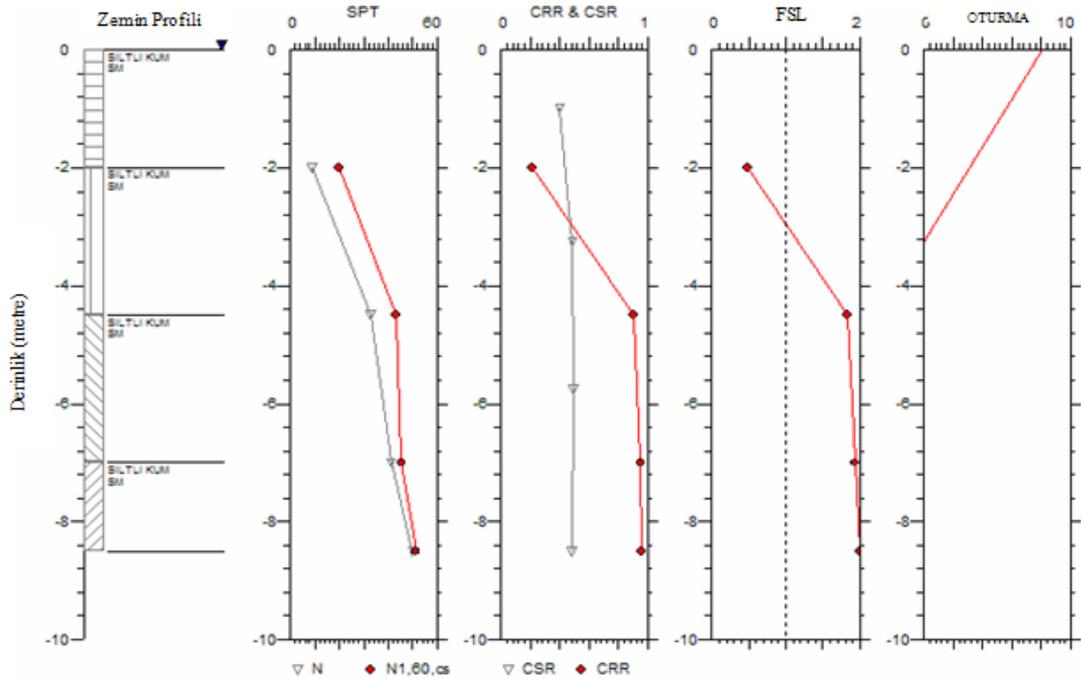
Şekil 4.20. SK3. Sondajı genel profili ve birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı



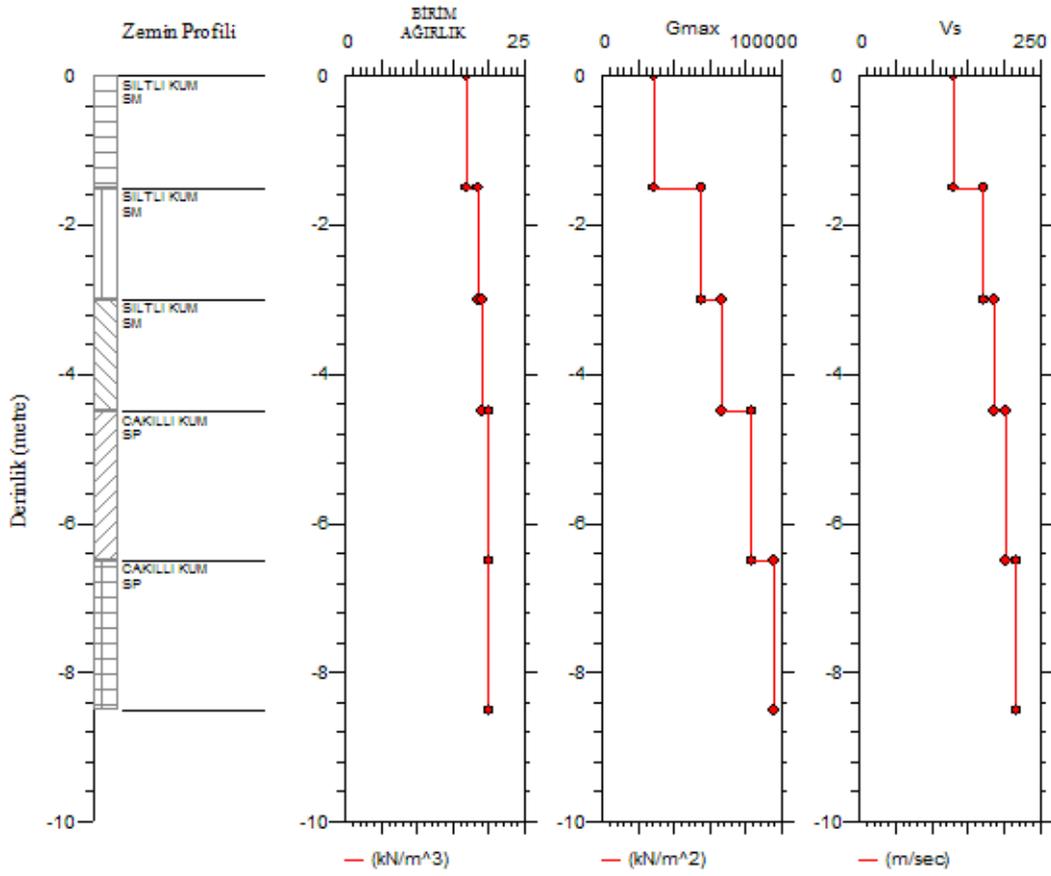
Şekil 4.21. SK3. Sondajı genel profili düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL(GS)ve oturma miktar



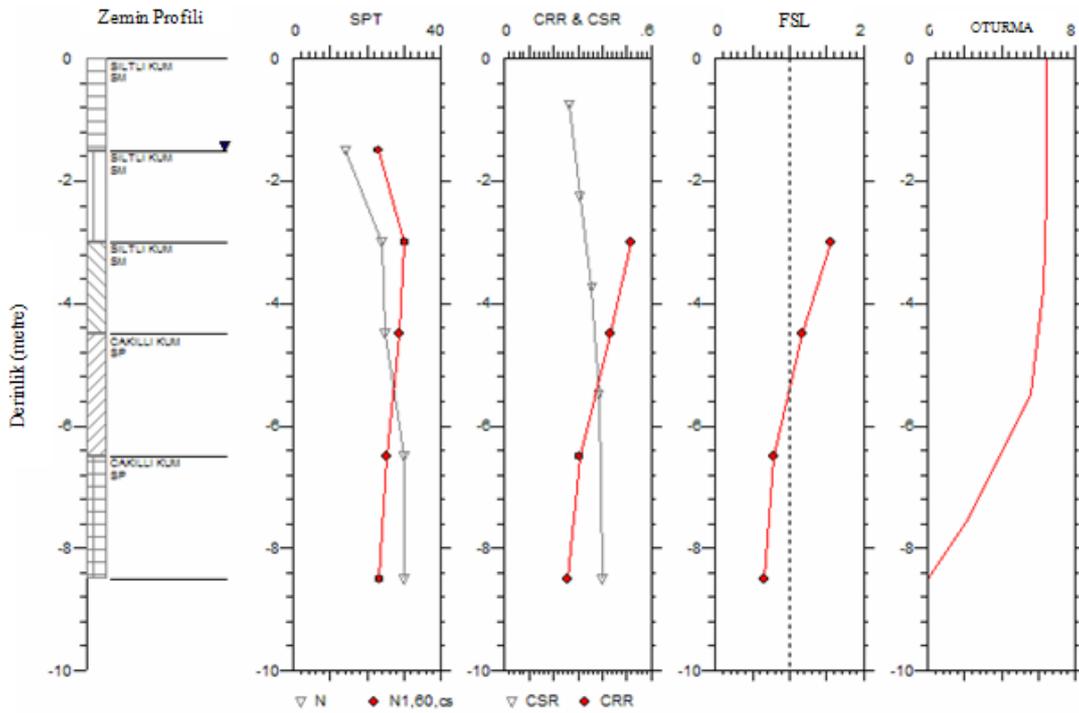
Şekil 4.22.. SK4. Sondajı genel profili ve birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı



Şekil 4.23. SK4. Sondajı genel profili düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL(GS)ve oturma miktarı



Şekil 4.24. SK5. Sondajı genel profili ve birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı

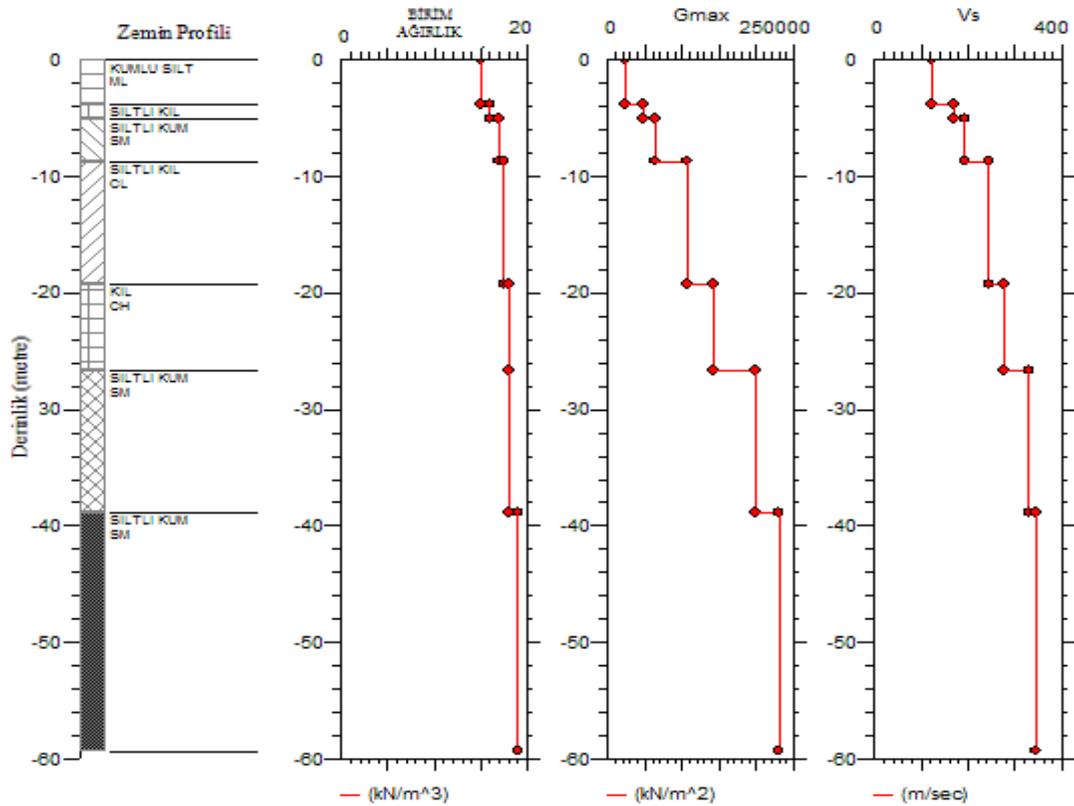


Şekil 4.25. SK5. Sondajı genel profili düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL(GS)ve oturma miktarı

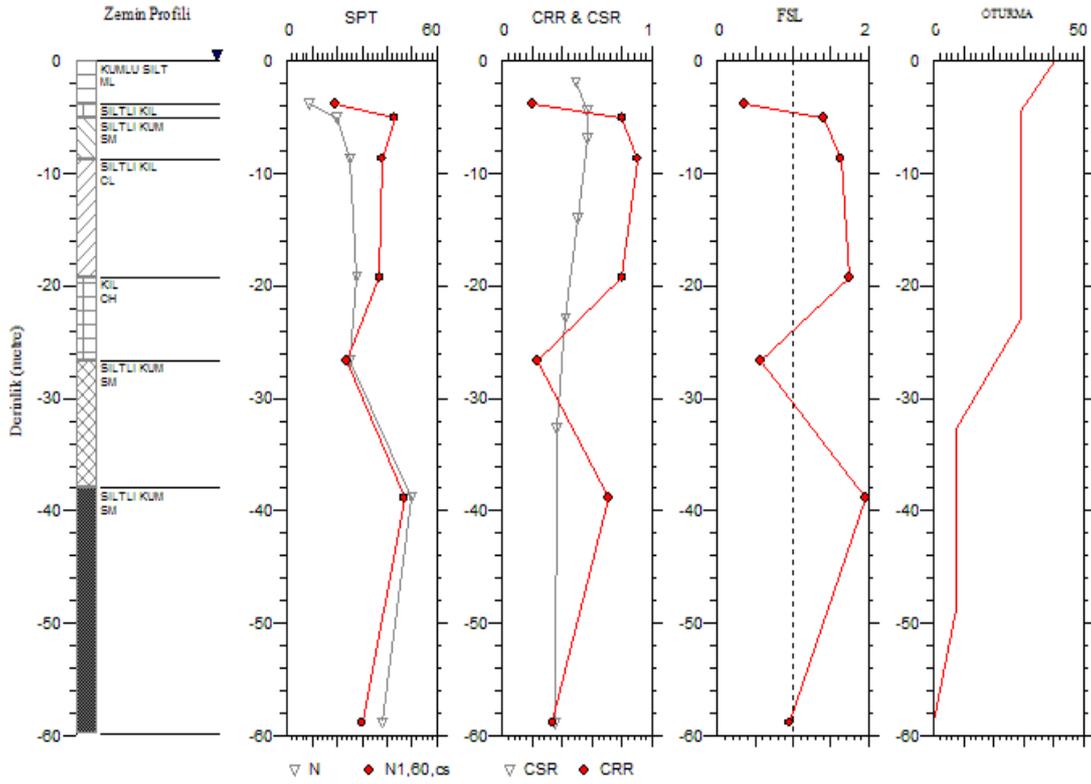
1 adet derinliği 60.50m. Derin sondaj logu “Kara Osman İlkokulu” ;

Tablo 4.7. Kara Osman İlkokulu Genelleştirilmiş Zemin Profili

D(m)	Zemin Sınıfı	Zemin Türü	SPT Sayısı	H m)	P (kN/m <sup>3</sup> )
1.20	DOLGU	-		1.20	-
5.00	ML	Kumlu Silt	9	3.80	15.00
6.30	CL	Siltli Kil	20	1.30	16.00
9.90	SM	Siltli Kum	25	3.60	17.00
20.40	CL	Siltli Kil	28	10.50	17.50
27.80	CH	Kil	25	7.40	18.00
40.00	SM	Siltli Kum	50	12.20	18.00
60.50	SM	Siltli Kum	38	20.50	19.00



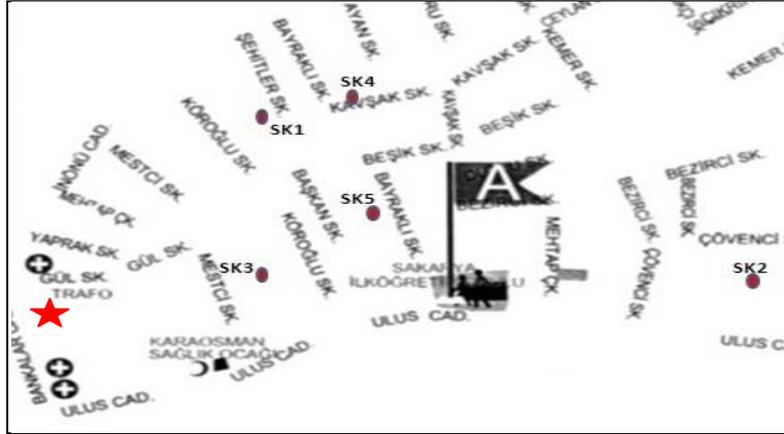
Şekil 4.26. Üstte profili verilen derin sondaj genel profil, birim ağırlık, Gmax ve Vs kayma dalgası hızı dağılımı



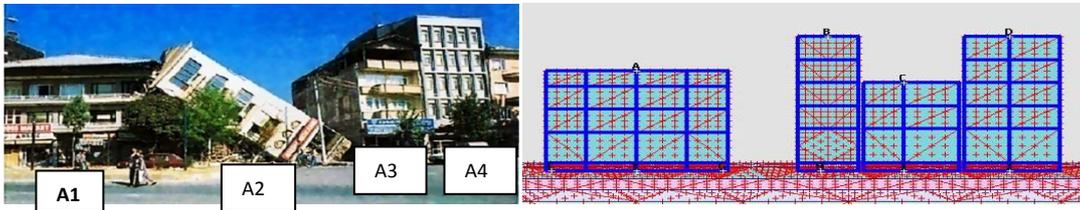
Şekil 4.27. Üstte profili verilen derin sondaj genel profil, düzeltilmiş SPT, sıvılaşma analizi FSL (GS)ve oturma miktarı

#### 4.5 İnceleme Alanındaki A2 Ağır Hasarlı Yapı Parseli İçin Zemin Sıvılaşma Analizi ve Sıvılaşmaya Bağlı Zemin Deformasyonlarının Belirlenmesi

Çalışmada incelenmiş olan Karaosman mah. sınırları içerisindeki yapı grubu (A1-A2- A3 ve A4, Şekil 4.29 ) 1999 Marmara depremi ardından yapılan hasar tespit sonuçlarına göre; A1 binası 15-25 cm arasında oturma var ve bina orta hasarlı olarak kayıtlara geçmiştir. A3 ve A4 depremde hasar görmemişti ve hasarsızdır. Bu grup içerisinde depremde yerinden çıkarak yan yatmış ağır hasar görmüş A2 binası ise depremin hemen ardından yıkılmıştır. (Bayındırlık ve İskan Bak.verileri,1999). Şekil 4. 28 ve 4.29 da mahalle konumu ve bina yerleşim planı verilmiştir. Bu yapı grubu için deprem sonrası oturmaların incelenmesi ve zemin profili ortaya konması açısından mahalle bazlı sondajlardan yararlanılmış ayrıca yapıya ait bina projelerine ulaşılarak bina konumu, bina plan - projeleri ve parsel bazlı zemin etüdünden gerekli parametrelere ulaşılmıştır.



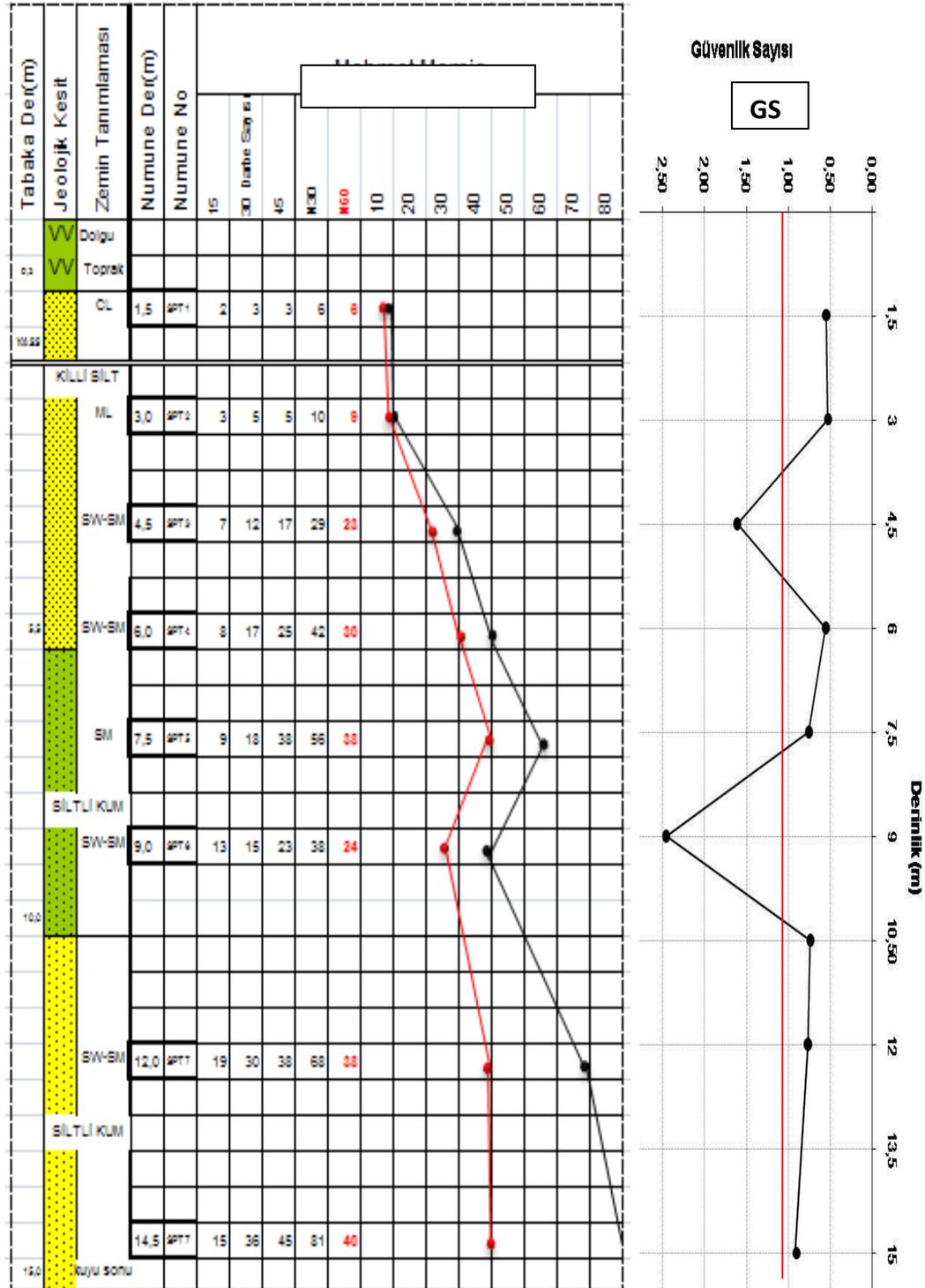
Şekil 4.28 Karaosman Mahallesi incelenen yapı grubu yerleşim konumu ve sondaj yerleşim planı



Şekil 4.29 Çalışma kapsamında Karaosman mahallesinde incelenen yapı grubu A1, A2, A3 ve A4 binası ve kullanılan sonlu elemanlara dayalı program için geliştirilmiş sonlu eleman ağı

Yapının zemin sondaj logu Şekil 4.30, SPT verileri ( $N_{30}$  ve düzeltilmiş  $N_{60}$ ) ve sıvılaşma analizinden elde edilen GF nin derinlikle değişimi grafiği verilmiştir. Parsel bazlı zemin etüdü değerleri SPT' ye dayalı sıvılaşma potansiyeli değerlendirme bağıntısı kullanılarak derinlik boyunca sıvılaşma analizi yapılmıştır.

Sıvılaşma hesabı için ilk aşamada hesaplarda kullanılacak en büyük yer ivmesi değeri belirlenmiştir. 1999 Marmara depremi kuvvetli yer hareketi kaydı kalın ve yumuşak alüvyon zeminde bulunmamaktadır. Bu deprem ana kaya üzerinde konuşlanmış SKR istasyonunda kayıt edilmiş olan en büyük ivme değeri 0.407g dir. Bu değer odak noktası ve ana faydan uzaklaştıkça azalım gösterdiği gibi deprem dalgalarının içerisinde yol aldığı zemin kesitindeki tabakaların (kalınlık, kayma dalgası hızı, birim hacim ağırlık vs.) bağlı olarak zemin yüzeyinde farklılıklar göstermektedir.



Şekil 4.30. İnceleme alanında yer alan Ağır hasarlı A2 binası için zemin etüdünden alınan sondaj logu, ve buna bağlı hesaplanan SPT verileri ( $N_{30}$  ve düzeltilmiş  $N_{60}$ ) ve sıvılaşma analizinden elde edilen güvenlik sayısının (GF) nin derinlikle değişimi

Taylan ve diğ. (2007) sıvılaşma analizlerinde kullanmak üzere çeşitli araştırmacılar tarafından geliştirilen ivme azalım bağıntıları kullanarak (Joyner ve Boore,1981; Ansal, 1999 ve Gülkan ve Kalkan,2003) ana kayaya ait maksimum ivme değerlerini hesaplamışlardır. Çalışmalarında deprem büyüklüğünü  $M_w=7.4$ , faya en kısa mesafeyi ise  $R=6.5\text{km}$  olarak almışlar ve inceledikleri bölge için ana kayada maksimum yüzey ivmesi bağıntılarından ana kaydı Proshake ile zemin yüzeyine taşımışlardır. Deprem odak noktasında  $0.407\text{g}$  olan ana kaya ivmesi, uzaklık etkisiyle  $0.39\text{g}$  kadar düşmüştür.

Bu değerlendirmeler sonucunda Adapazarı'nda görülen en büyük yüzey yer ivmesi değeri  $0.4\text{g}$  kabul edilerek sıvılaşma analizleri, SPT değerleri düzeltmeleri olarak toprak yükü ve uygulanan enerjiye göre ilgili tablodan (Tablo 4.3 SPT düzeltme katsayıları) düzeltilmiş değerleri alınmış ve laboratuvar deneyi sonuçları da kullanılarak, zemin profilinde yer alan tabakaların mühendislik özellikleri belirlenerek sıvılaşma değerlendirilmesi derinlik boyunca yapılmıştır.

Sıvılaşmanın mekanik yaklaşımla hesaplanması için iki değişken CSR-CRR Seed ve Idriss (1971) tarafından önerilen eşitlik ile hesaplanmıştır. Deprem koşullarının zeminde oluşturmak istediği yükü temsil eden Çevrimsel gerilme oranı (CSR) ve zeminin sıvılaşmaya karşı olan direnme yeteneğini temsil eden çevrimsel direnç oranı (CRR); Seed ve diğ.(1985)'nin birçok çalışma sonucu elde edilen grafik bağıntılarından noktalamıştır. Bu grafik üzerinde CRR eğrisi sıvılaşma beliren ve belirmeyen bölgeleri birbirlerinden ikiye ayırmaktadır. Bu denklemler yardımıyla ve formülasyonların tablolaştırılması sonucunda  $M_w:7.4$  büyüklüğündeki deprem için güvenlik sayısı (GS) değerlendirmesi yapılmıştır. Buna göre;

$GS < 1.1$  ise; suya doymun kum ve silt hakim zemin tabakalarında sıvılaşma ve oturma mümkündür,

$1.1 < GS < 1.4$  ise; sınırlı oturmalar oluşur yüzeyde belirti yok,

$GS > 1.4$  ise; sıvılaşma olası değil, değerlendirilmesi yapılmıştır.

İncelenen bölge için; YASS 2 m derindedir, beklenen deprem  $M_w = 7.4$  ve beklenen maksimum ivme  $a_{\max} = 0,4$  olduğunda zemin profilinde SPT ölçümü yapılmış

tabakalarda güvenlik sayısı değerleri sadece 4.5m ve 9m de 1.1 in üzerinde çıkmıştır. Bu sebeple inceleme alanında bu tabaka derinlikleri haricinde diğer tüm derinliklerde sıvılaşma olması beklenmektedir. 15 m lik sondajın ilk 3.5 m ve 6-8 m derinlikte ve 10m derinlikten sonraki tüm tabakalarda sıvılaşma sonucu elde edilen güvenlik sayılarına bakarak bu alanda tüm şartlar aynı anda sağlandığında sıvılaşma olması muhtemeldir. Açıkça bu derinliklerdeki tabakalarda bu deprem sonucunda sıvılaşma olması beklenmektedir.

Yine aynı zemin profilindeki A2 ağır hasarlı binası için sıvılaşmaya bağlı zemin deformasyonları belirlenmeye çalışılmıştır.

Tablo 4.8. A2 binası zemin profili için sonlu elemanlar programı için malzeme model parametreleri

Derinlik (m.)	malzeme	Kohezyon (c') kN/m <sup>2</sup>	Pi (φ')	E <sub>ref</sub> kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>doymun</sub> kN/m <sup>3</sup>	Perm. k <sub>x</sub> ,k <sub>y</sub>	v	Vs m/s
0-0.5	DOLGU	1	26	8000	16	10 <sup>-5</sup>	0.3	70
0.5-2.0	CL	40	15	20000	18	10 <sup>-8</sup>	0,33	100
2.0-3.5	ML	20	30	8000	18	10 <sup>-5</sup>	035	120
3.5-5.5	SW-SM	1	33	12000	18	10 <sup>-2</sup>	0,3	150
5.5-15.0	SM	1	35	14000	18	10 <sup>-2</sup>	0,3	180
15.0-40.0	DERİN KUM	1	40	62000	20	10 <sup>-2</sup>	0,3	220

İnceleme alanı zemin profilinde sıvılaşma olması muhtemel derinliklerde suya doymun plastik olmayan kum ve düşük plastisiteli silt zeminde üzerindeki yapının oturmasına neden olan sıvılaşmaya bağlı deformasyonların belirlenmesi için Ishihara ve Yoshimine (1992)'nin çalışması kullanılarak deneye dayalı yöntemle deformasyon değerleri hesaplanmıştır. Bu yöntemde rölatif sıkılık ve SPT sonuçlarından yararlanılarak elde edilen hacimsel deformasyon değeri bulunduğu derinlik ile çarpılmış ve sonuçlar üst üste toplanarak düşey yönde oluşacak deformasyona dayalı yüzey oturma miktarları hesaplanmıştır. Tüm bu değerlerin

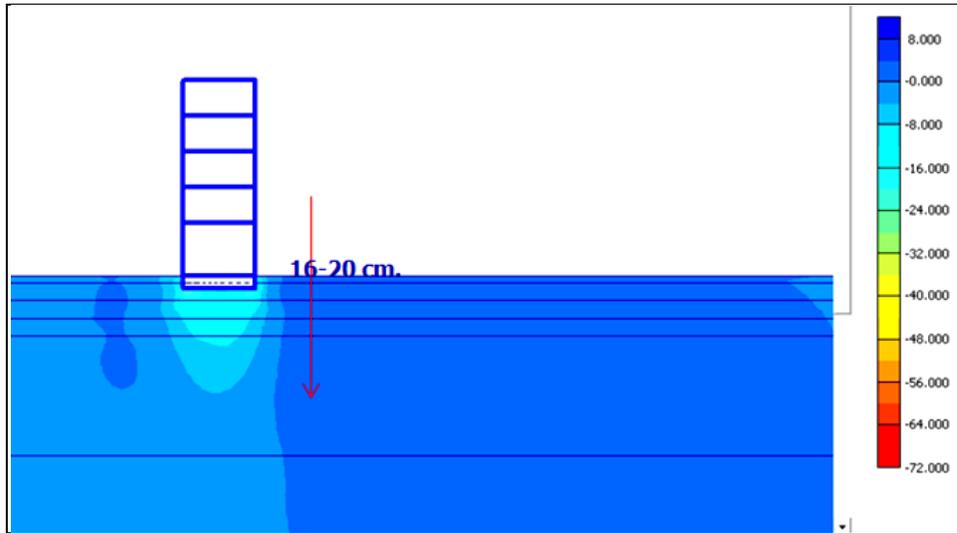
toplanmasıyla elde edilen sonuçlardan yaklaşık 20 cm lik oturma değeri bulunmuştur. Hesaplarda sondaj profilinde yer alan ince kil tabakasının oturması bu çalışma kapsamında dikkate alınmamıştır.

Sonlu elemanlara dayalı Plaxis 8.6 ile yapılan dinamik hesap sonucunda ise binanın yapısal özellikleri ve zemin özellikleri Tablo 4.8 de verilmiş olan özelliklerde modellenmiş, dinamik analizde ise Adapazarı zemin özellikleri ve deprem özelliklerini benzer şekilde yansıttığı düşünülen 6.5.2' de özellikleri verilen Loma Prieta (1989) depremi kaydı Plaxis tarafından düzeltilmiş ivme kaydı kullanılarak 15 sn süre ile etki ettirilerek hesaplara katılmıştır.

Analizlerde kullanılan sonlu eleman ağı ve zemin yapı modelinden elde edilen sonuçlar Şekil 4.31 de verilmiştir.

Tablo 4.9. Plaxis ve Ishara ve diğ. 1992 yöntemleri kullanılarak elde edilen oturma miktarları

Ishara ve diğ.(1992)	20 cm
Plaxis 8.6 Dinamik Modül	16-20 cm



Şekil4.31. İncelenen A2 binası (dükkan+4 katlı) Mw:7.1 büyüklüğünde  $a_{max}$ :0.4 deprem etkisiyle meydana gelen düşey yer değiştirmesi (oturma)

İki ayrı yöntem ile hesaplanan oturma değerleri birbirine yakın çıkmıştır. İncelenen yapının yerinden çıkmış olması deprem sırasında ne kadar zemin oturması yaptığının belirlenmesi engellemiştir. Ancak incelenen binanın yan parselinde buluna A1 yapısında 15-25 arasında zemine batma rapor edilmiş ve bu yapı orta hasarlı olarak kayıt edilmiştir. Bu göz önünde tutularak hesaplanan değerlerin güvenilir değerler olduğu söylenebilir. Ancak ampirik yöntemde kil tabakasının meydana getirdiği oturma ve Plaxis de çözülen zemin ve yapı modelinin analizinde yapılan kabullerin gerçeği tam olarak yansıtmaması elde edilen sonuçların doğruluğu üzerinde etkisi göz ardı edilmemelidir.

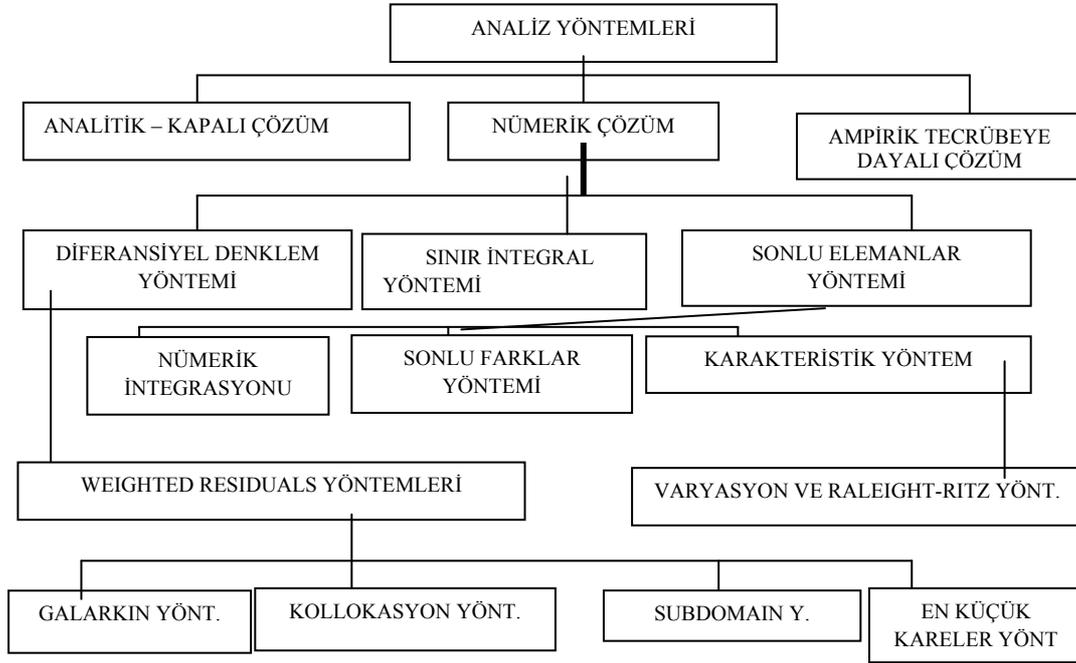
## **BÖLÜM 5. SAYISAL MODELLEME**

### **5.1 Giriş**

Geoteknik mühendisliğinin çoğu uygulamasında, ampirik bağıntıların kullanılması ile yapılan analizler genelde çok yaklaşık sonuçlar bazen de gerçek değerden çok uzak değerde sonuçlar verebilir. Aynı zamanda problemlerin analizinde aynı anda birçok özellik göz önünde bulundurulamaz. Bu nedenle jeolojik ortamlar bir sürekli ortam gibi düşünülerek, çeşitli etkiler karşısında davranışı (yükleme, sızıntı, konsolidasyon v.b.) fiziksel bir temele dayanan teoriler ileri sürülmüştür. Bu konuya ilk değinen Terzaghi (1943) geliştirdiği “konsolidasyon teorisi” ile geoteknik mühendisliğinde fiziksel bir temele dayanan ilk önemli teoridir. Geliştirilen bu teoriler genelde matematiksel olarak diferansiyel denklemlerden meydana geldiğinden kapalı çözümlere ulaşmak için bir takım basit kabuller yapmak gerekmektedir. Bu yaklaşım çoğu pratik durumlar için yeterli çözümü sağlamasına karşın jeolojik ortamların homojen olmayan yapısı, non-linear malzeme davranışı, ortamın geometrisi, ortam içindeki süreksizlikler, malzeme özelliklerinin zaman ve ortamla değişimi v.b. karmaşık özellikler nedeniyle problemin gerçekçi çözümlere ulaşmasına olanak vermemektedir. Bu nedenle geoteknik problemlerin analizinde adı geçen faktörlerin birçoğunu aynı anda göz önüne alan nümerik yöntemler geliştirilmiş olup bunların çoğu yukarıda sözü edilen teorilerin matematiksel ifadesi, diferansiyel denklemlerin çözümünde nümerik analiz yöntemlerinin uygulanmasıdır.

Nümerik analiz yöntemlerinin gelişmesi ve birçok özelliği aynı anda göz önüne alabilmesi bilgisayarların gelişmesine bağlı olmuştur. Geoteknik problemlerin çözümünde kullanılan Desai ve Abel (1972) tarafından verilen nümerik analiz yöntemleri Şekil 5.1'de gösterilmiştir. Bu tabloya göre zemin yapı etkileşiminde gerilme dalgalarının yayılımını zemin ve kayalarda sızma problemini ve bunun gibi diğer problemlere göre denge denkleminin çözümleri bulunmuştur. Burada adı geçen

yöntemlerden *Sonlu Elemanlar* yöntemi gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon analizinde en yaygın olarak kullanılan yöntemdir.



Şekil 5.1. Nümerik analiz yöntemleri (Desai ve Abel, 1972)

Analizlerde, toplam gerilme izini elastik analizle, boşluk suyu basıncının veya efektif gerilmelerin ve şekil değiştirmelerin elasto-plastik analizle tahmin edilmesi yönteminde analizler iki bölüme ayrılarak basitleştirilmekte ve gerçek çözümden uzaklaşmaktadır. Ancak gerçeğe yakın çözümler, gelişmiş bünye eşitlikleri kullanılarak, bilgisayarlarla yapılan nümerik analiz yöntemleri ile elde edilebilmektedir. Sonlu elemanlar nümerik analiz yöntemi, Zienkiewicz (1977), tarafından, matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli problemlerin genel çözüm yöntemi olarak tanımlanmıştır. Ayrıca sonlu elemanlar yöntemi şeklinde olmak üzere sayısal yöntemlerin genelde mühendislik problemlerine ve özelde geoteknik problemlerine uygulanması üzerine yazılmış çok sayıda kitap bulunmaktadır. Geoteknik problemler için matematiksel ifadeler; su akışı (boşluk suyu basıncını içeren problemler) ve denge eşitlikleri, sınır durumları ve deformasyonların uygunluğu ve gerilme-şekil değiştirme arasındaki ilişkiyi tanımlayan eşitliklerdir (Wood, 2006).

## 5.2. Sonlu Elemanlar çözümüne genel yaklaşım

Sonlu elemanlar yöntemi günümüzde birçok mühendislik dalında olduğu gibi geoteknikte de yaygın olarak kullanılan bir sayısal analiz yöntemidir. Sonlu elemanlar yöntemi mühendisliğin çok geniş bir alanında sınır değer problemlerine uygulanabilmektedir (katı cisim mekaniği, termoelastite, termodinamik, akışkanlar mekaniği, magnetizma vb). Bu yöntem, bilgisayar yazılımları için en uygun formülasyona sahiptir. Bunun nedeni, karmaşık sınır koşulları ve non-lineer malzeme davranışını modellemeye uygun ve homojen olmayan malzemeler gibi zor ve karmaşık problemlerin çözümünde sistematik bir programlama için elverişli olmasıdır.

Herhangi bir geoteknik tasarım yapılırken yerel veya toptan göçme olup olmayacağı kesit tesirlerinin ( eğilme momenti, aksenal kuvvetler veya kesme kuvvetleri ) değeri yapı ve komşu zeminde meydana gelecek deformasyonlar oluşturulan yapı nedeniyle çevre yapılar veya servis ağlarında oluşacak etki dikkate alınması gereken konudur. Analitik çözüm yöntemleri yukarıda belirtilen çözümlerin tamamını tek bir çözümde ele alamadıkları için sadece göçme ile ilgili fikri verebilmektedirler. Sonlu elemanlar yönteminde gerçeğe uygun zemin profilleri tanımlanabilmekte ve tüm dış yapı ve yükleme etkileri hesaplarda dikkate alınmaktadır.

Sonlu elemanlar yöntemi, sürekli bir sistemi problemin karakterine uygun sonlu elemanlara ayırarak, elde edilen elemanlar üzerinde iç ve dış kuvvetlerin enerjisinin minimum olması ve sonra bu elemanların birleştirilmesi şeklinde bir çözüm yöntemi uygulamaktadır. Bunun sonucu olarak, sınır koşulları, sisteme ait özellikler, dış yüklerin sürekli veya ani değişimleri kolayca göz önüne alınabilmekte, ayrıca sürekli sistemin tipik bölgelerinde eleman boyutları küçültülerek o bölgenin daha ayrıntılı incelenmesi mümkün olmaktadır. Diğer bir avantajı da sınır şartlarının problemin çözüm sırasına göre en son adımda hesaplara dâhil edilmesidir. Böylece çeşitli sınır şartlarını probleme uygularken baştaki yoğun hesapların tekrarına gerek kalmamaktadır.

Geoteknik mühendisliğinde sonlu elemanlar yönteminin kullanılmasına 1966 yılında başlanmıştır. Bu amaçla, Clough ve Woodward (1967), dolguda gerilmeleri, yanal ve düşey hareketleri belirlemek ve Reyes ve Deene (1966), yeraltında kayada kazı yapılması uygulamalarında kullanmışlar ve geçen 40 yıllık zaman süresince teoride ve pratikte birçok avantajlar sağlanmıştır. Çoğu geoteknik sonlu eleman analizleri gerçek yapımı modelleyecek şekilde adım adım (aşamalı yükleme, aşamalı kazı) yapılmaktadır. Birinci adımda; analizlerde dolgu yerleştirilmesi veya kaldırılması durumunda, geometri her bir adımda değişmektedir. Geometrideki değişim sonlu elemanlar ağına eleman ekleyerek veya kaldırılarak modellenabilmektedir. Diğer adımda; zemin kütlesi içinde gerilmelerin değişimi sonucu her bir yükleme kademesinde zemin özellikleri değişmektedir.

Geoteknik mühendisliği problemlerinde sonlu elemanlar analizleri sonucunda gerilmeler, yanal ve düşey hareketler, boşluk suyu basınçları ve zemin suyu akışı vb. belirlenebilmektedir. Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı non-lineer olduğundan geoteknik mühendisliği sonlu eleman analizlerinde bu davranışın modellenmesi gerekmektedir. Bu amaçla, yapımdan önceki başlangıç gerilme durumu, zeminin non-lineer gerilme-şekil değiştirme, mukavemet özellikleri, yükleme aşamaları arasındaki bekleme süreleri analizlerde gerçek duruma yakın olarak belirlenmelidir .

### 5.3. Sonlu eleman formülasyonu

Sonlu elemanlar formülasyonun da deplasman (yer değiştirme) yöntemi uygulanmıştır, yani deplasmanlar esas bilinmeyen olarak kabul edilmiştir. Deplasmanların esas bilinmeyen olarak seçildiği sonlu elemanlar uygulamaları için şu formülasyonlar uygulanmaktadır.

Sürekli bir ortamın statik dengesi aşağıdaki gibi yazılabilir;

$$[L^T] \{ \sigma \} + \{ p \} = 0 \quad (5.1)$$

Bu eşitlikte  $\{\sigma\}$ , altı gerilme bileşeninin kısmi türevini içeren vektörü  $\{p\}$ , kütle kuvvetlerinin 3 bileşenini göstermektedir.  $[L^T]$ , diferansiyel operatörün transpozesidir.  $[L^T]$  aşağıdaki biçimde yazılabilir.

$$[L^T] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Denge eşitliğine ek olarak kinematik ilişki aşağıdaki gibi yazılırsa,

$$\{\varepsilon\} = [L] \{u\} \quad \text{elde edilir.} \quad (5.3)$$

Eşitlikteki  $\{\varepsilon\}$ , altı şekil değiştirme bileşeni vektörü  $\{u\}$ , üç yer değiştirme bileşeninin kısmi türevi ve  $[L]$ , ise diferansiyel operatördür. (5.1) ve (5.3) eşitlikleri arasındaki ilişki, malzeme davranışını temsil eden bünye ilişkileri ile aşağıdaki eşitlikle sağlanır.

$$\{\dot{\sigma}'\} = [M] \{\dot{\varepsilon}\} \quad (5.4)$$

Burada  $[M]$  bünye matrisidir ve (5.1), (5.2) ve (5.3) eşitliklerinin birleşimine, Galarkin varyasyon prensibi uygulanarak denge eşitliği belirlenir ve bu eşitliğe Green Teoremi uygulanarak aşağıdaki virtüel iş eşitliği elde edilebilir.

$$\int \delta \{\varepsilon^T\} \{\sigma\} dV = \int \delta \{u^T\} \{p\} dV + \oint \delta \{u^T\} dS \quad (5.5)$$

Eşitlikteki  $\{t\}$ , vektörü S yüzeyindeki kuvvetleri ve  $\{p\}$ , ise V hacmindeki cismin kütle kuvvetlerini göstermektedir.  $\{\varepsilon^T\}$  V hacmindeki cismin şekil değiştirme matrisini göstermektedir. Meydana gelen gerilmeler artımsal biçimde aşağıdaki gibi gösterilebilir;

$$\{\sigma^i\} = \{\sigma^{i-1}\} + \{\Delta\sigma\} \quad \{\Delta\sigma\} = \int \dot{\sigma} dt \quad (5.6)$$

eşitlikteki  $\{\sigma^i\}$ , bilinmeyen gerilmenin başlangıç durumunu,  $\{\sigma^{i-1}\}$ , bilinmeyen gerilmenin bir adım önceki değerini, gerilme artımı  $\{\Delta\sigma\}$  'da küçük bir zaman artışı üzerinden integre edilen gerilme hızını belirtir. (5.5) eşitliği yeniden düzenlenirse,

$$\int \delta \{\varepsilon^T\} \{\Delta\sigma\} dV = \int \delta \{u^T\} \{p^i\} dV + \oint \delta \{u^T\} t^i dS - \int \delta \{\varepsilon^T\} \{\sigma^{i-1}\} dV \quad (5.7)$$

elde edilebilir. (5.1)-(5.7) arasındaki eşitliklerde gösterilen bütün büyüklükler üç boyutlu uzayda düşünülmelidir. Sonlu elemanlar yöntemine göre, bir sürekli ortam birçok elemana ayrılır ve her bir eleman üzerindeki düğüm noktaları bir serbestlik derecesine sahiptir. Deformasyon teorisinde serbestlik derecesi yer değiştirme bileşenlerine karşılık gelir ve bir eleman içindeki yer değiştirme vektörü  $\{u\}$  ile, herhangi bir noktada  $\{u\}$  deplasmanlarının düğüm noktasındaki ifadesi  $\{v\}$  ile, şekil fonksiyonlarını içeren matris ise  $[N]$  ile gösterilir ve deplasmanlarının düğüm noktasındaki ifadesi aşağıdaki eşitlikle belirtilebilir.

$$\{u\} = [N] \{v\} \quad (5.8)$$

(5.8) eşitliği (5.3) kinematik eşitliğinde yerine yazılırsa,

$$\{\varepsilon\} = [L] [N] \{v\} = [B] \{v\} \quad \text{elde edilir.} \quad (5.9)$$

Bu eşitlikteki  $[B]$  matrisi deplasmanları, şekil değiştirmelere dönüştüren deformasyon matrisidir,  $\{\varepsilon\}$  ve  $\{u\}$  terimleri bilinmeyenlerdir ve eleman deplasmanları  $\{v\}$  cinsinden ifade edilir. (5.8) ve (5.9) eşitlikleri varyasyonel, artımsal ve hız formunda da yazılabilir. (5.7) denklemini minimize edecek şekilde varyasyon prensibi uygulanırsa;

$$\int [B]^T \{\delta v\}^T \{\Delta\sigma\} dV = \int [N]^T \{\delta v\}^T \{p^i\} dV + \oint [N]^T \{\delta v\}^T t^i dS - \int [B]^T \{\delta v\}^T \{\sigma^{i-1}\} dV \quad (5.10)$$

olarak elde edilir. Dügüm deplasmanlarının  $\{\delta v\}$  değişimi keyfi olduğundan, integralin dışına çıkartılabilir,

$$\{\delta v\}^T \int [B]^T \{\Delta \sigma\} dV = \{\delta v\}^T \int [N]^T \{p^i\} dV + \{\delta v\}^T \oint [N]^T \{\delta v\}^T t^i dS - \int [B]^T \{\delta v\}^T \{\sigma^{i1}\} dV \quad (5.11)$$

ve aşağıdaki şekilde belirtilebilir.

$$\left\{ \int [B]^T \{\Delta \sigma\} dV = \int [N]^T \{p^i\} dV + \oint [N]^T t^i dS - \int [B]^T \{\sigma^{i-1}\} dV \right. \quad (5.12)$$

Eşitlikte, sağ taraftaki birinci ve ikinci terim dış kuvvet vektörünü, son terim ise iç reaksiyon vektörünü belirtmektedir. Dış kuvvet vektörü ile iç reaksiyon vektörü arasındaki fark  $\Delta \sigma$  gerilme artımı ile dengelenebilir. Gerilme ve şekil değiştirme artımı arasındaki ilişki genellikle non-lineerdir. Şekil değiştirme artımları direkt olarak hesaplanamaz, bütün malzeme noktaları için global iterasyon yöntemi uygulanarak (5.12) eşitliğinde denge durumu sağlanır.

#### 5.4. Diferansiyel plastisite modelinin belirli integrali

Gerilme artımları  $\Delta \sigma$ , gerilme hızının integrali tarafından belirlenir. Diferansiyel plastisite modelinde gerilme artımları aşağıdaki biçimde yazılırsa,

$$\{\Delta \sigma\} = [D^e] \{\Delta \varepsilon - \Delta \varepsilon^p\} \quad (5.13)$$

eşitlikteki  $[D^e]$  geçerli gerilme artımı için elastik malzeme matrisini belirtmektedir. Deplasmanları şekil değiştirmelere dönüştüren deformasyon matrisi  $[B]$  kullanılarak, yer değiştirme artımı  $\Delta v$  'den şekil değiştirme artımı  $\Delta \varepsilon$  belirlenebilir. Elastik malzeme davranışı için, plastik şekil değiştirme artımı  $\Delta \varepsilon^p$  sıfırdır. Plastik malzeme davranışı için, plastik şekil değiştirme artımı Vermeer (1989)' a göre aşağıdaki biçimde yazılabilir.

$$\{\Delta \varepsilon^p\} = \Delta \lambda \left[ (1 - \omega) \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^{i-1} + \omega \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^i \right] \quad (5.14)$$

Bu eşitlikteki  $\Delta\lambda$  plastik çarpan artımı  $\omega$  ise zaman integralinin tipini belirten bir parametredir.  $\omega=0$  için integrasyon belirsiz ve  $\omega=1$  için integrasyon belirli olarak adlandırılmaktadır. Vermeer (1989)'a göre  $\omega=1$ ' i kullanmak akma yüzeyinde elastik davranıştan elasto-plastik davranışa geçişteki gerilme durumunda bazı avantajlar sağlamaktadır, Böylece (5.14) eşitliği  $\omega=1$  için ;

$$\{\Delta\varepsilon^p\} = \Delta\lambda \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^i \quad (5.15)$$

şeklinde ifade edilir. (5.15) eşitliği (5.13) eşitliğinde yerine yazılırsa ve (5.6) eşitliğine uygulanırsa aşağıdaki eşitlikler belirlenir.

$$\{\sigma^i\} = \{\sigma^{rr}\} - \Delta\lambda [D^e] \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^i \quad \{\sigma^{rr}\} = \{\sigma^{i-1}\} + [D^e] \{\Delta\varepsilon\} \quad (5.16)$$

Bu eşitlikteki  $\{\sigma^{rr}\}$  yardımcı gerilme vektörüdür, yeni bir gerilme durumunda tamamen lineer elastik malzeme davranışı gözönünde bulundurulduğu zaman elastik gerilmeler veya deneme gerilmeleri olarak adlandırılır. (5.16) eşitliğinde kullanılan  $\Delta\lambda$ , akma durumundan sonra oluşan plastik haldeki yeni gerilme durumları için kullanılan bir parametredir.

$$f \{ \sigma^i \} = 0 \quad (5.17)$$

İdeal plastik ve lineer pekleşme modeli için  $\Delta\lambda$  plastik çarpan artımı aşağıdaki şekilde yazılabilir,

$$\Delta\lambda = \frac{f \{ \sigma^{rr} \}}{d+h} \quad (5.18)$$

burada d aşağıdaki biçimde ifade edilir.

$$d = \left( \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)^{\sigma^{rr}} [D^e] \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^i \quad (5.19)$$

$h$  ise pekleşme parametresidir, ideal plastik model için  $h=0$  ve lineer pekleşme modeli için sabittir. İkinci durum için yeni gerilme hali aşağıdaki biçimde ifade edilebilir.

$$\{\sigma^i\} = \{\sigma^{tr}\} - \frac{\langle f\{\sigma^{tr}\} \rangle}{d+h} [D^e] \left[ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right]^i \quad (5.20)$$

Bu eşitlikteki  $\langle \cdot \rangle$  Mc Cauly parantezi  $\langle x \rangle = 0 \quad x < 0$  ve  $\langle x \rangle = x \quad x > 0$  şeklinde kullanılır (De Borst ve Vermeer, 1984).

### 5.5. Global iterasyon yöntemi

Denge eşitliği içinde gerilme ve şekil değiştirme artımları arasındaki ilişkinin yerine  $\{\Delta\sigma\} = [M] \{\Delta\varepsilon\}$  yazılırsa, aşağıdaki eşitlik elde edilir.

$$[K^i] \{\Delta v^i\} = \{f_{ex}^i\} - \{f_{in}^{i-1}\} \quad (5.21)$$

Bu eşitlikteki  $K$  rijitlik matrisi,  $\Delta v$  artımsal yer değiştirme vektörü,  $f_{ex}$  dış kuvvet vektörü,  $f_{in}$  iç kuvvet vektörüdür ve üst indis  $i$  adım numarasını belirtir. Ancak gerilme ve şekil değiştirme artımları arasındaki ilişki genellikle non-lineer olduğundan rijitlik matrisi yukarıdaki gibi önceden formülize edilemez, bu nedenle denge durumu ve bünye ilişkisinin her ikisini de sağlayan global iterasyon yöntemi gereklidir. Global iterasyon yöntemi aşağıdaki biçimde yazılabilir.

$$[K^j] \{\delta v^j\} = \{f_{ex}^i\} - \{f_{in}^{j-1}\} \quad (5.22)$$

üst indis  $j$  iterasyon sayısını belirtir  $\delta v$   $i$  adımındaki yer değiştirme artımına yardım eden, alt artımsal yer değiştirmeleri içeren bir vektör (sub-incremental displacement)

$$\{\Delta v^i\} = \sum_{j=1}^n \{\delta v^j\} \quad (5.23)$$

n i adımı içindeki iterasyon sayısını belirtir. (5.22) eşitliğindeki K rijitlik matrisi yaklaşık olarak malzeme davranışını temsil eder. K'yı daha hassas olarak belirlenmek için, belirli bir toleransla daha az sayıda iterasyonla denge sağlanır. K lineer-elastik davranışı belirtir ve bu durum aşağıdaki biçimde formülize edilir.

$$[K] = \int [B]^T [D^e] [B] dV \quad (\text{elastik rijitlik matrisi}) \quad (5.24)$$

### 5.6. Sonlu elemanlar analizinde kullanılan eleman tipi ve gerilme noktaları

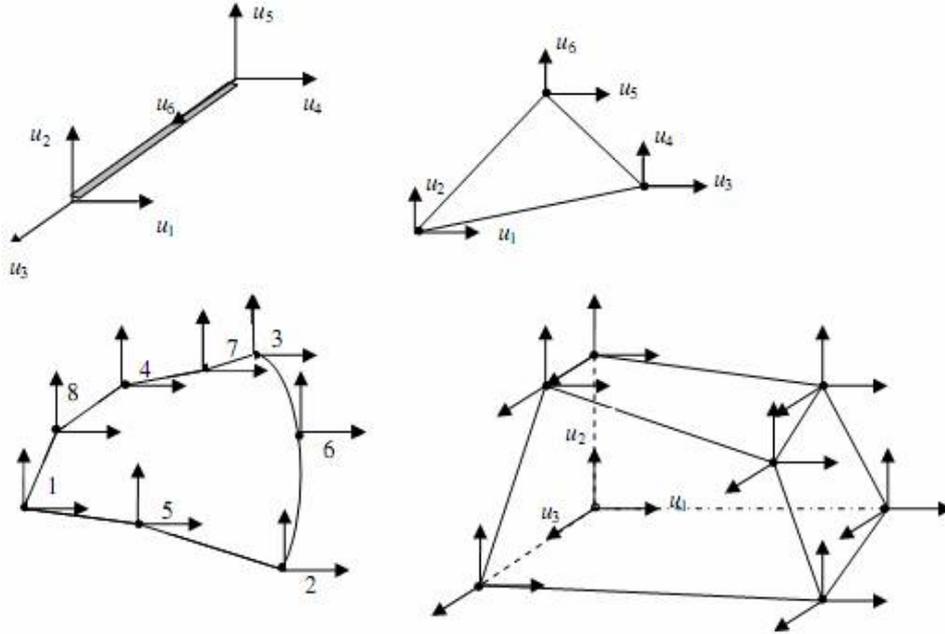
Sonlu elemanlar yöntemi, diferansiyel denklemlerle ifade edilen mühendislik problemlerinin analizi için geliştirilen nümerik bir çözüm yöntemidir. Sürekli bir ortam sonlu elemanlara bölünerek denklemler bir eleman için yazılır ve bütünleşmiş edilerek sistem denklemleri elde edilir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenir. Sonlu elemanlar yöntemi karmaşık diferansiyel denklemleri bilgisayarın çözebileceği matris forma getirip çözen bir yöntemdir.

Sonlu elemanlar yönteminde eleman seçimi ve eleman tipleri için karşılaşılan probleme uygun eleman tipleri, belirlenen esas (birincil) bilinmeyene göre bir boyutlu, iki boyutlu ya da üç boyutlu elemanlar ve eğri yüzeyler için eğrisel elemanlardır. Eleman seçiminde önemli olan, gerekli serbestlik derecesini sağlamaktır. Bir boyutlu eleman seçimi konsolidasyon problemlerinde kullanılmaktadır. Yaklaşım Modeli (şekil fonksiyonu) Bu adımda bilinmeyenlerin ortamda dağılımını veren bir şekil fonksiyonu seçilir. Eleman düğüm noktaları, eleman bölgesinde bilinmeyen büyüklüğün (örneğin yer değiştirme) dağılım eğrisini tanımlamak üzere matematiksel bir fonksiyon yazmak için stratejik noktalar sağlar. Polinomlar veya seriler bu amaçla kullanılabilir:  $u = \text{düğüm noktası bilinmeyenleri}$  (veya serbestlik derecesi)

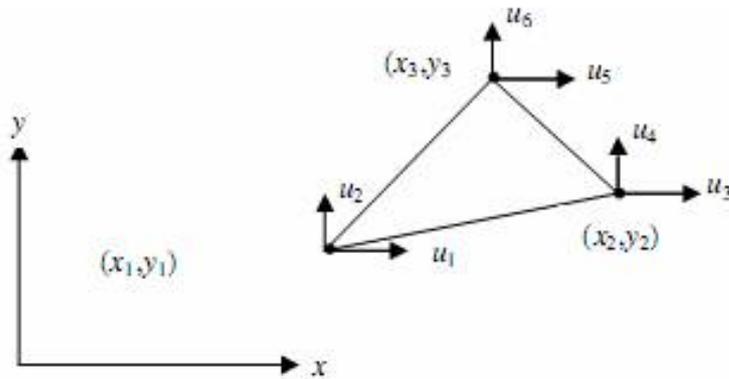
$$u = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + \dots + N_m u_m \quad (5.25)$$

Çözüm yalnız düğüm noktaları için gerçekleştirilir. Şekil fonksiyonu çözüm ortamında bilinmeyenler yanında ortam geometrisini (genel koordinatlar) de ifade

etmekte kullanılabilir. Buna izoparametrik yaklaşım denmektedir. İzoparametrik yaklaşım, bilgisayar kapasitesi bakımından yer ve zaman kaybını önleyen bir yaklaşım türüdür.



Şekil 5.2. Sonlu elemanlar yönteminde eleman tipleri



Şekil 5.3. Sonlu elemanlar yönteminde elemanların yer değiştirme fonksiyonları

Yer değiştirmeler; Düzlem şekil değiştirme hali üç düğüm noktalı üçgen eleman için deplasman fonksiyonu gibidir.

$$u(x, y) = N^e a^e$$

$$u = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \end{Bmatrix} \quad N = \frac{1}{2} \begin{pmatrix} x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & x & y \end{pmatrix} \quad (5.26)$$

Şekil değiştirmeler; Sonlu elemanlar modelinde seçilen elemanların Şekil değiştirmeleri eşitlikler ve matrisler yardımıyla elde edilmektedir.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad (5.27)$$

$$\varepsilon = B u^e$$

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad B = \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial y} \end{pmatrix} \quad (5.28)$$

Malzeme bünye davranışı (gerilme-Şekil değiştirme ilişkisi) ; Sonlu elemanlar yönteminde ideal malzeme lineer elastik, homojen ve izotropdur. Bu kabuller doğrultusunda malzeme bünye davranışı ifade edilebilir:

$$\sigma = D \varepsilon$$

$$D = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{pmatrix} \quad (5.29)$$

Eleman denklemi; Minimum enerji prensibi kabul ile gerilmeler, Şekil değiştirmeler olarak ifade edilebilir. Uygunluk prensibinin göz önüne alınması ile de Şekil değiştirmeler, sınır koşulları olarak ifade edilebilir. Yayılı yükler, enterpolasyon yapılarak düğüm noktalarına indirgenir. Burada p, eleman üstündeki yayılı yükün düğüm noktasına indirgenmiş hali olan düğüm yüklerini gösteren yk vektörüdür.

Eleman rijitlik matrisi eşitlikteki gibi ifade edilmektedir.

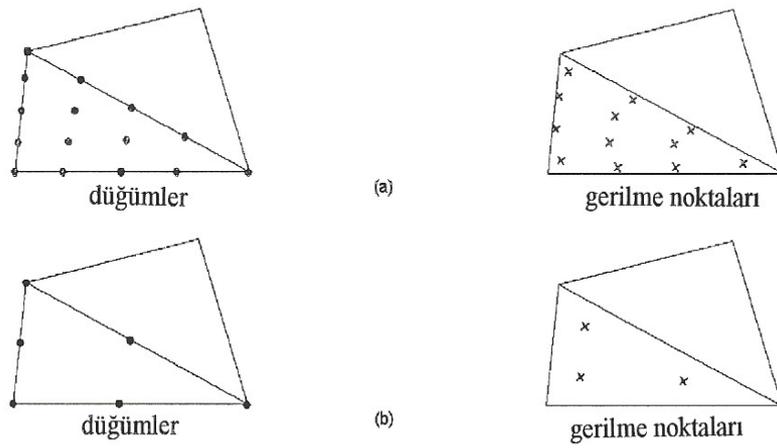
$$K^e = \int B^T DB dv \quad K^e u^e = p^e \quad p^e = \begin{pmatrix} p_{1x} \\ p_{1y} \\ p_{2x} \\ p_{2y} \\ p_{3x} \\ p_{3y} \end{pmatrix} \quad (5.26)$$

Sistem denklemi, Eleman denklemleri birleştirilerek sistem denklemleri elde edilir. Eleman rijitlik matrisinin birleştirilmesi ile global rijitlik matrisi elde edilir.

$$KU=P \quad (5.27)$$

Sınır koşulları; Sistem rijitlik matrisi singülerdir (determinant=0). Çözümün gerçekleşebilmesi için sınır koşullarının uygulanması gerekmektedir. Sınır koşulları esas bilinmeyenler cinsinden (esas veya zorlanmış) olması yanında ikincil bilinmeyenler (doğal) cinsinden de olabilir. Sınır koşulları uygulanmış sistem denklemleri uygun bir denklem takımı çözüm yöntemi ile çözülür, birincil (esas) bilinmeyenler bulunur. Denklem takımı çözüm yöntemi hız, stabilite ve bellek açısından önemlidir. Birincil bilinmeyenlerden ikincil bilinmeyenler hesaplanır. Sonlu elemanla çözümü gerçekleştğinde çok sayıda veri elde olunur. Bu bilgiler bilgisayarda depolanabilir veya kayda yazılabilir. Çözülen problemin boyutuna göre elde edilen tüm bilinmeyenlerin yazdırılması uygun olmaz. Bunu için veriyi uygun şekilde ilerleyerek çözüm ortamında kritik noktalarda grafik ve çizelgeler elde etmemizi sağlayan bilgisayar yazılımları gerçekleştirilmelidir. Bu yazılıma post processor (grafik işlemci) denir.

Eleman tipleri; Sonlu elemanlar yönteminde iki çeşit eleman tipi vardır, 6 düğümlü üçgen elemanlar ve 15 düğümlü üçgen elemanlar. 6 düğümlü ve 15 düğümlü üçgen elemanları performans açısından da kıyaslayacak olursak, ikisinde de yaklaşık eşit miktarda düğüm ve gerilme noktaları oluşacaktır. Ancak, 15 düğümlü elemanlar göçme yüklerinin hesaplanmasında %10 daha doğru çözüme ulaşılmaktadır. Sonlu elemanlar yönteminde oluşturulan geometri bazı kabullere göre idealize edilmektedir. Bunlar düzlem şekil değiştirme ve aksi simetrikliktir.

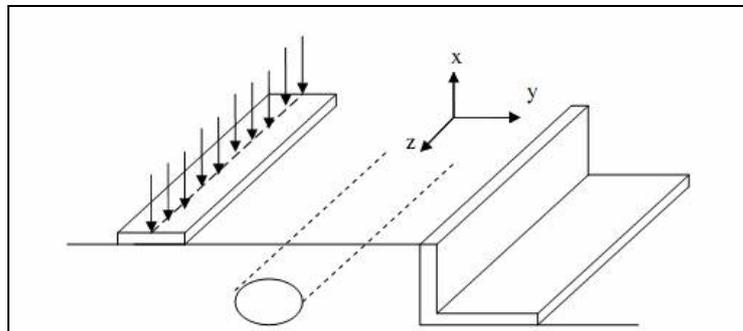


Şekil 5.4. Plaxis’de kullanılan elemanlar, düğüm noktaları ve gerilme noktaları

Düzlem şekil değiştirme; Sonlu elemanlar yönteminde yük altındaki elemanların düzlemsel olarak şekil değiştirmeleri şekildeki gibidir. Eşitliği de şekil değiştirme matrisini vermektedir.

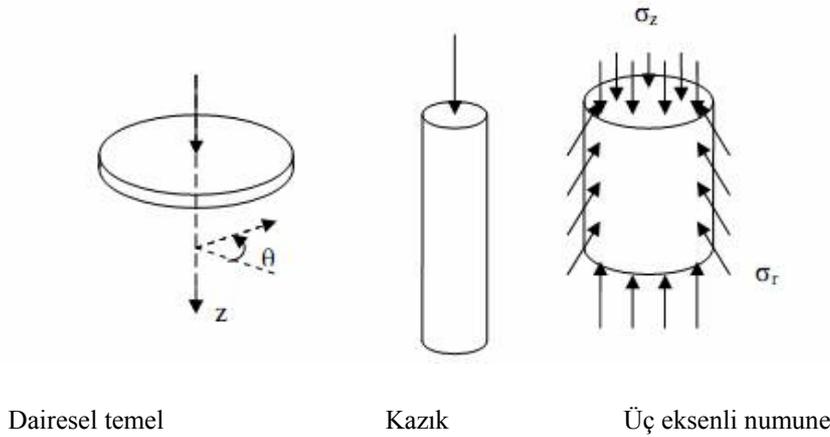
$$\varepsilon_{zz} = 0; \gamma_{yz} = 0; \gamma_{xz} = 0 \quad (5.28)$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta \sigma_x \\ \Delta \sigma_y \\ \Delta \sigma_z \\ \Delta \tau_{xy} \\ \Delta \tau_{xz} \\ \Delta \tau_{zy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{14} \\ D_{21} & D_{22} & D_{24} \\ D_{31} & D_{32} & D_{34} \\ D_{41} & D_{42} & D_{44} \\ D_{51} & D_{52} & D_{54} \\ D_{61} & D_{62} & D_{64} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_x \\ \Delta \varepsilon_y \\ \Delta \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (5.29)$$



Şekil 5.5. Sonlu elemanlar yönteminde seçilen geometrinin düzlem şekil değiştirmesi

Aksi simetrik; Dairesel kesitli geometrilerde uygulanması gereken model aksi simetrik modeldir. Şekildeki geoteknik uygulamalarda karşılaşılabilecek dairese kesitli yapı elemanları göstermektedir.



Şekil 5.6 Geoteknik uygulamalarda karşılaşılabilecek dairese kesitli yapı elemanları

Aksi simetrik geometrilerdeki şekil değıştirmeler teoride (a) eşitliğindeki gibi belirlenmektedir. Plaxis programında ise diğeri (b) eşitliği dikkate alınmaktadır.

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u_x}{\partial r}; \varepsilon_z = \frac{\partial u_y}{\partial z}; \varepsilon_{\theta r} = \frac{u_x}{r}; \gamma_{rz} = \frac{\partial u_y}{\partial r} + \frac{\partial u_x}{\partial z}; \gamma_{r\theta} = \gamma_{z\theta} = 0; \quad (5.30 \text{ a- b})$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{u_x}{r} = 0; \gamma_{xz} = 0; \gamma_{yz} = 0;$$

### 5.7. Analizde Kullanılan Sonlu Elemanlara Dayalı PLAXIS Programı

Geoteknik mühendislik projelerinde, özellikle de deformasyon ve stabilite analizleri için geliştirilmiş bir sonlu eleman paketi olan PLAXIS' in gelişimi ilk olarak 1987'de Delft Teknik Üniversitesinde başlamıştır.

Plaxis 2D iki boyutlu deformasyon analizi ve geoteknik mühendisliği stabilite analizlerinde sonlu elemanlar ile çözüm üretir. Program kapsamında nonlineer simülasyonla oluşturulmuş modellerin zamana dayalı ve anizotrop davranışları zemin ve kayaları birleştirir. Zemindeki hidrostatik ve hidrostatik olmayan boşluk basınçlarıyla da ilişkilendirir. Yapı ve zemin arasında kesişim modeli

oluşturulmasına imkân sağlar. Plaxis Vs üzerinde yer alan Dynamics modeli ise zeminleri analiz eder ve deprem gibi dinamik yükleme etkisinde kalmış yapıların analizini mümkün kılar. Dinamik etkiler ile oluşturulan titreşimlerin etkilerini yapılarda incelenebilir. Ayrıca 3D modelinde asimetrik koşullar ve sınırlı düzlem şekil değiştirmelerde belirlenebilir.

Zeminler ile diğer geleneksel mühendislik malzemelerinin davranış mekanizması arasındaki en önemli fark zeminlerin üç fazlı (katı daneler-boşluk suyu-boşluklardaki gaz) bir malzeme olmasından kaynaklanmaktadır. Bu üç fazın farklı davranmasından dolayı, zemin davranışının modellenmesi oldukça karmaşıktır. Eğer zemin tamamen suya doygunsa, efektif gerilmelere göre yapılan analizler oldukça iyi sonuçlar vermektedir. Suyu doygun kohezyonlu zeminler drenajsız koşullarda dolgu yükü ile yüklendiklerinde meydana gelen gerilme artışı başlangıçta zemin daneleri arasındaki su tarafından taşınmakta, oluşan boşluk suyu basıncı zamanla sönmülenerak uygulanan ilave gerilmeler zemin daneleri tarafından taşınmaktadır. Boşluklardaki suyun sönmülmesi Darcy Yasası 'na uymakta ve danelerin deformasyonu efektif gerilmeler tarafından kontrol edilmektedir. Tek boyutlu davranış için efektif gerilme formülasyonu (Terzaghi, 1943) tarafından incelenmiş, daha sonra Terzaghi'nin teorisi (Biot, 1956) tarafından üç boyutlu durum için genişletilmiştir.

Jeolojik ortamın sınır koşullarının ve ortamın davranışının karmaşık olması (elasto-plastik malzeme davranışı) ve bu davranışın zamana bağlı olarak değişmesi (konsolidasyon) nedeniyle, temel zemininin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı birlikte analiz edilmelidir. Bu analizlerde yük artışından dolayı oluşan gerilmeler altındaki elastik ve plastik şekil değiştirmeler hesaplanabilmekte, ayrıca gerilmelerdeki zamana bağlı değişim sonucu meydana gelen konsolidasyon oturmaları hesaplanabilmektedir. Diğer bir deyişle, başlangıçtaki drenajsız şartlar ile zamana bağlı olarak değişen gerilme durumu (fazla boşluk suyu basıncının sönmülmesi ve efektif gerilmedeki artış) drenajlı koşullarda birlikte analiz edilebilmektedir (Plaxis Manual 7.2,2000).

### 5.8. PLAXIS programı deformasyon teorisi;

Statik deformasyon durumunda temel bağıntılar zemin modelini sürekli yapı olarak değerlendirir. Deformasyonlar küçük olarak sınırlandırılır. Bu deforme olmamış orijinal geometri formülüyle ifade edilir. Sürekli zemin modeli ise sonlu elemanlara dayalı belirlenir. Sürekli deformasyon modeli temel eşitlikleri:

Statik sürekli denge denklemi formülü;

$$\underline{\underline{L}}^T \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{p}} = \underline{\underline{0}} \quad (5.31)$$

$\underline{\underline{\sigma}}$  vektörel olarak gösterilen 6 gerilme tensöründen oluşur,  $\underline{\underline{p}}$  ile gösterilen üç tanesi cisim kuvveti sabiti,  $\underline{\underline{L}}^T$  ile gösterilen diferansiyel operatörüdür.

$$\underline{\underline{L}}^T = \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{pmatrix} \quad (5.32)$$

Sonuç olarak denge denklemindeki kinematik ilişki şu şekilde formüle edilir;

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{L}} \underline{\underline{u}} \quad (5.33)$$

Bu denklem  $\underline{\underline{\varepsilon}}$  ile gösterilen 6 şekil değiştirme sabiti ve  $\underline{\underline{u}}$  ile gösterilen 3 adet yer değiştirme sabitidir.  $\underline{\underline{L}}$  diferansiyel operatörü kullanılarak elde edilir. Gerilme ve şekil değiştirme değerleri arasındaki oran malzeme modelleri el kitabında tanıtılmıştır. Genel denklem tekrar yazılırsa;

$$\underline{\underline{\sigma}}^* = \underline{\underline{M}} \underline{\underline{\varepsilon}}^* \quad (5.34)$$

Direk kombinasyonlar dışında Galerkin değişken prensibine göre (Zienkiewicz,1967):

$$\int \delta \underline{\underline{u}}^T (\underline{\underline{L}}^T \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{p}}) dV = 0 \quad (5.35)$$

Bu eşitliğinde  $\delta u$  kinematik kabul edilen yer değiştirme değişkenlerini ifade eder. Bu teoreme göre;

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p} dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t} dS \quad (5.36)$$

Sınır integrali oluşur. Çekme sınır koşullarını  $\underline{t}$  vektörü ifade eder. Gerilme durumu  $\underline{\sigma}$  için yedek denklem oluşumu;

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{i-1} + \Delta \underline{\sigma} \quad (5.37 \text{ a-b})$$

$$\Delta \underline{\sigma} = \int \underline{\sigma} \dot{t} dt$$

Bu denklemde  $\underline{\sigma}$  şimdiki durumdaki gerilme durumunu ve  $\underline{\sigma}^{i-1}$  geçmişteki gerilme durumunu gösterir.  $\Delta \underline{\sigma}$  gerilme değişimi küçük artımlar için integre edilir. Bu eşitliklerde çıkan sonuçlar üç eksenli 3 boyutlu alanlar içindir.

$$\int \delta \underline{\varepsilon}^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int \delta \underline{u}^T \underline{p}^T dV + \int \delta \underline{u}^T \underline{t}^T dS - \int \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (5.38)$$

Sonlu elemanlara dayalı çözümde ise sürekli zemin parçalara bölünür ve düğüm noktalarıyla tanımlanır. Burada  $\underline{u}$ ,  $\underline{v}$  vektöründeki düğüm noktasından elde edilen elemanın yer değiştirmesi ve  $\underline{N}$  matrisi ile elde edilir.

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{v} \quad (5.39)$$

İnterpolasyon fonksiyonundaki  $\underline{N}$  matrisi şekil fonksiyonlarını ifade eder. (5.39) in çözümünden kinematik ilişki elde edilir.

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{N} \underline{v} = \underline{B} \underline{v} \quad (5.40)$$

Burada  $\underline{B}$  şekil değiştirme enterpolasyon matrisi enterpolasyon matrisindeki uzaysal ayrımları iyi oranda ifade eder. Bu ayrımlar tekrar formüle edilirse:

$$\int (\underline{B} \delta \underline{v})^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int (\underline{N} \delta \underline{v})^T \underline{p}^T dV + \int (\underline{N} \delta \underline{v})^T \underline{t}^T dS - \int (\underline{B} \delta \underline{v})^T \underline{\sigma}^{i-1} dV \quad (5.41)$$

Ve bu değerlerin integral dışına çıkarılmasıyla;

$$\delta v^T \int \underline{\underline{B}}^T \Delta \underline{\underline{\sigma}} dV = \delta v^T \int \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{p}}^t dV + \delta v^T \int \left( \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{t}}^t dS - \delta v^T \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{\sigma}}^{i-1} dV \right) \quad (5.42)$$

Kinematik yer değiştirmelerin değişkeni  $\delta v^T$  olarak yazılırsa;

$$\int \underline{\underline{B}}^T \Delta \underline{\underline{\sigma}} dV = \int \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{p}}^t dV + \int \left( \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{t}}^t dS - \int \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{\sigma}}^{i-1} dV \right) \quad (5.43)$$

Elde edilen denklemde sağ taraftaki birinci terim ve ikinci terim bugünkü dış kuvvet vektörünü, son terimde iç reaksiyon vektörünü ifade eder. Dış kuvvet ve iç reaksiyon vektörü arasındaki fark  $\Delta \underline{\underline{\sigma}}$  gerilme değeri ile dengelenebilir.

Gerilme sabitleri ve şekil değiştirme sabitleri arasındaki ilişkili genellikle non liner (doğrusal olmayan davranış) davranış gösterir. Sonuç olarak doğrudan ölçülemez. Denge denklemlerini elde etmek için tekrarlanan işlemlere ihtiyaç vardır. Diferansiyel plastik modellerde integral; plastik bölgelerde gerilme değerleri gerilme oranlarına bağlı  $\Delta \underline{\underline{\sigma}}$  içeren şekilde yazılır.

$$\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}}^e (\Delta \underline{\underline{\varepsilon}} - \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p) \quad (5.44)$$

Burada  $D^e$  elastik malzeme matrisini,  $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}$  şekil değiştirme ve B matrisi ile bulunan  $\Delta \underline{\underline{y}}$  kullanılarak şu şekilde yazılır.

$$\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p = \Delta \lambda \left[ (1 - \omega) \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right)^{i-1} + \omega \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right)^i \right] \quad (5.45)$$

Elastik davranış için, plastik şekil değiştirme  $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p$  değeri "0" dır. Plastik malzeme davranışı için Vermeer (1979) a göre yazarsak denklemi:

Bu denklemde  $\Delta \lambda$  plastik sabitin çarpanı,  $\omega$  zaman integralinin şekli gösterir.

$$\omega = 0 \text{ iken integral açık net, } \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}^p = \Delta \lambda \left[ \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \right]^i \quad (5.46)$$

$$\omega=1 \text{ iken integral örtülü, } \underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{ir} - \Delta\lambda \underline{D}^e \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad \underline{\sigma}^{ir} = \underline{\sigma}^{i-1} + \underline{D}^e \Delta \underline{\varepsilon} \quad (5.47)$$

olarak adlandırılır.

Eşitlikte  $\underline{\sigma}^{tr}$  yardımcı gerilme vektörü elastik gerilmeleri ve denenmiş gerilmeleri lineer elastik davranış olarak tanımlar.

$\Delta\lambda$  plastik çarpan yeni gerilme durumundaki yenilme koşullarında çözülür.

$$f(\underline{\sigma}^i) = 0 \quad (5.48)$$

Tam plastik ve doğrusal hardening modellerde plastik çarpan şu şekilde yazılır.

$$\Delta\lambda = \frac{f(\underline{\sigma}^{ir})}{d+h} \quad (5.49)$$

$$d = \left( \frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}} \right)^{\underline{\sigma}^{ir}} \underline{D}^e \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (5.50)$$

Buradaki h tam sembolü plastik modelde 0 olan hardening parametreyi ve doğrusal hardening modeldeki doğrusal olan değeri ifade eder. Yeni gerilme durumu şu şekilde ifade edilir.

$$\underline{\sigma}^i = \underline{\sigma}^{ir} - \frac{\langle f(\underline{\sigma}^{ir}) \rangle}{d+h} \underline{D}^e \left( \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right)^i \quad (5.51)$$

Büyük parantez McCauley değerleridir.

$$\langle x \rangle = 0 \quad \text{için } x \leq 0 \quad \text{ve} \quad \langle x \rangle = x \quad \text{için } x > 0$$

Gerilme artışı ve şekil değiştirme artışları arasındaki farka bakıldığında denge denkleminde elde edilir. Buradan

$$\Delta \underline{\sigma} = \underline{M} \Delta \underline{\varepsilon}_i \quad \underline{K}^i \Delta \underline{v}^i = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{in}^{i-1} \quad (5.52)$$

Bu denklemde  $\underline{K}$  rijitlik matrisidir,  $\underline{\Delta v}$  yer değiştirme vektörü,  $f_{ex}$  dış kuvvet vektörü, ve  $f_{in}$  iç reaksiyon vektörüdür.

Gerilme ve şekil değiştirme artışları arasındaki ilişki genelde doğrusal olmayan (non linear) davranış gösterir.

$$\underline{K}^j \underline{\delta v}^j = \underline{f}_{ex}^i - \underline{f}_{ex}^{j-1} \quad (5.53)$$

İterasyon sayısı  $j$ ,  $\delta u$  yer değiştirme değeri  $i$  adımda oluşan;

$$\underline{\Delta v}^i = \sum_{j=1}^n \underline{\delta v}^j \quad (5.54)$$

$K$  matrisi malzeme davranışını gösterir, basit olarak  $K$  matrisi linear elastik (doğrusal elastik) davranış gösterir. Rijitlik matrisi şu şekilde formüle edilebilir.

$$\underline{K} = \int \underline{B}^T \underline{D}^e \underline{B} dV \quad (5.55)$$

Burada  $\underline{D}^e$  Hook yasasına göre belirlenen elastik malzeme matrisi ve  $\underline{B}$  şekil değiştirme matrisidir. Doğrusal davranış gösteren elastik malzeme modellerinde özellikle Mohr Coulomb modeli tanım kümesinde elastik rijitlik matrisi kullanılır. Plaxis programı ile efektif parametrelerle drenajsız analiz yapabilmek olanağı vardır. Gerilme-şekil değiştirme analizlerinde drenajsız durum göz önüne alındığından, malzeme parametreleri (deformasyon modülü, kayma modülü, Poisson oranı, kohezyon ve içsel sürtünme açısı) efektif gerilmeler cinsinden göz önüne alınmaktadır. Bu durum ortamın (zemin) iki fazlı yani sıvı (su) ve katı (dane) malzemedan meydana gelmesinden kaynaklanmaktadır. Buna göre ortamdaki toplam gerilmeler  $\sigma$ , efektif gerilmeler  $\sigma'$  ve boşluk suyu basıncı  $P_w$  cinsinden ifade edilir.

### 5.9. Gerilme ve şekil değiştirme bileşenlerinin tanımlanması;

Malzeme modelleri gerilmeler ve şekil değiştirmeler arasındaki ilişkileri tanımlayan matematiksel denklemlerdir ve genellikle bu ilişkilerde gerilme ve şekil değiştirmeler artımsal formda ifade edilir.

Plaxis'de de bütün malzeme modelleri efektif gerilme değişim hızı  $[\sigma']$  ve şekil değiştirme hızı  $[\varepsilon]$  şeklinde belirtilmiştir. Gerilme ve şekil değiştirme hızı tensörü altı kartezyen gerilme ve şekil değiştirme bileşenini içermektedir. Düzlem şekil değiştirme ve eksenel simetri durumlarında sadece dört bileşen gereklidir, çünkü  $\tau_{yz}$ ,  $\tau_{zx}$  sıfırdır.

Pozitif gerilme bileşenleri çekme gerilmelerini, negatif gerilme bileşenleri basınç gerilmelerini temsil etmekte, şekil değiştirmeler yer değiştirme bileşenleri  $u_x$ ,  $u_y$  ve  $u_z$  'in kısmi türevi alınarak belirlenmektedir. Buna göre,

$$\underline{\varepsilon} = (\varepsilon_{xx} \ \varepsilon_{yy} \ \varepsilon_{zz} \ \gamma_{xy} \ \gamma_{yz} \ \gamma_{zx}) \quad (5.56a-b)$$

$$\underline{\varepsilon}' = (\varepsilon'_{xx} \ \varepsilon'_{yy} \ \varepsilon'_{zz} \ \gamma'_{xy} \ \gamma'_{yz} \ \gamma'_{zx})^T$$

$$\varepsilon_{xx} = \left[ \frac{\partial u_x}{\partial x} \right] \quad \varepsilon_{yy} = \left[ \frac{\partial u_y}{\partial y} \right] \quad \varepsilon_{zz} = \left[ \frac{\partial u_z}{\partial z} \right] \quad (5.57)$$

$$\gamma_{xy} = \varepsilon_{xy} + \varepsilon_{yx} = \left[ \frac{\partial u_x}{\partial y} \right] = \left[ \frac{\partial u_y}{\partial x} \right]$$

$$\gamma_{yz} = \varepsilon_{yz} + \varepsilon_{zy} = \left[ \frac{\partial u_y}{\partial z} \right] = \left[ \frac{\partial u_z}{\partial y} \right] \quad (5.58)$$

$$\gamma_{zx} = \varepsilon_{zx} + \varepsilon_{xz} = \left[ \frac{\partial u_z}{\partial x} \right] = \left[ \frac{\partial u_x}{\partial z} \right] \quad (5.59)$$

$$\varepsilon_{zz} = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0 \quad (\text{düzlem şekil değiştirme}) \quad (5.60)$$

$$\varepsilon_{zz} = \left[ \frac{1}{r} u_x \right] \quad \text{ve} \quad \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0 \quad (\text{eksenel simetri, } r=\text{yarıçap}) \quad (5.61)$$

Kartezyen gerilmelerden belirlenen asal gerilmeler,

$$\theta = \left[ \frac{1}{3} \arcsin \left( \frac{27 J_3}{2 q^3} \right) \right] \quad (5.62a-b)$$

$$J_3 = (\sigma'_{xx} - p')(\sigma'_{yy} - p')(\sigma'_{zz} - p') - (\sigma'_{xx} - p')\sigma'^2_{yz} - (\sigma'_{yy} - p')\sigma'^2_{zx} - (\sigma'_{zz} - p')\sigma'^2_{xy} + 2\sigma'_{xy}\sigma'_{yz}\sigma'_{zx}$$

$$-\sigma'_1 = p' + \frac{2}{3}q\sin\left(\theta - \frac{2}{3}\pi\right) \quad -\sigma'_2 = p' + \frac{2}{3}q\sin(\theta) \quad -\sigma'_3 = p' + \frac{2}{3}q\sin\left(\theta + \frac{2}{3}\pi\right) \quad (5.63)$$

Gerilme invariantları, aşağıdaki biçimde ifade edilmiştir.

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (5.64a)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left( (\sigma'_{xx} - \sigma'_{yy})^2 + (\sigma'_{yy} - \sigma'_{zz})^2 + (\sigma'_{zz} - \sigma'_{xx})^2 + 6(\sigma'^2_{xy} + \sigma'^2_{yz} + \sigma'^2_{zx}) \right)} \quad (5.64b)$$

$p'$  izotropik gerilme veya ortalama gerilme,  $q$  eşdeğer kayma gerilmesidir. Sıkışma (basınç) durumunda  $p'$  nün işareti diğer gerilme ölçümlerinin tersine pozitiftir. Üç eksenli gerilme durumunda  $q = \left| \sigma'_1 - \sigma'_3 \right|$  şeklinde belirtilir.

Gerilme-şekil değiştirme analizi; Plaxis programı ile efektif parametrelerle drenajsız analiz yapabilmek olanağı vardır. Gerilme-şekil değiştirme analizlerinde drenajsız durumda, malzeme parametreleri (deformasyon modülü, kayma modülü, Poisson Oranı, kohezyon ve içsel sürtünme açısı) efektif gerilmeler cinsinden kullanılmaktadır.

Bu durum ortamın (zemin) iki fazlı yani sıvı (su) ve katı (dane) malzemeden meydana gelmesinden kaynaklanmaktadır. Buna göre ortamdaki toplam gerilmeler  $\sigma$ , efektif gerilmeler  $\sigma'$  ve boşluk suyu basıncı  $u$  cinsinden aşağıdaki şekilde yazılabilir (Plaxis Man.V8, 2005).

$$\sigma_{xx} = \sigma'_{xx} + p_w \quad \sigma_{yy} = \sigma'_{yy} + p_w \quad \sigma_{zz} = \sigma'_{zz} + p_w \quad (5.65a)$$

$$\sigma_{xy} = \sigma'_{xy} \quad \sigma_{yz} = \sigma'_{yz} \quad \sigma_{zx} = \sigma'_{zx} \quad (5.65b)$$

Burada ( $P_w$ ) toplam boşluk suyu basıncı ( $P_{steady}$ ) yeraltı su seviyesinden dolayı başlangıç boşluk suyu basıncı ile ( $P_{excess}$ ) fazla boşluk suyu basıncının toplamı olarak şeklinde gösterilebilir.

$$P_w = P_{steady} + P_{excess} \quad (5.66)$$

Başlangıç boşluk suyu basıncı değeri başlangıç arazi verilerinden (yeraltı su seviyesi) hesaplanmakta, fazla boşluk suyu basıncı ise drenajsız malzeme davranışı durumunda gerilme-şekil değiştirme analizleri ile bulunmaktadır. Konsolidasyon analizlerinde ise fazla boşluk suyu basıncı zamanla sönümlenmekte, efektif gerilmeler artmaktadır. Kararlı durum bileşenlerinin zamana göre türevi sıfır olduğundan, aşağıdaki eşitlik belirlenebilir.

$$P'_w = P'_{excess} \quad (5.67)$$

Buna göre boşluk suyu basıncındaki değişim nedeniyle jeolojik ortamda meydana gelecek elastik şekil değiştirme değişimleri  $[\dot{\epsilon}^e]$  (elemanlarda) lineer elastik malzeme davranışı için geçerli Hook Yasası'ndan yararlanılarak şu şekilde ifade edilebilir.

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{pmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-\nu'}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-\nu'}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-\nu'}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_{xx} \\ \dot{\epsilon}_{yy} \\ \dot{\epsilon}_{zz} \\ \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\lambda}_{yz} \\ \dot{\gamma}_{zx} \end{pmatrix} \quad (5.68)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.69)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1+\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Suyun pratik olarak az sıkıştığı göz önüne alınırsa, boşluk suyu basıncının değişimi şeklinde ifade edilebilir.

$$p_w^{\bullet} = \frac{K_w}{n} (\varepsilon_{xx}^{\bullet e} + \varepsilon_{yy}^{\bullet e} + \varepsilon_{zz}^{\bullet e}) = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v^{\bullet} \quad (5.70)$$

Burada  $K_w$  suyun kütle modülünü, “n” ise zeminin porozitesini göstermektedir.

Suyun ortamda hidrostatik bir gerilme meydana getirdiği bilindiğine göre program bu modülü almakta ve değerini otomatik olarak aşağıdaki bağıntı yardımı ile eleman rijitlik matrisine eklemektedir.

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(v_u - v')}{(1 - 2v_u)(1 + v')} K' = 300 \frac{0.495 - v'}{1 + v'} K' > 30K' \quad (5.71)$$

Burada  $K'$  zeminin kütle modülü,  $v'$  Poisson oranıdır. Zeminin kütle modülü belirlenmektedir. Drenajsız gerime şekil değiştirme analizlerinde malzeme parametresi olarak kayma modülü  $G'$  ve Poisson oranı  $v'$  verilmekte ve bu parametreler drenajsız malzeme parametrelerine dönüştürülmektedir. Buna göre toplam şekil değiştirmelerin analizi için (5.67) eşitliği aşağıdaki ifadeye dönüşmektedir.

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx}^{\bullet e} \\ \varepsilon_{yy}^{\bullet e} \\ \varepsilon_{zz}^{\bullet e} \\ \gamma_{xy}^{\bullet e} \\ \gamma_{yz}^{\bullet e} \\ \gamma_{zx}^{\bullet e} \end{pmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{pmatrix} 1 & -v_u & -v_u & 0 & 0 & 0 \\ -v_u & 1 & -v_u & 0 & 0 & 0 \\ -v_u & -v_u & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 + 2v_u & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2v_u & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 + 2v_u \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{xx}^{\bullet} \\ \sigma_{yy}^{\bullet} \\ \sigma_{zz}^{\bullet} \\ \sigma_{xy}^{\bullet} \\ \sigma_{yz}^{\bullet} \\ \sigma_{zx}^{\bullet} \end{pmatrix} \quad (5.72)$$

$$E_u = 2G'(1 + v_u) \quad v_u = \frac{v' + \mu(1 + v')}{1 + 2\mu(1 + v')} \quad \mu = \frac{1}{3n} \frac{K_w}{K'} \quad (5.73)$$

şeklinde (u) alt indisi drenajsız parametreleri göstermektedir.

Bu ifadelerden anlaşılacağı üzere, fazla (excess-artık) boşluk suyu basınçları küçük hacimsel şekil değiştirme değişimlerinden hesaplanabilecektir.

$$p_w^{\bullet} = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v^{\bullet} \quad (5.74)$$

Yukarıda anlatılanların ışığında Plaxis programı ile yapılan drenajsız gerilme şekil değiştirme analizlerinde, ortam iki fazlı olarak düşünüldüğü yani zemin ve suyun farklı deformasyon parametrelerine sahip iki malzeme olarak davrandığı kabul edildiği için, zemin parametreleri (Young modülü, Poisson oranı, kohezyon ve içsel sürtünme açısı) drenajlı parametreler olarak alınmalıdır.

Elasto-plastik davranış analizinin temeli elastik ve plastik şekil değiştirmeler veya şekil değiştirme hızlarının ayrılmasına dayandığından, analizlerde elastik bileşen  $\varepsilon^e$  belirlenmiş, plastik şekil değiştirmelerin  $\varepsilon^p$  hesabında ise bağımlı olmayan akış kuralı göz önüne alınarak, göçme Mohr-Coulomb göçme kriterine göre belirlenmiştir. Genel elasto-plastik gerilme-şekil değiştirme davranış analizi Plaxis'de hesaplarda plastik şekil değiştirmeler şeklinde belirlenmiştir.

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (5.75)$$

Burada,  $g$  plastik potansiyel fonksiyonu,  $\lambda$  skaler bir çarpan, elastik davranış da  $\lambda=0$ , plastik davranış da  $\lambda>1$  olarak alınmıştır.

Elasto-plastisite için gerilme ve şekil değiştirmeler belirlenmektedir.

$$\text{Malzeme davranışı; } \sigma' = \left[ D^e - \frac{\alpha}{d} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \right] \varepsilon \quad (5.76)$$

elastik  $\alpha=0$ , plastik  $\alpha=1$  alınır.

$$\text{Bu eşitlikteki "d"} \quad d = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad \text{ile ifade edilir} \quad (5.77)$$

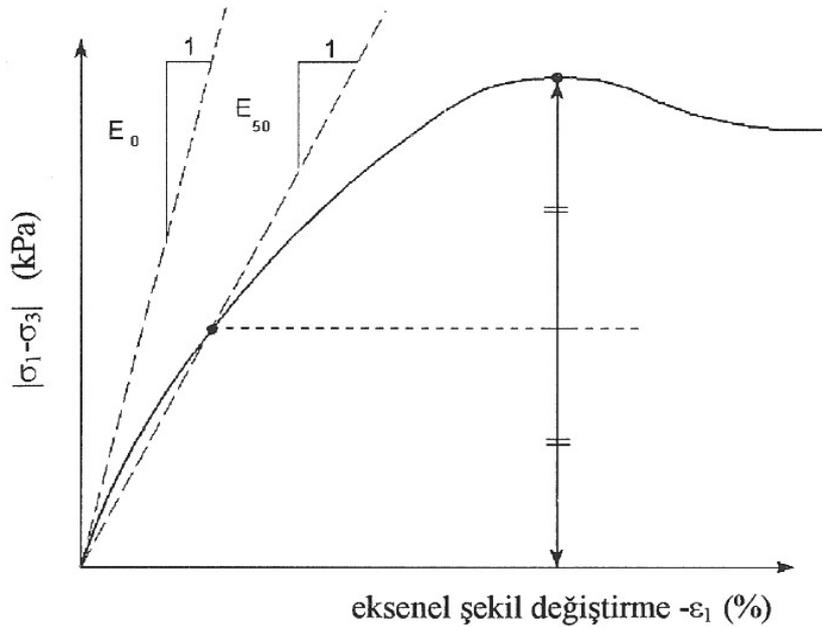
$$\text{Eğer alınabilir ve "α"} \quad \alpha = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \varepsilon \quad \text{eşitliği ile belirlenebilir} \quad (5.78)$$

## 5.10. Malzeme Modelleri

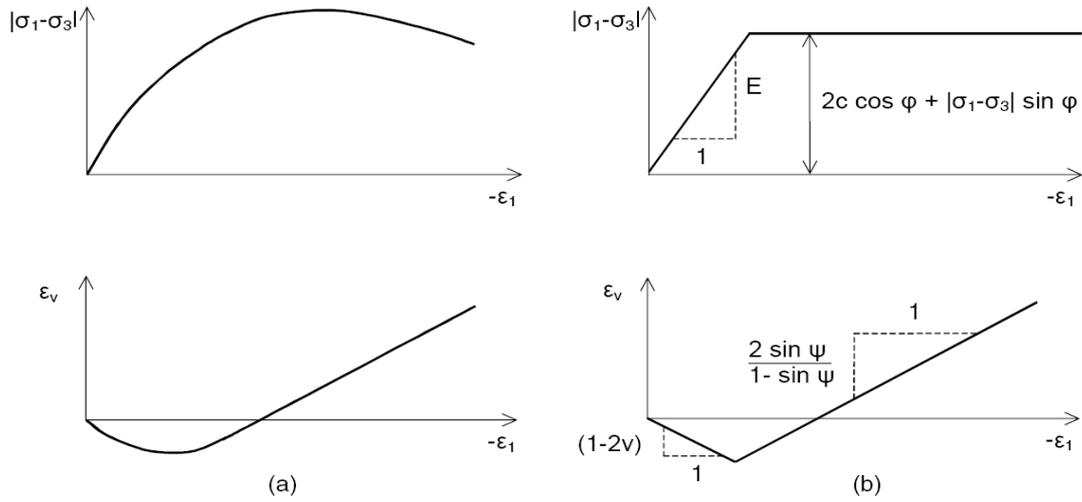
### 5.10.1. Mohr-Coulomb modeli

Basit lineer elastik-tam plastik model olarak bilinen bu modelde plastik davranışı modellemek için üç zemin parametresi  $c'$  (kohezyon),  $\phi'$  (içsel sürtünme açısı),  $\psi$  (genleşme açısı) ve elastik davranışı modellemek için ise  $E'$  (elastisite modülü) ve  $\nu'$  (Poisson oranı) kullanılmaktadır.

Geleneksel üç eksenli deneylerde genellikle gerilme-şekil değiştirme eğrisinin başlangıç eğimi başlangıç rijitlik modülü  $E_0$  ve deviator gerilmenin %50'sine karşılık gelen rijitlik modülü ise Secant modülü olarak  $E_{50}$  şeklinde Şekil 5.2 'de gösterilir.



Şekil 5.7. Standart drenajlı üç eksenli deneyden  $E_0$  ve  $E_{50}$ 'nin tanımlanması



Şekil 5.8. Gerçek zemin davranışı

plaxis de modellenmesi

Bu modelde kumlar ve normal konsolide killer için Secant modülünü kullanmak daha uygun olmaktadır. Mohr-Coulomb modelinde akma durumu asal gerilmelere göre belirtilen üç akma fonksiyonuna göre tanımlanır.

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \phi - c \cos \phi \leq 0 \quad (5.79)$$

Akma fonksiyonundaki iki plastik model parametresi içsel sürtünme açısı  $\phi'$  ve kohezyon  $c'$  dir. Bu üç akma fonksiyonu asal gerilme uzayında bir hegzagonal koniyi temsil etmektedir.

Mohr-Coulomb modelinde plastik davranışı tanımlamak için bu üç akma fonksiyonuna ek olarak üç plastik potansiyel fonksiyon tanımlanır.

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi$$

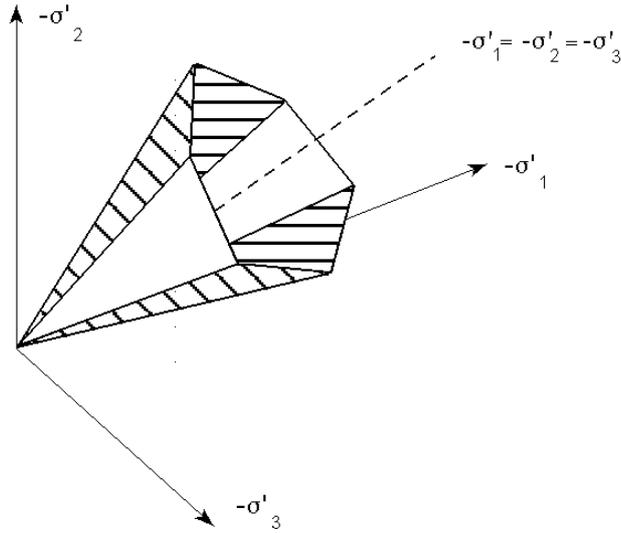
$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi \quad (5.80)$$

Plastik potansiyel fonksiyonları üçüncü bir plastisite parametresi genişleme açısı  $\Psi$  içerir, modelin ayrıntıları Smith ve Griffith (1982) 'de verilmiştir.

Bu modelde iki basitleştirme yapılmıştır, birincisi sabit bir Elastisite modülünün kullanılması diğeri ise zeminin göçtükten sonra limitsiz genişleme eğiliminde olmasıdır. Gerçek davranış da, zemin göçtükten sonra, zemin boşluk oranı kritik bir değere ulaşmakta ve genişleme sona ermektedir.

Analizlerde aşamalı yüklemeye dolaylı rijitlik modülündeki değişim plastik potansiyel fonksiyonundaki efektif gerilme değerlerinin değişimi ile hesaba katılır. Şekil 5.9'de asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ( $c'=0$ ) gösterilmiştir.



Şekil 5.9. Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ( $c'=0$ )

### 5.10.2. Soft-Soil model

Bu model yumuşak zeminlerin davranışını modellemek için geliştirilmiş izotropik, elasto-plastik şekil değiştirme pekleşmeli bir modeldir. Herhangi bir düzlemde akma fonksiyonu izotropik gerilmelere göre elips şeklindedir.

Modelin bazı özellikleri aşağıda özetlenmiştir.

- Gerilme bağımlı rijitlik
- Birincil yükleme ve boşaltma-tekrar yükleme arasındaki ayırım
- Ön konsolidasyon gerilmesi için hafıza
- Mohr-Coulomb kriterine göre göçme davranışı

Modeli tanımlamak için toplam 7 zemin parametresine gereksinim vardır. Bunlar Mohr-Coulomb modelinde olduğu gibi göçme parametreleri  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $\psi$  ve modifiye izotropik sıkışma indisi  $\lambda^*$ , modifiye şişme indisi  $\kappa^*$ ,  $M$  parametresi ve vur boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranıdır. Bu parametreler, sıkışma indeksi ( $C_c$ ), şişme indeksi ( $C_s$ ), Cam-Clay parametreleri  $\lambda$ ,  $\kappa$  ve boşluk oranı ( $e$ ) değerleri kullanılarak aşağıdaki eşitliklerle bulunabilir.

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad \lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e)} \quad (4.81)$$

$$\kappa^* = 1.3 \left( \frac{1 - \nu_{ur}}{1 + \nu_{ur}} \right) \left( \frac{C_s}{1+e} \right) \quad \kappa^* = \left( \frac{\kappa}{1+e} \right) \quad (4.82)$$

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{(1 + 2K_0^{nc})^2} + \frac{(1 - K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})}} \quad (4.83)$$

M normal konsolide durumda yanal zemin basıncı katsayısı  $K_0(nc)$  ye bağlı olarak değişmekte olup anlamı orjinal Cam-clay teorisindeki M 'den farklıdır. Bu modelde göçme kritik durumla ilişkili değildir ve göçme Mohr-Coulomb model parametreleri ile tanımlanmaktadır. Boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranı  $\nu_{ur}$ ,

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad \text{eşitliğinden belirlenebilir.} \quad (4.84)$$

Genellikle  $\nu_{ur}$  değeri 0.10 - 0.20 arasında değişmekte olup killer için 0.15, kumlar için ise 0.20 olarak alınabilir. Hesaplarda, konsolidasyon analizlerinde permeabilitenin değişimi e-log k ilişkisi ile non-lineer olarak kullanılabilir. Bu değişim  $c_k$  katsayısı ile göz önüne alınır.

$$\log \left[ \frac{k}{k_0} \right] = \frac{\Delta_e}{c_k} \quad (4.85)$$

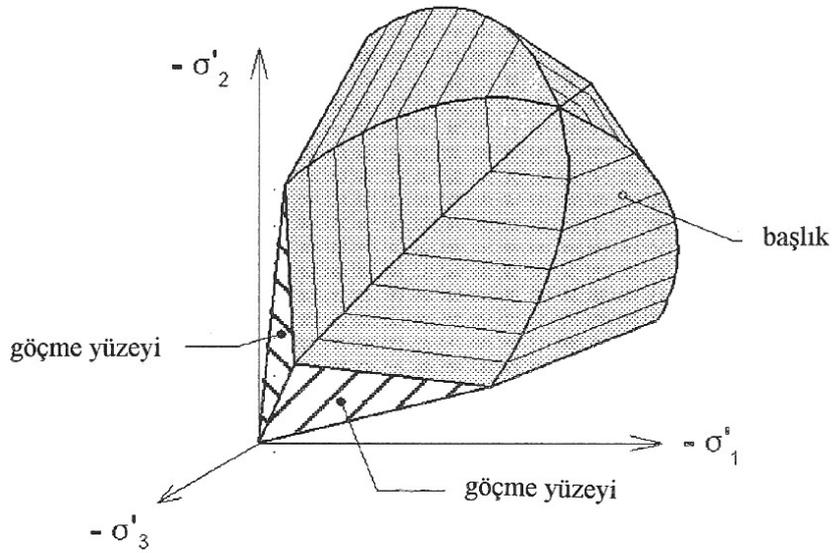
Burada,  $\Delta_e$  boşluk oranındaki değişim,  $k_0$  başlangıç permeabilite değeridir. Bu modelde  $c_k$ ' nın sıkışma indeksi  $C_c$  ' ye eşit olarak alınabileceği Plaxis Manual V8, (2005) 'de belirtilmiştir.

### 5.10.3. Hardening-Soil model

Drenajlı üç eksenli deneyin özel bir durumunda, aksenal şekil değiştirme ve deviatorik gerilme arasında tanımlanan ilişki bir hiperbol ile modellenebilir. Bu ilişki Duncan ve Chang, (1970) tarafından hiperbolik model olarak tanımlanmıştır. Hardening-Soil model hiperbolik modelin yerini almış gelişmiş bir bünye modelidir. Modelde plastisite teorisi kullanılmış, zeminin genişmesi dikkate alınmış ve akma bir akma başlığı ile tanımlanmıştır.

Modelin bazı temel özellikleri aşağıda özetlenmiştir.

- m üst sayısına göre gerilme bağımlı rijitlik
- Deviatorik gerilme – şekil değiştirme arasında hiperbolik ilişki
- Deviatorik yükleme ve boşaltma / tekrar yükleme arasında ayırım
- Mohr-Coulomb modeline göre göçme davranışı



Şekil 5.10. Asal gerilme uzayında akma konturları (Plaxis Manual V8, 2005).

### 5.11. PLAXIS Dinamik Modül

Sıvılaşıma ve devirsel hareketlilik zeminlerin katı ve sıvı fazların birbirleriyle etkileşmesi ile ilişkili bir durumdur. PLAXIS programı geoteknik mühendisliği problemlerinin nümerik analizi için geliştirilmiş bir sonlu elemanlar programıdır. Zemin ortamı iki fazlı (katı ve sıvı), olarak göz önüne alınmakta ve drenajlı veya drenajsız çözümler yapılması olanaklı olmaktadır (Plaxis Manual V8, 2005).

Doygun geçirimli ortamlar için genel bir dinamik teori geliştiren Biot (1955), kabullerine göre, bu teoriden çok değişik basitleştirilmiş formülasyonlar geliştirilebilir. u-p formülasyonu (deplasmanlar u, boşluk suyu basıncı p) olarak da bilinen etkin ve sağlam bir versiyonu bu çalışmada sonlu elemanlar formüllerinin temellerini oluşturmaktadır. PLAXIS sonlu elemanlar çerçevesi de zemin elemanları olarak bu formülleri kullanmaktadır.

Zamana dayalı dinamik yük altındaki hareket denklemi,

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (5.86)$$

Burada, M: kütle, u: yer değiştirme, C: sönüm değeri, K: rijitlik değeri, F: yük. Yer değiştirme u, hız u' ve ivme ü zamana dayalı değişkenlerdir.

Eşitliğin son iki terimi  $Ku=F$  statik deformasyona bağlıdır. Teori linear elastik teoriye dayanır ve Plaxiste kullanılan tüm modeller dinamik analizlerde kullanılabilir.

Zemin modeli drenajlı ve drenajsız çözülebilir.

Sonlu eleman formüllerinde C kütle ve rijitlik matrisinin bir fonksiyonu olarak tanımlanır. Viskoz sönümlenme katı faza Rayleigh sönümlemesi cinsinden göz önüne alınmıştır ve aşağıdaki şekilde yazılabilir,

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \quad (5.87)$$

Sönüm değerini Rayleigh sabitleri sınırlandırır. M baskın ise düşük frekanslı titreşimler sönümdür veya K baskınsa yüksek frekanslı titreşimler sönümdür. Standart Plaxis uygulamasında  $\alpha_R=\beta_R=0$  alınır. Bu denklem zaman tanım alanında tek adımlı artım ve çoklu iterasyon ile Newmark yöntemine göre entegre edilir (Yang, 2000).

Bu metoda göre  $t+\Delta t$  anında yer değiştirme ve hız şu şekilde tanımlanır:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + u'^t \Delta t + \left( \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \partial \ddot{u}^{t+\nabla d} \right) \Delta t^2 \quad (5.88)$$

$$u'^{t+\Delta t} = u'^t + \left( (1-\beta) \dot{u}^t + \beta \dot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t \quad (5.89)$$

Bu eşitliklerde  $\Delta t$ ; zaman adımı'dır. Nümerik zamana dayalı entegrasyonda  $\beta$  ve  $\alpha$  sabitleri doğruluğu belirtir. Bu katsayılar Rayleigh sönümüne eşit değildirler. Ancak sabit bir sonuç elde etmek için aşağıdaki eşitlikler uygulanır.

$$\begin{aligned} \beta &\geq 0.5 \\ \alpha &\geq \frac{1}{4} \left( \frac{1}{2} + \beta \right)^2 \end{aligned} \quad (5.90)$$

Plaxis'teki entegrasyon şeması oluşumu,

$$\begin{aligned} \ddot{u}^{t+\Delta t} &= c_0 \Delta u - c_2 u'^t - c_3 \ddot{u}^t \\ u^{t+\Delta t} &= u^t + c_6 \ddot{u}^t + c_7 \ddot{u}^{t+\Delta t} \\ u'^{t+\Delta t} &= u'^t + \Delta u \end{aligned} \quad (5.91a)$$

Veya;

$$\begin{aligned} \ddot{u}^{t+\Delta t} &= c_0 \Delta u - c_2 u'^t - c_3 \ddot{u}^t \\ \ddot{u}^{t+\Delta t} &= c_1 \Delta u - c_4 u'^t - c_5 \ddot{u}^t \\ u'^{t+\Delta t} &= u'^t + \Delta u \end{aligned} \quad (5.91b)$$

$c_0, \dots, c_7$  katsayıları zaman adımı  $\Delta t$  ve  $\alpha, \beta$  parametrelerine bağlı tanımlanabilir. Bu şekilde zaman adımı sonunda yer değiştirme artışı ile yer değiştirme, hız ve ivme tanımlanır.

$$M\ddot{u}^{t+\Delta t} + C\dot{u}^{t+\Delta t} + Ku^{t+\Delta t} = F^{t+\Delta t} \quad (5.92)$$

Yer değiştirme, hız ve ivme için zaman aralığı sonunda oluşturulan eşitlik:

$$(c_0 M + c_1 C + K)\Delta u = F_{ext}^{t+\Delta t} + M(c_2 u^t + c_3 \dot{u}^t) + C(c_4 u^t + c_5 \dot{u}^t) - F_{int}^t \quad (5.93)$$

Bu denklem sisteminde dinamik analiz statik analizle karşılaştırılır. Aradaki fark rijitlik matrisi değeridir çünkü rijitlik matrisi kütle ve sönüm için farklı zaman aralıklarında ivme ve hıza bağlı daha fazla değer alır.



## **BÖLÜM 6 GEOTEKNİK MODEL VE PARAMETRELERİ**

### **6.1 Giriş**

Deprem sonrası yapılan çalışmalarda; Adapazarı'nda binalarda yapılan detaylı inceleme çalışmaları ve bölgede yapılan ayrıntılı sondaj çalışmaları sonucunda belirlenen zemin özelliklerine bağlı bazı yorumlar yapılmıştır. Bu yorumlarda dinamik yükler altında kum ve kum benzeri davranış gösteren düşük plastisiteli siltler; sıvılaşma bunun yanı sıra kil ve kil benzeri davranış gösteren yumuşak plastik siltlerde; taşıma gücü kayıpları meydana geleceği belirtilmiştir. (Erken ve diğ., 2001; Yılmaz, 2004; Demirtaş vd. (1999); Durgunoğlu ve diğ. 2002; Balkaya vd. 2005; Sünbül vd. 2007; Taylan vd. 2007). Ana kayanın derinde olması ve bölgenin aktif faya yakın olmasından dolayı sismik yük altında benzeri ve beklenen davranışları gösteren bu zeminlerde; zeminden kaynaklanan yapısal hasarlarda sıvılaşma sonucu oturmalar, çatlaklar, dönmeler, taşıma gücü kayıpları ve toptan göçmeler meydana gelmiştir.

Zemine dayalı göçmelerin gözlemlendiği bölgelerdeki yüzeysel temellerin performansı incelendiğinde binalardaki oturmalar ya zemindeki hacimsel değişim ya da temelin taşıma gücü kaybı ile açıklanmaktadır. İnceleme alanı olarak seçilen bölgede Şekil 6.1 de görüldüğü gibi bir bina (A2) yerinden çıkarak yan yatmış, hemen yanındaki A1 binasında 15-25 cm arasında oturma olduğu için depremi orta hasarlı ve A3 ve A4 binaları da depremi hafif hasar ile atlatmışlardır. Bu şekilde aynı zemin üzerinde yer alan bu binalar aynı büyüklükteki depremde farklı performans göstermişlerdir.

Yüzeysel temelli 4-6 katlı binaların deprem sırasındaki davranışlarına etki eden parametrelerin belirlenmesinin hedeflendiği bu çalışmada 2D nümerik simülasyonları ile inceleme alanında yer alan yapı grubu farklı 2 büyüklükte deprem ile analiz edilmiştir.

Deprem sonrasında bölgede 2 kat imar izni uygulaması göz önünde tutularak bu durumda değerlendirilmesi açısından aynı hesaplar binadan 2 kat alınması durumu için yinelenmiştir.

İnceleme alanında yapısal ve zemin özellikleri için ilgili belediyesinden bölgeyi içine alan zemin etütleri incelenmiş ve binaların deprem öncesi projelerine ulaşılarak yapılacak analizin gerçeğe yaklaşımı sağlanmıştır.



Şekil 6.1. Çalışmada inceleme konusu edilen A1,A2,A3 ve A4 binalarının deprem sonrası durumlarını gösteren fotoğraf (yukarıda) , Plaxis 2D modul 8.6 kullanılarak yapılan analizlerde fotoğraftaki binalar ve zemin için kullanılan sonlu eleman ağı (aşağıda) yapı grubu için A,B,C ve D noktaları maksimum yer değiştirme ve ivmelerin hesaplandığı noktaları göstermektedir.

Çalışma kapsamında elde edilen verilere göre 3 adet analiz yapılmıştır: (1) inceleme alanı ve çevresinde yapılmış zemin etütlerinden ve elde edilen derin sondaj verilerine bağlı olarak bu bölge için 1D SHAKE 2000 programında ve ampirik yöntem ile

sıvılaşma ve oturma hesapları (2) PLAXIS 2D Dinamik Modül 8.6 kullanılarak inceleme alanı yapı grubu halinde farklı 2 deprem kaynaklı yer hareketi etkisinde analiz edilmiştir ve her yapıda A-B-C-D noktalarında maksimum yer değiştirme ve maksimum ivme değerleri hesaplanmıştır. (3) şekil 6.1. de verilen fotoğrafta yan yatmış A2 binası farklı büyüklükteki iki deprem yer hareketi etkisinde farklı ( $D_f = -1m, -2m, -4m$  ve  $-6m$ ) temel derinlikleri, binadan 2 kat alınmış durum ve depremin binanın iki farklı doğrultusundan etki etmesi durumunda YASS değişimi de göz önünde tutularak 2D sonlu elemanlara dayalı program kullanılarak tek başına analiz edilerek maksimum yer değiştirme ve maksimum ivme değerlerine ulaşılmıştır. İnceleme alanı için depremi farklı hasar oranlarında etkilenecek geçirilmiş yüzeysel temelli 4-6 katlı yapı grubunun deprem sırasındaki davranışlarında etkin parametreler belirlenmeye çalışılmıştır.

## 6.2. Sonlu Eleman Model Özellikleri

Plaxis programında yeni bir proje için nümerik analize başlarken program girdileri belirlenir ve genel ayarlar kısmında bu proje detayları programa girilir. Dinamik analiz veya statik analiz girdileri farklıdır.

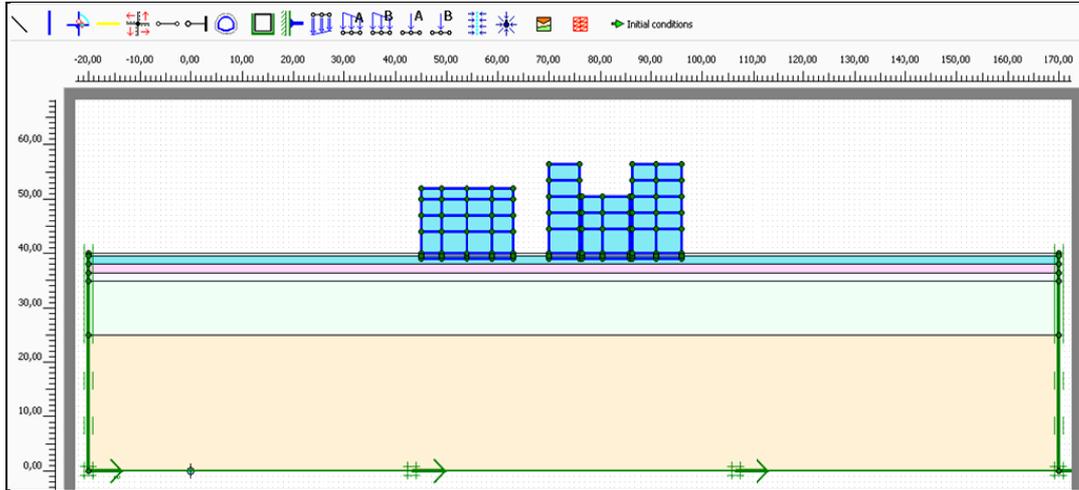
Çalışma kapsamında ilk olarak incelenecek alanın boyutlarına göre zemin modeli belirlenmiştir. Çalışmada dinamik hesap yapılacağından model genişliği derinliğin 2 katından daha geniş seçilmiştir (Brinkgreve,2005) . İlk yapılan analizlerde alınan sonuçlara göre bu boyutların yeterli olduğu kabul edilmiştir. Sonlu eleman ağı boyutlarının x ve y eksenlerinde 170m uzunlukta, 40 m derinlikte farklı 6 adet zemin tabakalarından oluşan model oluşturulmuştur.(Şekil 6.2 ) Ancak sonra tek yapılı çözüme geçildiğinde model boyutu küçüldüğünde gerilme ve deplasman dağılımında önemli değişiklikler görülmediği için sınır şartları 150m 40m derinlikte çözülmüştür.

Model sağ ve sol kenarındakiler düşey yönde serbest, yatay yönde ise sabit olarak alınmıştır. (Standard fixities,Standard absorbent boundaries) Model tabanındaki düğüm noktaları sabit yani yatay ve düşey yönde hareketi engellenmiş olarak alınmıştır. Ayrıca deprem durumunda alt sınıra zorlanmış bir yer değiştirme verilerek modellenmiştir. Deprem hareketi model tabanından etki ettirilmektedir, program

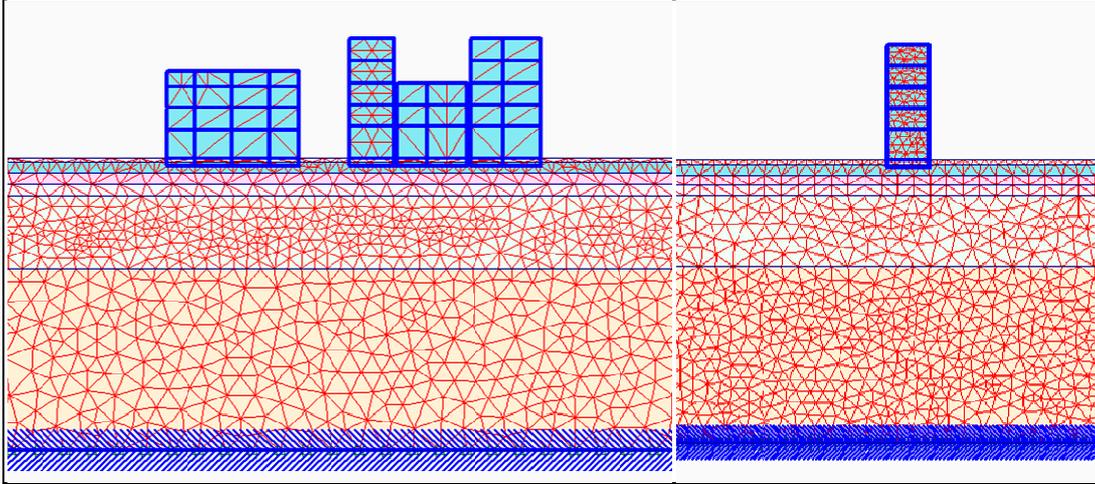
deprem ivme kaydını düzelterek modele uygulamaktadır.( Standard EQ boundaries). Aynı model dinamik analizde de kullanılmıştır.

Bilindiği gibi, sonlu elemanlar yönteminde sonuçlar eleman ve düğüm sayılarından etkilenmektedir. Bundan dolayı ağ etkisi sayısal model analizleri yapılmadan önce araştırılmıştır. Modellemede diğer tüm parametreler sabit kabul edilerek çok kaba, kaba, orta ve sıkı gibi 4 farklı ağ sıklığı seçilmiştir. Farklı ağ sıklıklarında yapılan 2 boyutlu analizlerde PLAXIS'te önerilen farklı sıklıktaki ağlardan herhangi birini kullanmanın yüzeysel temelli orta katlı yapıların dinamik davranışına etkisi önemli değişiklik göstermemiştir. Bu nedenle, yapılan tüm analizlerde orta sıklıktaki “medium” ağ seçilerek sayısal model analizleri yürütülmüştür (Şekil 6.3).

Sonlu eleman çözümünde gerilmelerin yüksek olduğu yerlerde elemanların sıkılaştırılması ile sonuçlar daha gerçekçi olarak bulunmakta ağın kenar ve köşelerine doğru ise elemanların büyütülmesi ile büyük hacimli problemlerde eleman sayısının gereğinden fazla olması önlenmekte ve çözümde zamandan tasarruf sağlanmaktadır.

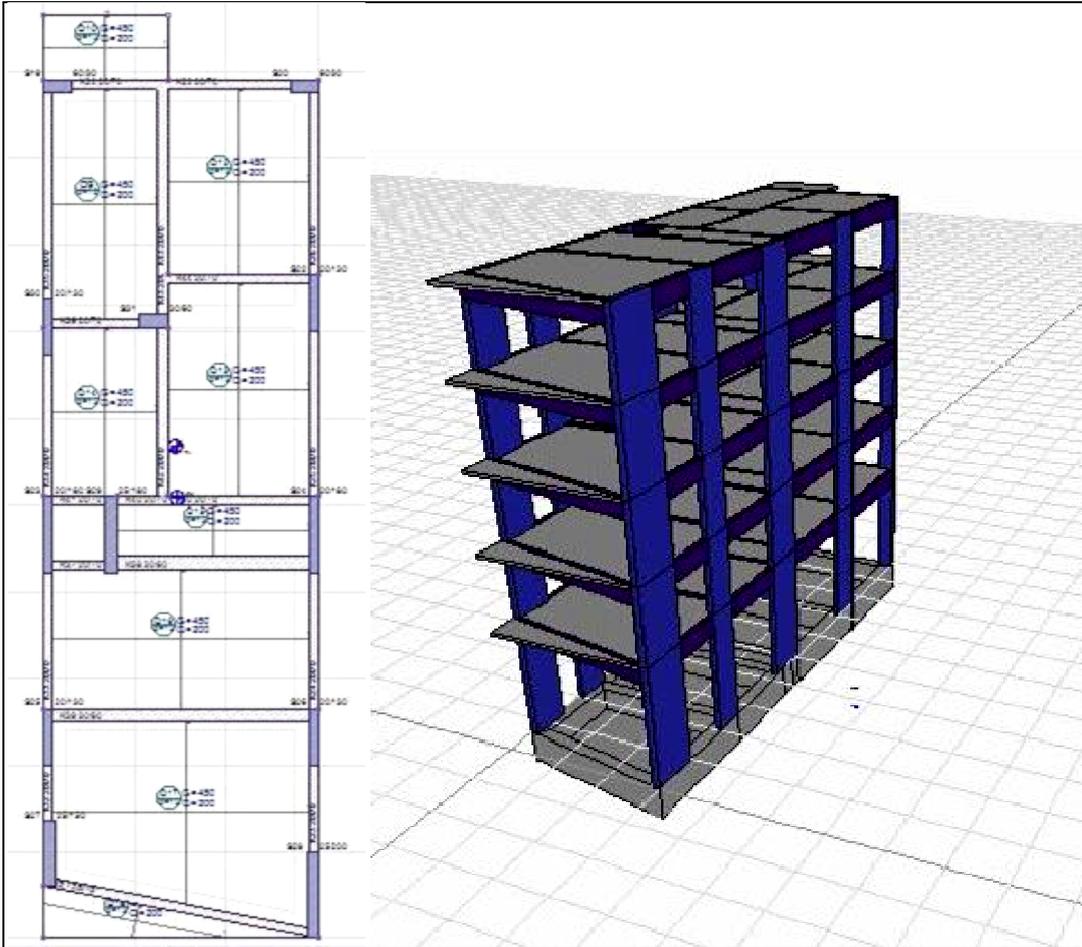


Şekil 6.2. İnceleme alanı yapı grubu için verilmiş nümerik model, sınır koşulları ve depremin etkime yeri



Şekil 6.3. Sonlu eleman ağı yapı grubu için beraber çözüm; Sonlu eleman ağı tek bina A2 için çözüm

Ana hatları ile binaların yapısal özellikleri; kolon boyutları 40x60, 60x40, 35x60cmxcm, kiriş boyutları ise 40x50,30x60 cmxcm olarak verilebilir. İncelenecek A2 binası genel özellikleri Şekil 6.4. de verilmiştir.



Şekil 6.4. İncelenecek A2 binası plan ve çerçeve sistemi

Diğer yapıların tasarım parametreleri bu yapıya benzer değerler kullanılarak modellenmiştir. Yapı 5 düğüm noktalı plak elemandan oluşur. Bina zemindeki fiziksel sönümlenme ise Rayleigh sönümlenmesi aracılığıyla (0.01) benzetilmiştir. YASS hesaba katılmış modellerde derinlik yüzeyden -2.00m olarak tanımlanmıştır. Başlangıç koşulları ve YASS belirlenerek K0 tanımlanır ve efektif gerilme artışı çizdirilir. Analizler dinamik olduğundan ani yükleme etkilerini yansıtan efektif parametrelerle çalışılmıştır. Bununla beraber plaxis programının bu çalışmada kullanılan sürümü sıvılaşma analizi yapmadığından dinamik analizlerde sıvılaşma göz önünde tutulmamıştır.

Her geoteknik projenin tasarımında zeminin tanımlanması ile ilgili pek çok kabuller ve varsayımlar yapılmaktadır. Bu çalışmada inceleme bölgesi olarak seçilen Adapazarı'nda depremde zemin nedenli, hasar görmüş yapıların dinamik durumda modellenerek deplasman analizleri yapılırken gerçek zemin ve yapı özelliklerine bağlı kalınarak modelleme yapılmıştır. Zeminler için literatürde yer alan önerilmiş değerlerden zemin parametreleri seçilmiştir. ( Bu parametreler ile ilgili tablolar EK A'da verilmiştir). Seçilen kuru birim hacim ağırlık, doymuş birim hacim ağırlık, içsel sürtünme açısı, kohezyon, deformasyon modülü ve poisson oranı değerleri Tablo 1 de gösterilmiştir.

Yapının ve zeminin ayrı ayrı nümerik olarak modellenerek deplasman analizlerinin yapıldığı bu çalışmada zemin etütlerinden birebir alınarak farklı zemin türünden oluşan homojen zemin yapıları ve bu zeminler için literatürde önerilmiş değerlerden uyumlu zemin parametreleri seçilerek modelleme işlemine geçilmiştir.

Programda zemin parametrelerini davranışları CL-ML, SM gibi zeminlerin davranışını modelleyen ve düzlem deformasyon şartlarının geçerli olduğu kabul eden Mohr Coulomb zemin modeli kullanılmıştır.

Analizlerde kullanılan Mohr-Coulomb modelinde beş parametreye ihtiyaç vardır; E Elastisite modülü, poisson oranı, zeminin kayma direnci açısı, kohezyon ve genişleme açısı. Gerekli zemin parametrelerini belirlemek amacıyla araziden alınan zemin numuneleri üzerinde yapılan elek analizi ve kıvam limitleri deneylerinden ve SPT

deney sonuçlarından yararlanılmıştır. Bu değerlere ilgili belediye arşivinden alınan proje dosyaları ve zemin etütlerinden ulaşılmıştır.

SK6 sondaj kuyusunda gerçekleştirilen SPT deney sonuçlarından yararlanılarak bölgeye ait zemin kesitleri elde edilmiştir. (bkz. Şekil 4.30). Arazi SPT deney sonuçlarında jeolojik yük, tij boyu, sondaj kuyusu çapı, numune alıcı tipi ve son olarakta YASS düzeltmeleri kullanılarak  $N_{160}$  düzeltilmiş SPT değerleri mevcuttur (Bölüm 4 de detaylı çözümler de aynı değerler kullanılmıştır). Ancak sondaj kuyularının derinlikleri 15m civarında ve SPTN değerleri de bu derinliğe kadar mevcuttur.

Daha derin zemin tabakalarının dinamik davranışa etkisinin de yaklaşık olarak dikkate alınabilmesi için inceleme alanına yakın 5 adet 15m'lik sığ ve 1 adet derin sondaj kuyusundan yararlanılmıştır (Nurtekin,2009). Bu sondajların verileri kullanılarak tüm sondaj değerleri istenilen derinliğe kadar tamamlanmıştır (bkz. Bölüm 4). Ayrıca bölge ile ilgili yapılmış zemin araştırmaları ve detaylı geoteknik çalışmalardan yararlanılarak sondaj derinliğinin haricindeki zemin yapısının tahminine çalışılmış ve bu zemin gerçeğe yakın modellenmiştir.

Bölgede DSİ tarafından 2001 yılında yapılan 200m lik derin sondaj ana kayaya ulaşamamıştır. Deprem sonrası yapılan ayrıntılı çalışmalarında ışığında bölgedeki zemin şartları 15m lik sondaj logunda CL-ML ve bunu takip eden derinlikte SW-SM yer almaktadır. Daha derinlerde ise derin kum tabakasının yer aldığı kabulü yapılmıştır.

Buna göre bölge geometrik model oluşturulurken inceleme alanı 40m derinliğinde homojen 6 zemin tabakasına ayrılmıştır. 40 metre derinlik yapı altında oluşacak etkileşim bölgesini modellemek için uygun bir derinliktir.

Modelde kullanılan yapı özellikleri ve analizlerde kullanılan zemin parametreleri Tablo 1 de verilmiştir.

Tablo 6.1. Çalışmada yapılan analizde model oluşturulurken kullanılan zemin parametreleri

Derinlik (m.)	Malzeme	Kohezyon (c') kN/m <sup>2</sup>	Pi (φ')	E <sub>ref</sub> kN/m <sup>2</sup>	γ <sub>doymun</sub> kN/m <sup>3</sup>	Perm. k <sub>x</sub> ,k <sub>y</sub>	v	Vs m/s
0-0.5	DOLGU	1	26	8000	16	10 <sup>-5</sup>	0,3	70
0.5-2.0	CL	40	15	20000	18	10 <sup>-8</sup>	0,33	100
2.0-3.5	ML	20	30	8000	18	10 <sup>-5</sup>	035	120
3.5-5.5	SW-SM	1	33	12000	18	10 <sup>-2</sup>	0,3	150
5.5-15.0	SM	1	35	14000	18	10 <sup>-2</sup>	0,3	180
15.0-40.0	DERİN KUM	1	40	62000	20	10 <sup>-2</sup>	0,3	220

\*Malzeme modelleri MC ve Rayleigh damping değerleri  $\alpha$ ,  $\beta$  0.01 alınarak hesaplara katılmıştır.

Tablo 6.2. Çalışmada yapılan analizde model oluşturulurken kullanılan yapı parametreleri

Malzeme modeli	Lineer elastic
EA kN/m	5.10 <sup>6</sup>
EI kNm <sup>2</sup> /m	9000
Ağırlık kN/m/m	5
Poisson oranı	0
Rayleigh damping(sönüm oranı)	0.01

Değerlendirmeler için kullanılan abaklar ve deneye dayalı yaklaşımlar EK A'da özet olarak verilmiştir.

### 6.3 Nümerik Analizlerde Kullanılan Dinamik Modül Girdileri

Adapazarı deprem bölgeleri haritasında 1 derece deprem bölgesinde yer alır. Moment büyüklüğü 7.4 olan 1999 Marmara depremi eski bir göl yatağı ve taşkın havzası olan şehir merkezinde SKR doğu batı istasyonunda maksimum yer ivmesi 0.407 g olarak ölçülmüştür.

Ana deprem için kayıt şehir merkezindeki yumuşak zemin üzerinde kuvvetli yer hareketi kaydı bulunmamaktadır. Büyüklüğü 5.8 olan bir artçı şok, artçı şok istasyonlarında biri olan IMAR,(yumuşak kaya üzerinde) ve şehir merkezinde yumuşak zemin üzerinde yer HAST tarafından kayıt edilebilmiştir.

Bölgede yumuşak zeminde alınmış bir deprem kaydı bulunmamaktadır. Alınmış artçı şok 5.8, dinamik analiz için yeterli görülmemiştir.

Plaxis dinamik modülü gerçek deprem kaydı (.SMC) kullanarak dinamik analiz yapmaktadır. Çalışmada Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (PEER) kuvvetli yer hareketi veri bankasında bulunan deprem kayıtları kullanılmaktadır.

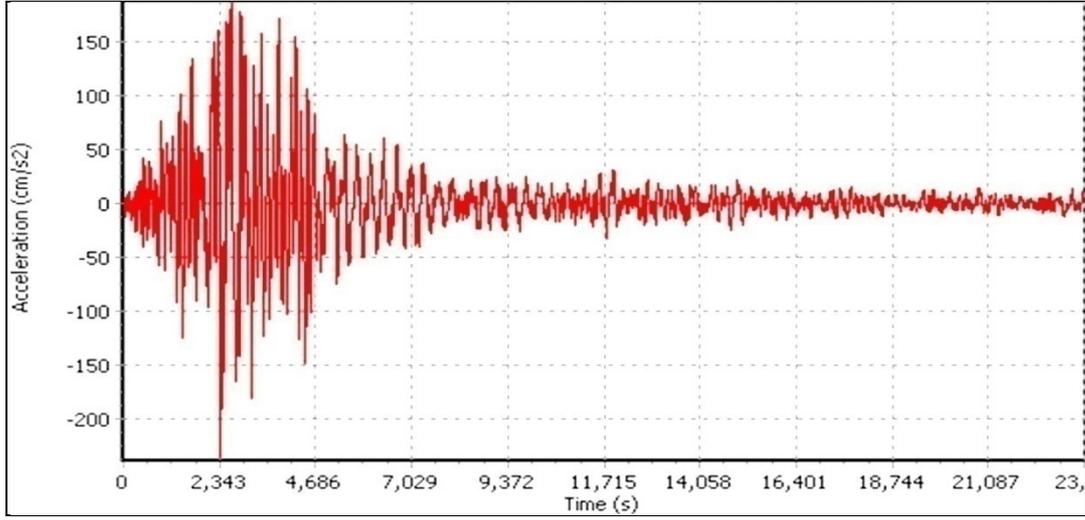
Belirli bir bölgedeki tasarım ivme spektrumuna uygun gerçek kuvvetli yer hareketi kaydının seçilebilmesi için kullanılan kriterler jeolojik ve sismolojik şartları içermelidir. Bunlar;

- depremin büyüklüğü,
- faylanma tipi,
- çalışma alanının faya olan mesafesi,
- yırtılma yönü,
- yerel zemin koşulları
- kaydın spektral içeriği olarak sayılabilir

Buna göre dinamik analiz için kullanılan 2 adet kayıt seçilmiştir.

### 6.3.1. Upland Depremi

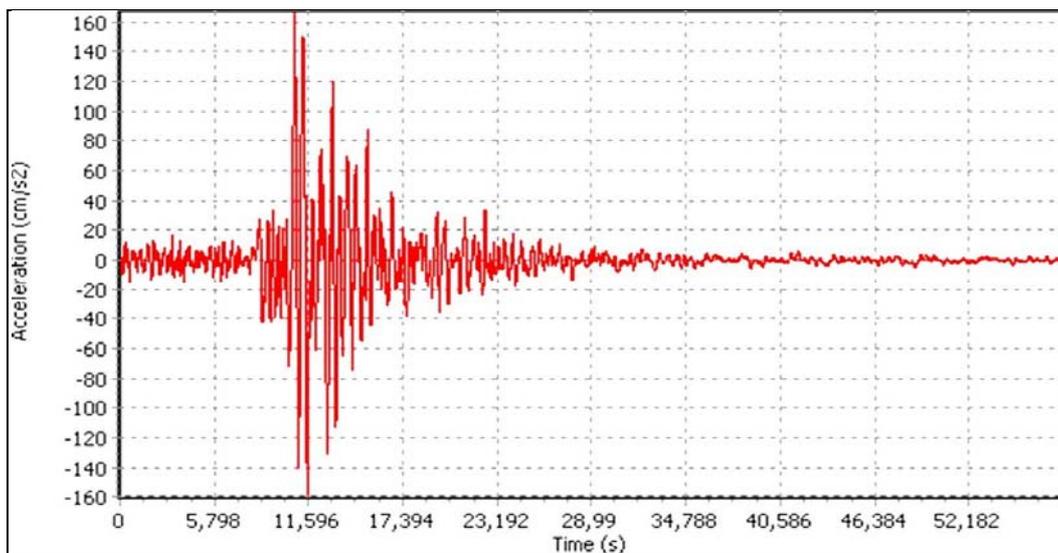
28.02.1990, Mw:5.4, episantr uzaklığı 5 km., gözlenmiş ivme kaydının 10sn'lik kısmı kullanılmıştır. Plaxis programı kendi arşivinde USGS tarafından kaydedilen 5.4 büyüklüğündeki gerçek deprem ivmesi kaydı (Şekil 6.5.) değerleri kullanılmıştır.



Şekil 6.5 28.02.1990 Mw:5.4 UPLAND Depremi gözlenmiş ivme zaman grafiği

### 6.3.2. Loma Prieta Depremi

18.10.1989, Mw:7.1, episantr uzaklığı 97 km., gözlenmiş ivme kaydının ilk 15 sn'lik kısmı kullanılmıştır.

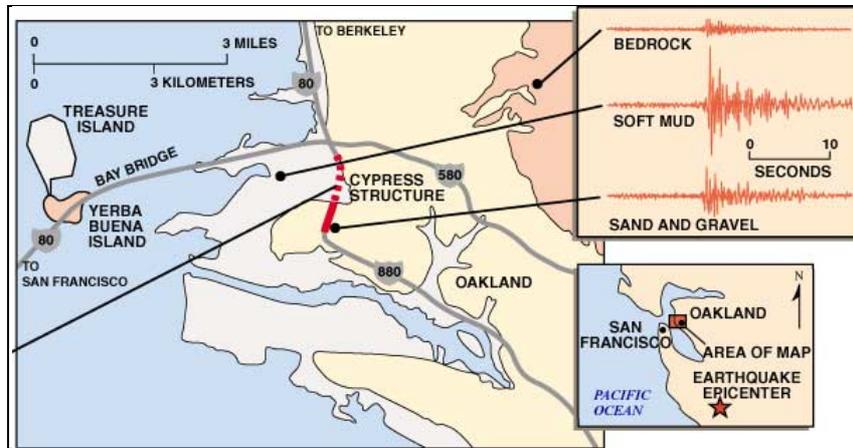


Şekil 6.6 18.10.1989 Mw:7.1, LOMA PRIETA Depremi gözlenmiş ivme zaman grafiği

Depremi seçilme nedeni; San Francisco şehrinde alçak seviyelerde yapılan dolgularda 1906 SF depremi sırasındaki sıvılaşma sonucu yıkım ve zemin çökmeleri gözlenmiştir. 1989 Loma Prieta depremi sırasında sıvılaşma sonucu büyük zarar meydana gelmiştir (USGS ).

Aynı şekilde 1999 Marmara depremi sonucunda depremin merkez üssü Gölcük olmasına rağmen depremden 100 km uzaklıkta bulunan Adapazarı merkezinde zemin özelliklerine dayalı hasarlar gözlenmiştir.

Gerek aradaki uzaklık gerek deprem büyüklüğü ve yerel zemin koşulları arasında benzerlikler [depremin büyüklüğü (7,4-7,1), faylanma tipi, (KAF-San Andreas fayı), çalışma alanının faya olan mesafesi (97 km,100km.), yerel zemin koşulları (iki bölgede genç çökellerden oluşan alüvyon ve her iki alanda da deprem sonrası büyütme, sıvılaşma ve farklı oturma hasarları gözleniyor.] nedeni ile 1999 Marmara depremiyle benzerlikler gösterdiği için analizde bu kayıt tercih edilmiştir.



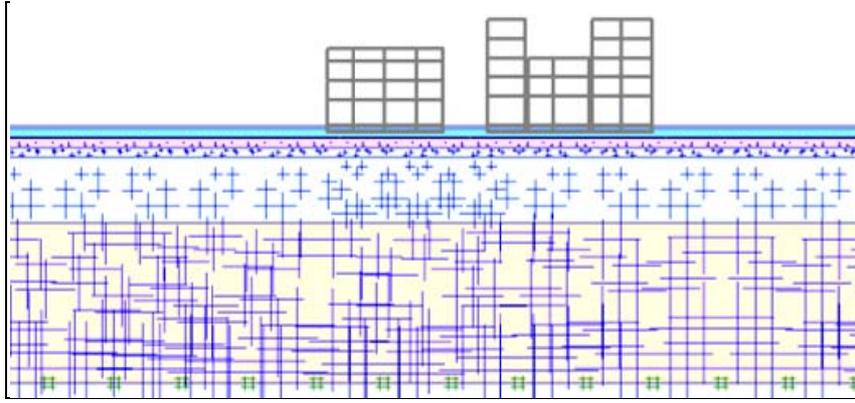
Şekil 6.7. Loma Prieta depreminin bir artçının Oakland'deki kayıtlarını göstermektedir.

#### 6.4 Nümerik Analiz Aşaması ve Hesap Adımları; Sonuçlar;

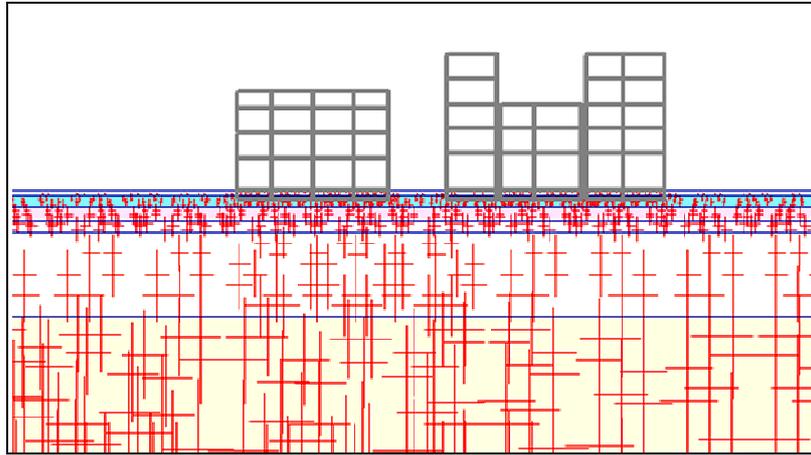
- İnceleme alanı bölge belirlendi.
- Yapı ve yapı grubu belirlendi. Proje ve zemin etüdü ilgili belediyesinden bulundu.
- Zemin parametreleri ve geoteknik parametreler belirlendi.

- Tüm parametrelere dayalı dinamik parametreler seçildi.
- Bina zemin ve deprem özellikleri ardından Plaxis nümerik model oluşturuldu.
- Plaxis dinamik modülde hesaplara geçildi.

Geometri, sınır şartları ve malzeme özellikleri tanımlandıktan sonra nümerik model plaxis de modellendi ve başlangıç koşulları ve modelde K0 koşullarındaki gerilme durumu oluşturuldu. Öncelikle YASS var kabul edilen modellerde boşluk suyu basınçları oluşturularak efektif gerilmeleri bulundu.



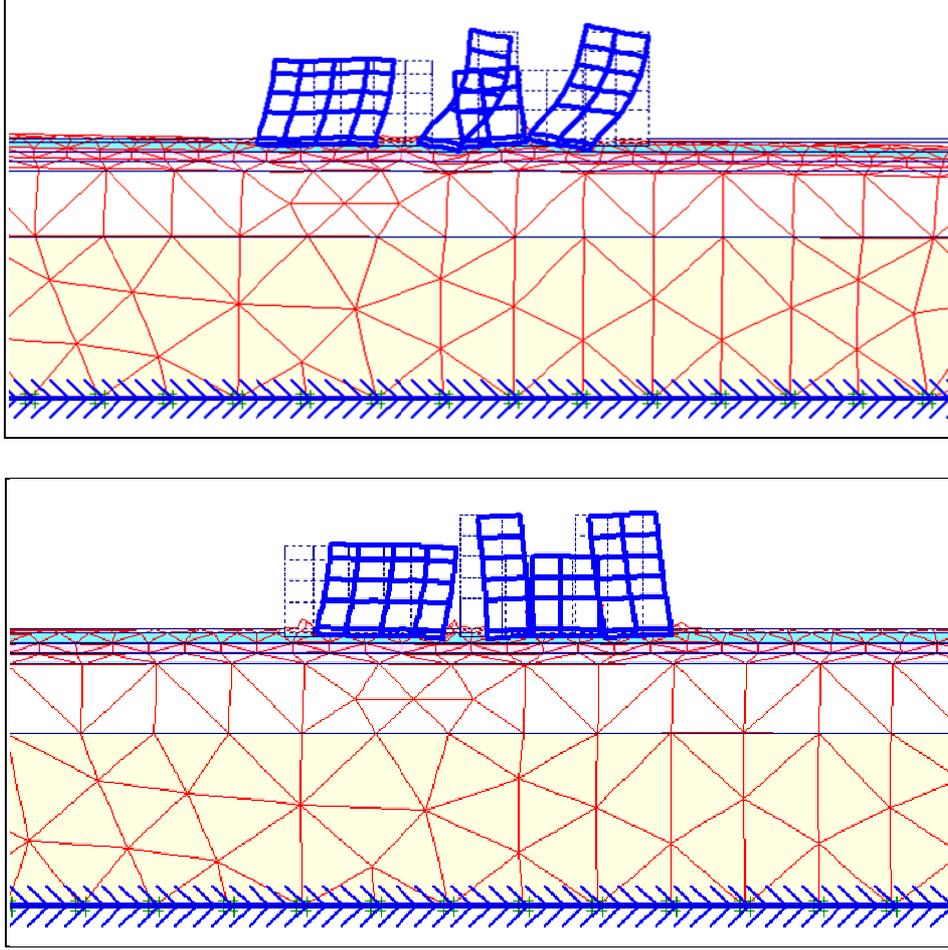
Şekil 6.8. Statik durumda yapı grubu hesaplanan aktif boşluk suyu basınçları; en büyük değer: 377,06 kN/m<sup>2</sup>



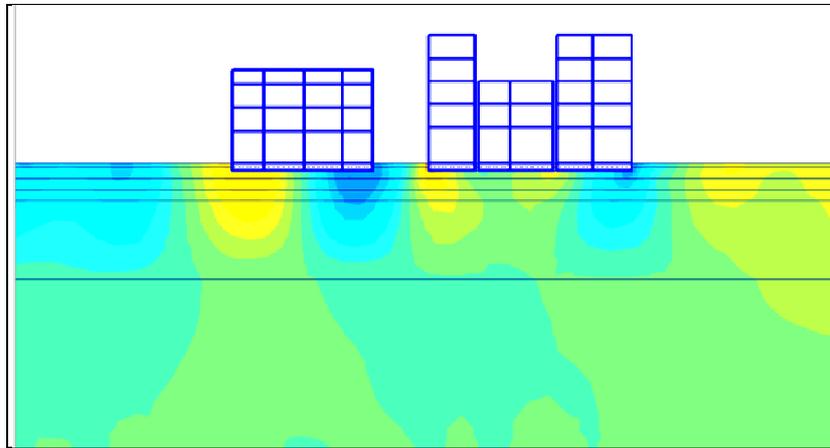
Şekil 6.9. Statik durumda yapı grubu için hesaplanan efektif gerilmeler; en büyük değer: 216,88 kN/m<sup>2</sup>

Çözüm aşamasının ilk kısmında plastik analiz yapıldı ve zeminde binalar aktif hale getirilerek bina statik durumda çözüldü. Hemen ardından dinamik analize geçildi.

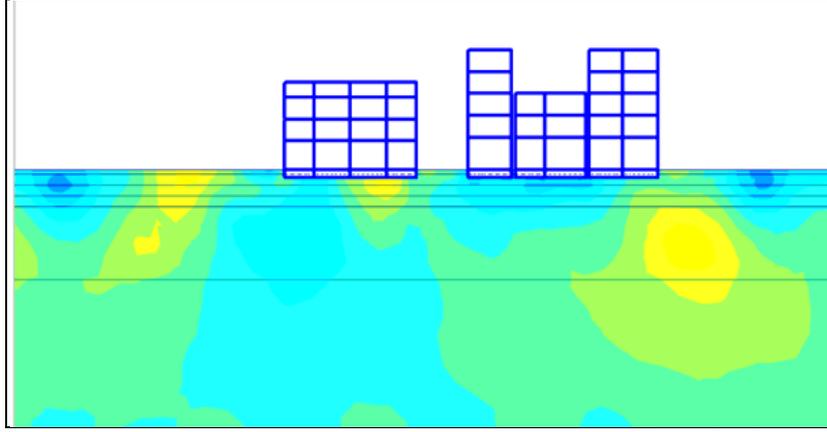
$M_w$ :7.1 büyüklüğünde deprem davranışı ve  $M_w$ :5.4 büyüklüğünde dinamik durumda davranış analizi yapıldı.



Şekil 6.10.  $M_w$ :7.1 büyüklüğündeki bir deprem için (üstte) ve  $M_w$ : 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için (altta) deforme olmuş devrilme esaslı deformasyon ağı sonlu eleman ağı

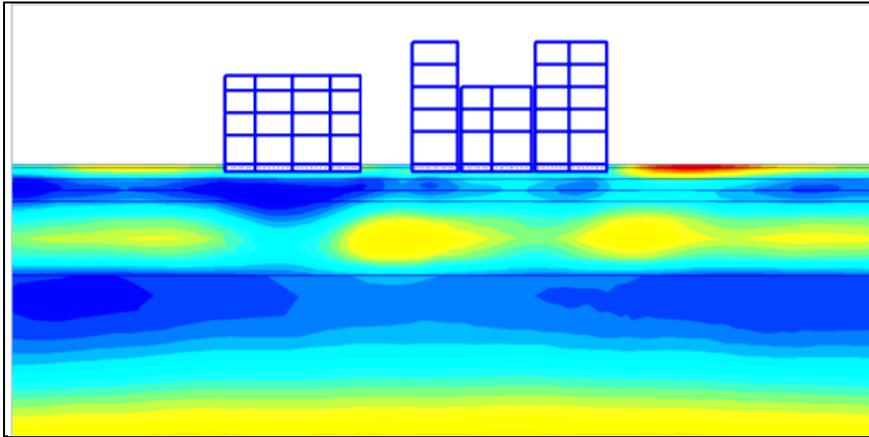


Şekil 6.11.(a)  $M_w$ :7.1 büyüklüğündeki bir deprem için düşey ivme değeri  $a_{y,max}$ :  $300,01 \cdot 10^{-3} \text{ m/sn}^2$

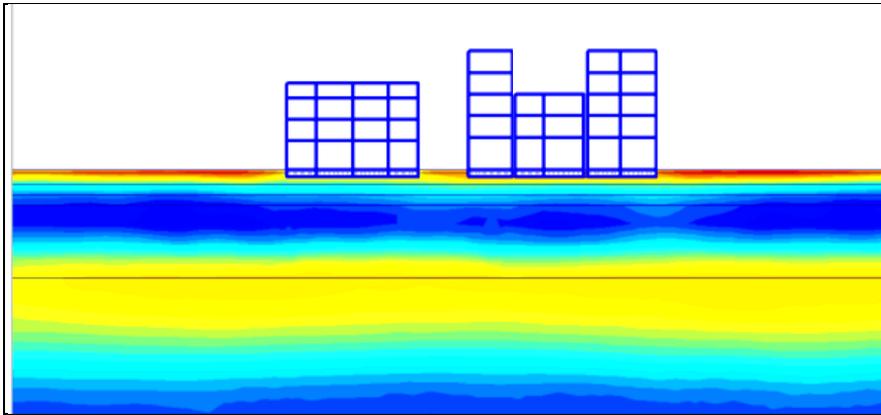


Şeki 6.11.(b) Mw: 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için düşey ivme değeri  $a_{y_{max}}: -83,78 \cdot 10^{-3} \text{ m/sn}^2$

İki farklı büyüklükteki deprem durumunda yapılarda gözlenen maksimum düşey ivme değerleri Mw:7.1 için  $a_{y_{max}}: 300,01 \cdot 10^{-3} \text{ m/sn}^2$  elde edilmiştir.

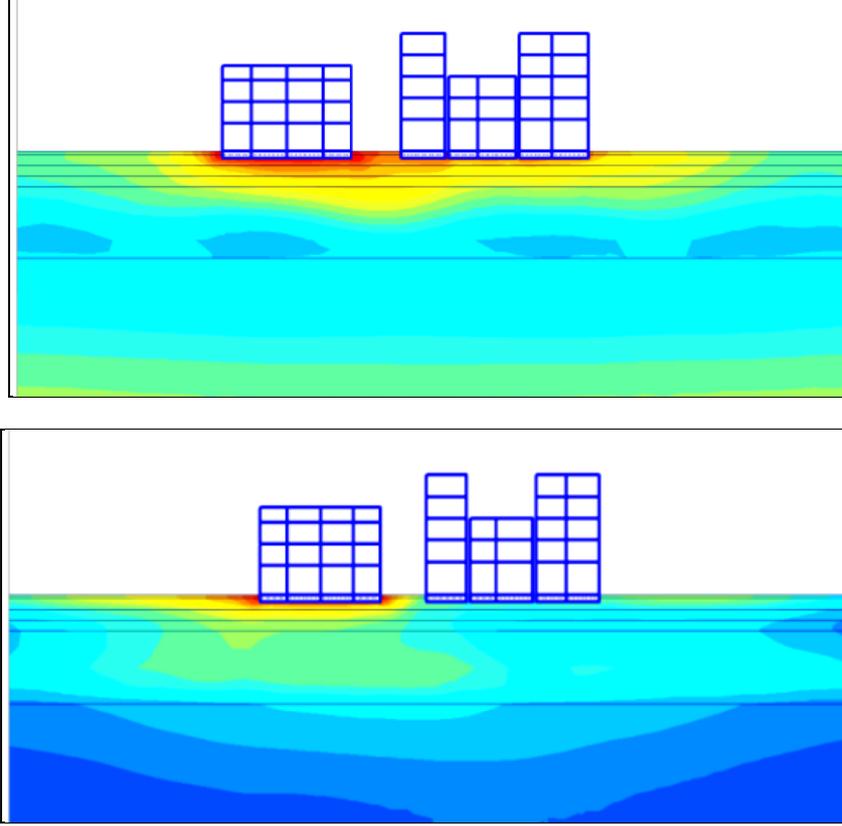


Şekil 6.12 (a). Mw:7.1 büyüklüğündeki bir deprem için yatay ivme değeri;  $a_{x_{max}}: 265,19 \cdot 10^{-3} \text{ m/sn}^2$



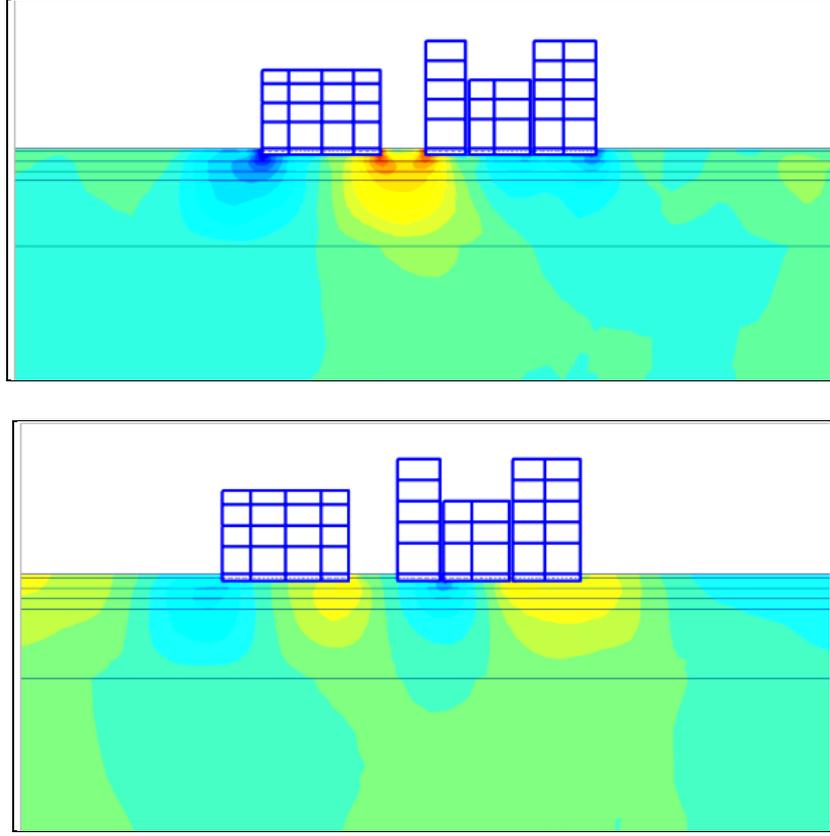
Şekil 6.12 (b). Mw: 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için yatay ivme değeri;  $a_{x_{max}}: 186,21 \cdot 10^{-3} \text{ m/sn}^2$

İki farklı büyüklükteki deprem durumunda yapılarda gözlenen düşey yer değiştirme değerleri Mw:7.1 için bina grubunda düşey hareket diğer depremde taban alanı geniş olan A1 binasında gözlenmiştir. Deprem sonrası hasar durumlarına bakıldığında bu binada 20cm varan oturma gözlenmiş ve yapı orta hasarlı olarak kayıt edilmiştir.

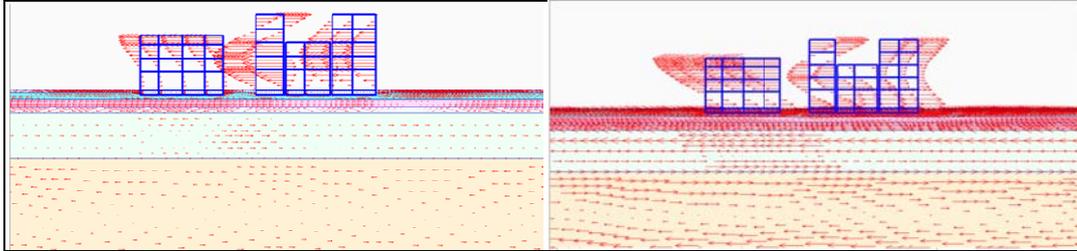


Şekil 6.13. Mw:7.1 büyüklüğündeki bir deprem için (üstte) ve Mw: 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için (altta) yapılarda gözlenen düşey yer değiştirme değerleri

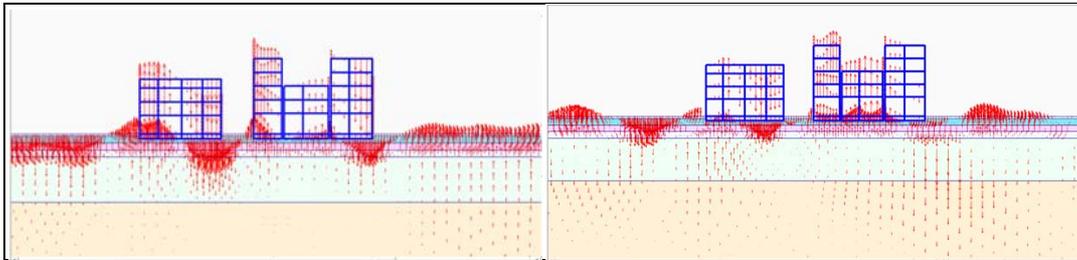
Aynı şekilde dinamik analiz de kullanılan iki farklı büyüklükteki deprem durumunda yapılarda gözlenen yatay yer değiştirme değerleri Mw:7.1 için bina grubunda tabanı geniş olan A1 binasında yatay hareket daha az ancak depremde yan yatarak ağır hasar görmüş ve A2 binasında yer değiştirme belirgin olarak görülmektedir.



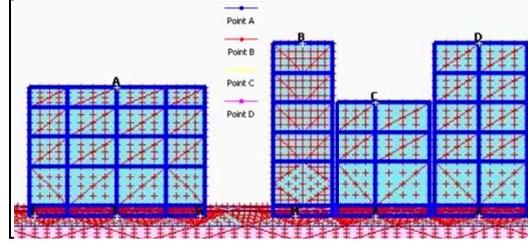
Şekil 6.14. Mw:7.1 büyüklüğündeki bir deprem için (stte) ve Mw: 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için (altta) yapılar da gözlenen yazay yer değiştirme artışı değerleri;



Şekil 6.15. Mw:7.1 büyüklüğündeki bir deprem için (sağda) ve Mw: 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için (solda) yapılar da devrilme esashi yazay ivme değerleri;

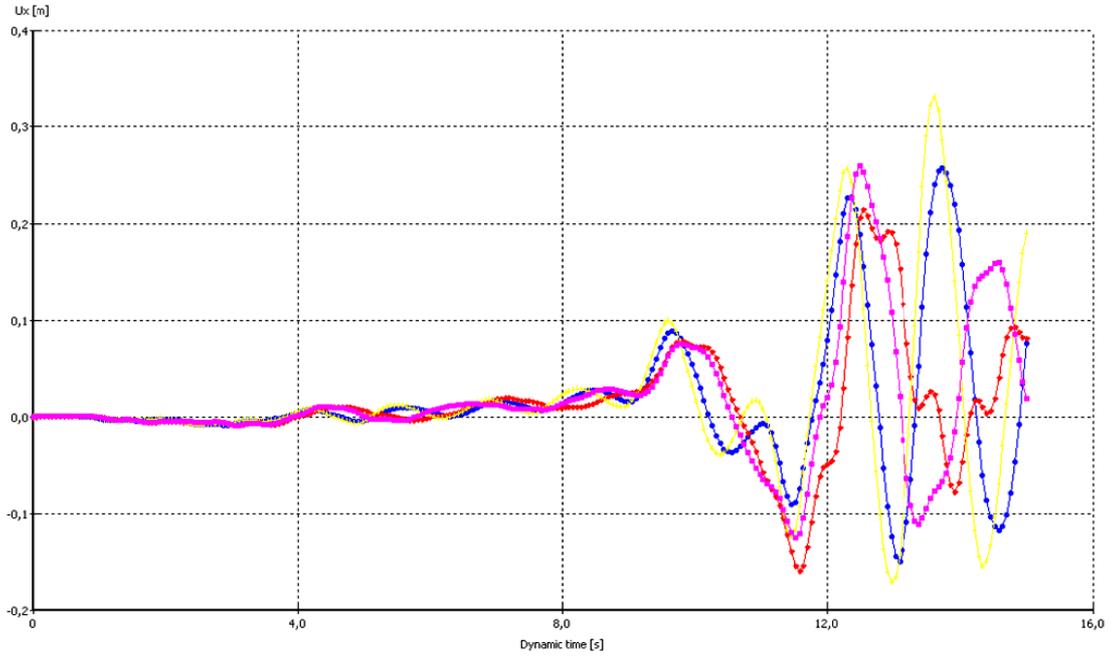


Şekil 6.16. Mw:7.1 büyüklüğündeki bir deprem için (sağda) ve Mw: 5.4 büyüklüğündeki bir deprem için (solda) yapılar da devrilme esashi düşey ivme değerleri

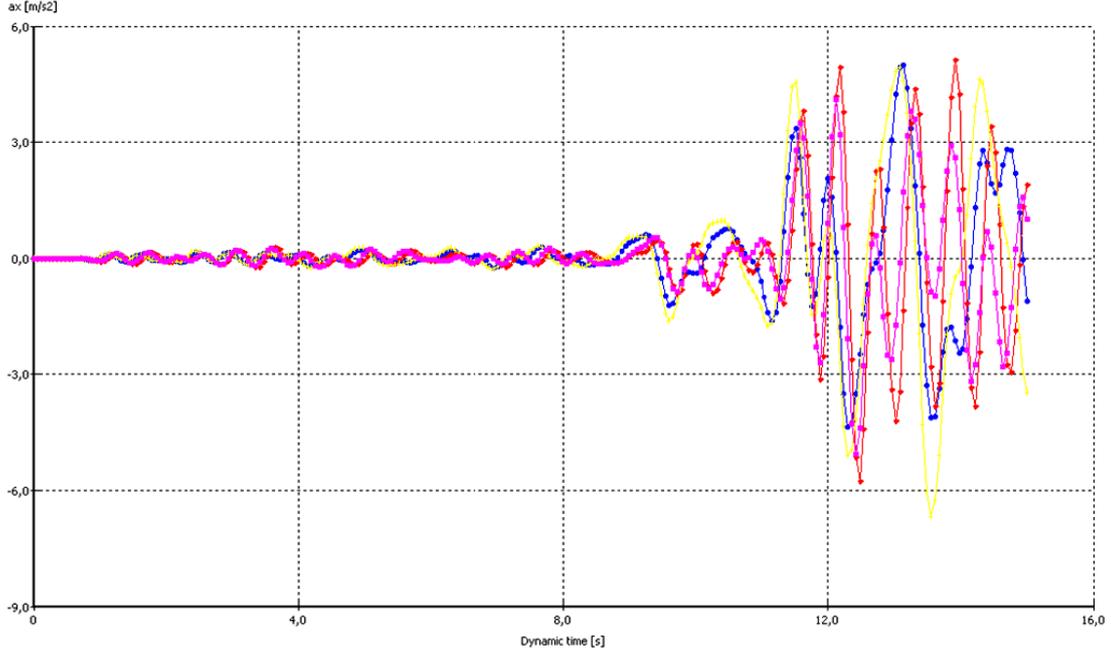


Şekil 6.17. A1-A2-A3-A4 Binaları üzerindeki A-B-C-D üst nokta yerleri

15 sn'lik  $M_w:7.1$  büyüklüğünde deprem etkisi sonucu 4 farklı kat yüksekliğindeki yapıda A-B-C-D Noktalarındaki Maksimum Yatay Yer değiştirme  $[U_x-t]$  Ve Maksimum Yatay İvme  $[a_x-t]$  grafikleri

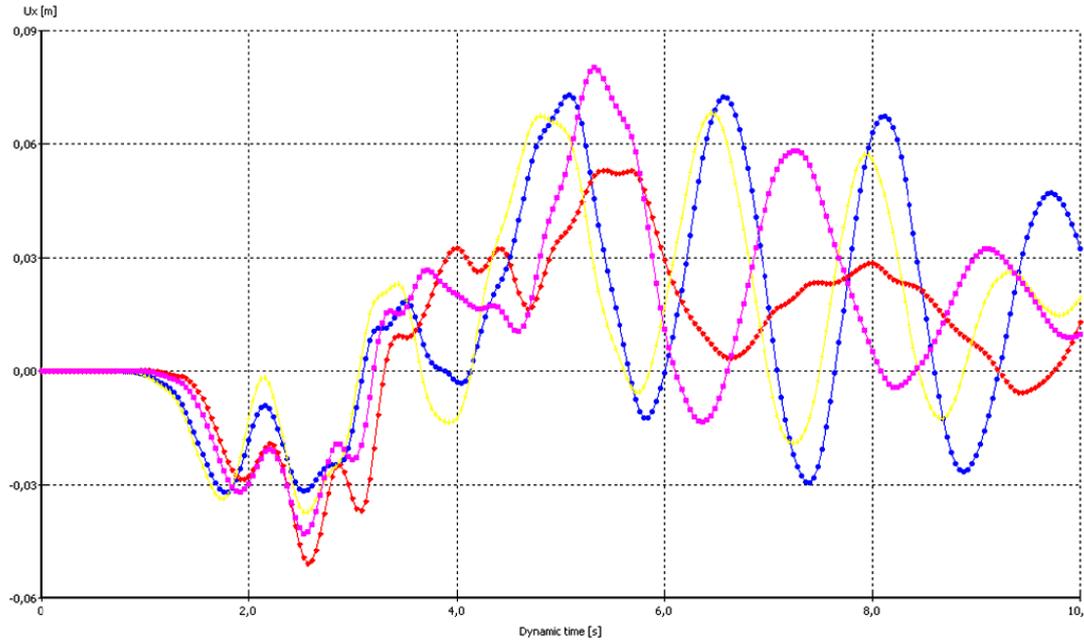


Şekil 6.18. 15 sn'lik  $M_w:7.1$  büyüklüğünde deprem etkisi sonucu 4 adet yapının üst noktalarında oluşan yatay yer değiştirme değerleri  $U_x$

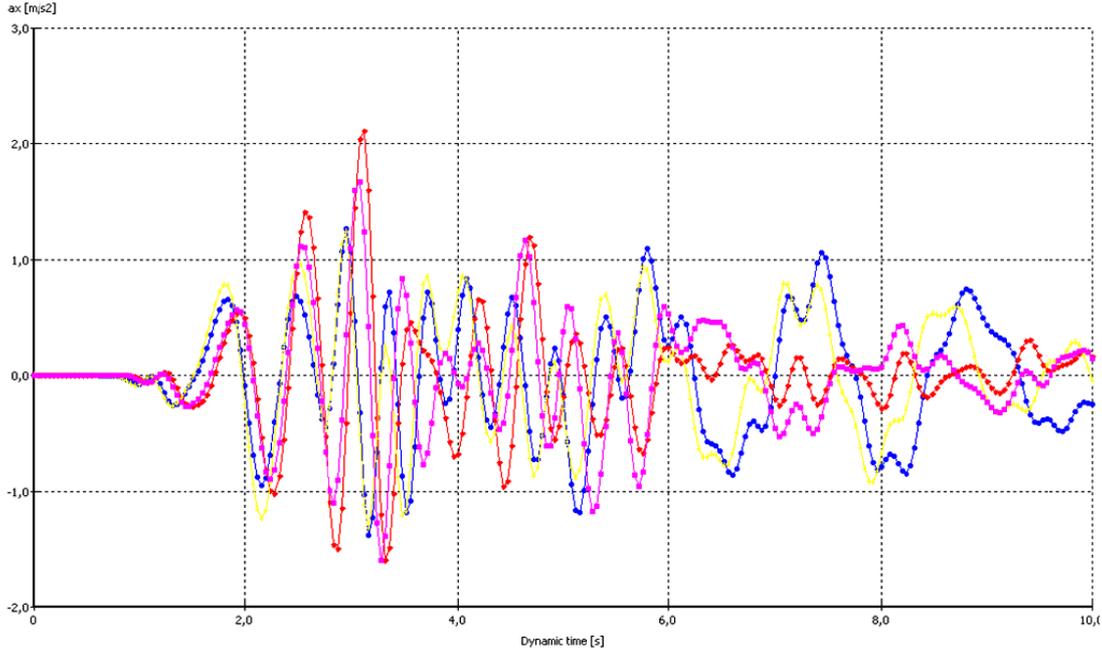


Şekil 6.19. 15 sn'lik Mw:7.1 büyüklüğünde deprem etkisi sonucu 4 adet yapının üst noktalarında oluşan yatay ivme değerleri  $a_x$

10 sn'lik Mw:5.4 büyüklüğünde deprem etkisi sonucu 4 farklı kat yüksekliğindeki yapıda A-B-C-D Noktalarındaki Maksimum Yatay Yer değiştirme [ $U_x-t$ ] Ve Maksimum Yatay İvme [ $a_x-t$ ] grafikleri



Şekil 6.20. 10 sn'lik Mw:5.4 büyüklüğünde deprem etkisi sonucu 4 adet yapının üst noktalarında meydana gelen yatay yer değiştirme değerleri



Şekil 6.21. 10 sn. Mw:5,4 büyüklüğünde deprem etkisi sonucu 4 adet yapının üst noktalarında meydana gelen yatay ivme değerleri

### 6.5. Analizlerden Elde Edilen Sonuçlar

- Mw:7.1 t:15 sn'lik deprem etkisi sonucunda en büyük yer değiştirme dükkân üstü 2 katlı yapıda gerçekleşmiştir. (En büyük yatay yer değiştirme sarı grafik C noktası) Taban alanı geniş ve ortalama yükseklikteki binada (A1) yani A noktası deprem dalgasına göre uyumlu ortalama bir salınım görülmektedir. A2 binası (B noktası, kırmızı) taban alanı dar ve diğerlerine göre daha yüksek ve deprem davranışı karşısında arttan ve azalan yer değiştirme değeri göstermektedir.
- En yüksek yer değiştirme A3 (C noktası sarı) binasında taban alanı ve kat yüksekliğine göre en farklı yer değiştirme miktarı bu yapıda ölçülmüştür. A4 binası ise deprem davranışına göre yakın davranış gösterirken depremin ivme değerindeki artışla beraber oda maksimum yer değiştirme değeri göstermiştir.
- A,B,C,D noktalarında yatay ivme değerlendirmesi için depremin maksimum ivme ile binaları etkilediği 10-15 sn arasında deprem ivmesine göre karşılaştırma yapıldığında kat yüksekliğinin etkili olduğu söylenemez. Ancak taban depremin

yönünde kısa kenarı bulunan A2 binası (B) noktası tepe noktasında ölçülen yatay ivme değeri yüksektir. Aynı şekilde deprem yönünde uzun kenarı bulunan A1 binası(A) tepe noktası depremin ivme artışıyla daha yüksek ivme değeri ölçülmesine sebep olmuştur. A3 binası(C) noktası 13sn den sonra amax:-6.5 m/sn<sup>2</sup>den fazla değer vermiştir. Bu deprem kaydına göre gerek taban alanı genişliği ve depremin etki ettiği yön açısından A4 binası(D) tepe noktasında ölçülen ivme değerleri arasında büyük fark görülmemiştir.

- Deprem büyüklüğü değiştiğinde daha küçük depremde en güvenli yapı A2 binası görülmüş. A1 binasında deprem dalgasına benzer yer değiştirme değerleri ölçülmüştür. Burada en farklı yer değiştirme değeri ölçülen yapı yine A3 ve A4 yapılarıdır.
- A2 ve A4 yapıları gerek kat yüksekliği gerek temel açısından birbirlerine benzediklerinden tepe noktalarında ölçülen yatay ivme değerleri de birbirine benzerlik göstermektedir. Aynı durum A1 ve A3 yapılarında da mevcuttur ancak bu depremin dalga özellikleri nedeniyle bu yapılar daha fazla sallanmış ve tepe noktalarında daha büyük ivme değerleri ölçülmüştür.
- İki farklı deprem büyüklükleri incelendiğinde Mw:7.1 Ux max.-t grafiğinde 15 sn için aralık (0.4)-(-0.2) arasındadır. Ancak deprem Mw:5.4 olduğunda aynı aralık (0.08)-(-0.06) gibi çok küçük yer değiştirme değerlerine dönüşmektedir.
- Aynı şekilde amax-t grafiği de aynı şekilde incelendiğinde Mw:7.1 için aralık (6)- (-6) iken Mw:5.4 için bu aralık yarı yarıya azalmakta ve (3)-(-2) olmaktadır. İki farklı büyüklükteki deprem hem yatay yer değiştirme ve hem de yatay ivme değerlerinde yapılara farklı özellikte etkileri bu değerlendirmelerde ortaya çıkmıştır.
- Deprem büyüklüğü değiştiğinde daha küçük depremde en güvenli yapı A2 binası görülmüş. A1 binasında deprem dalgasına benzer yer değiştirme değerleri ölçülmüştür. Burada en farklı yer değiştirme değeri ölçülen yapı yine A3 ve A4 yapılarıdır.

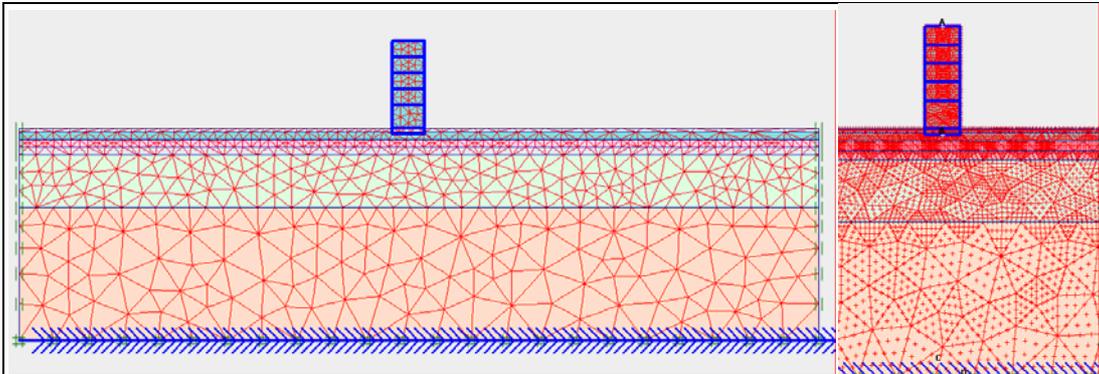
- A2 ve A4 yapıları gerek kat yüksekliği gerek temel açısından birbirlerine benzediklerinden tepe noktalarında ölçülen yatay ivme değerleri de birbirine benzerlik göstermektedir. Aynı durum A1 ve A3 yapılarında da mevcuttur ancak bu depremin dalga özellikleri nedeniyle bu yapılar daha fazla sallanmış ve tepe noktalarında daha büyük ivme değerleri ölçülmüştür.
- İki farklı deprem büyüklükleri incelendiğinde Mw:7.1 Ux max.-t grafiğinde 15 sn için aralık (0.4)-(-0.2) arasındadır. Ancak deprem Mw:5.4 olduğunda aynı aralık (0.08)-(-0.06) gibi çok küçük yer değiştirme değerlerine dönüşmektedir.
- Aynı şekilde amax-t grafiği de aynı şekilde incelendiğinde Mw:7.1 için aralık (6)- (-6) iken Mw:5.4 için bu aralık yarı yarıya azalmakta ve (3)-(-2) olmaktadır.
- İki farklı büyüklükteki deprem hem yatay yer değiştirme ve hem de yatay ivme değerlerinde yapılara farklı özellikte etkileri bu değerlendirmelerde ortaya çıkmıştır.

## BÖLÜM 7. NUMERİK ÇÖZÜMLER VE DİNAMİK ANALİZ SONUÇLARI

Çalışmada yapılan analizler öncelikle temel derinliklerinin yapının dinamik davranışı üzerinde etkili olup olmadığının araştırılmasına yönelik olduğundan hesaplamalarda Dükkân+4 katlı A2 binası özellikleri ve parselin zemin parametreleri sabit kabul edilmiştir. Değişken parametre olarak temel derinliği (-1m,-2m,-4m ve -6m.) seçilerek YASS yok sayılarak ve -2m’de YASS kabul edilerek 2 farklı deprem etkisinde dinamik analiz yapılmıştır. Buna göre hazırlanmış sonlu eleman modeli ve ilgili değerlendirmelerin yapıldığı noktalar Şekil 7.1’de gösterilmiştir.

Yapılan analizler ve bu analizlerle ilgili olarak yapılan değerlendirmeler 4 başlık altında toplanarak sunulmuştur.

- Yapının Dinamik Davranışına Temel Derinliği Etkisi (( $M_w$ : 5.4 &  $M_w$ :7.1 ))
- Yapının Dinamik Davranışına YASS Etkisi (( $M_w$ : 5.4 &  $M_w$ :7.1 ))
- Yapının Dinamik Davranışına Deprem Yönü Etkisi (( $M_w$ : 5.4 &  $M_w$ :7.1 ))
- Yapının Dinamik Davranışına Binadan Kat Alınması Durumu Etkisi (( $M_w$ : 5.4 &  $M_w$ :7.1 ))

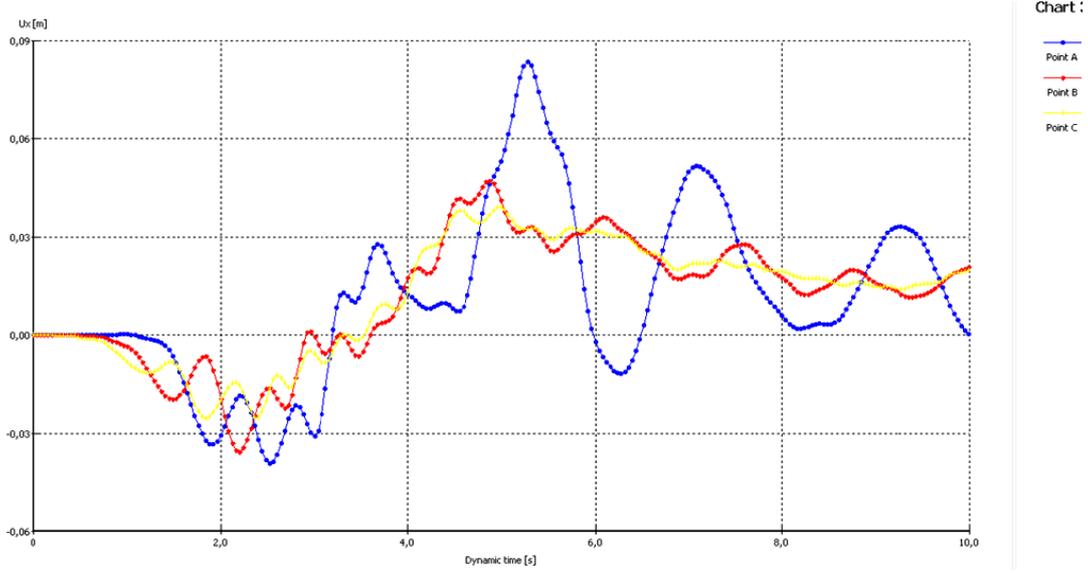


Şekil. 7.1 Zemin tabaka kalınlıkları ile sonlu elemanlar ağı ve hesap sonucu değerlendirilecek bina tepe noktası (A) , temel tabanı (B) ve sonlu eleman ağı en altı (C)

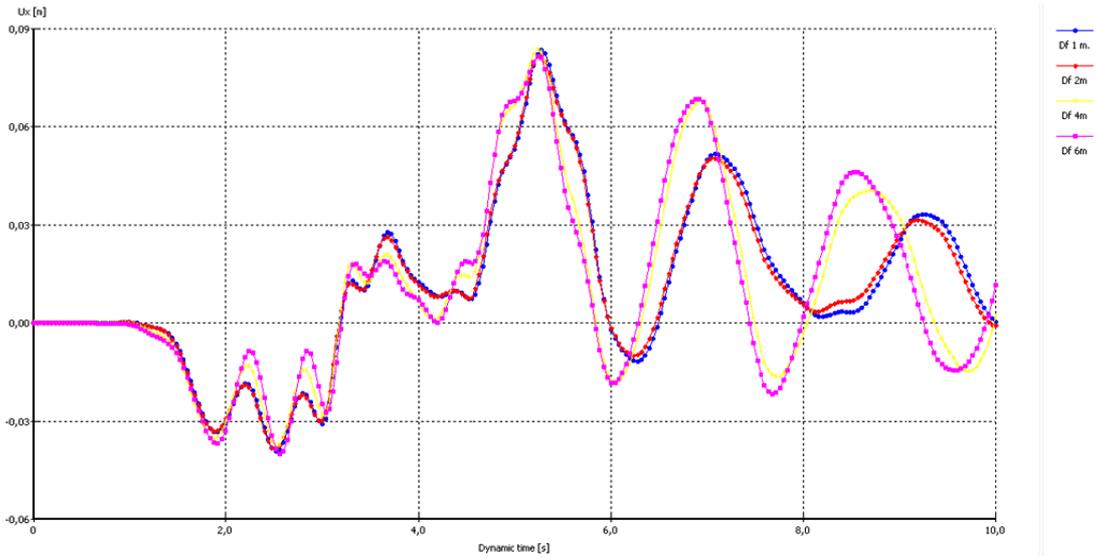
(i). Yapının Dinamik Davranışına Temel Derinliği Etkisi (( $M_w$ : 5.4 &  $M_w$ :7.1 ))

Tablo 7.1. Sonlu Eleman Modeli Yapının Dinamik Davranışına “ ( $M_w$ : 5.4) Temel Derinliği (1m,2m,4m ve 6m)” Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer Değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri

Dinamik durumda $M_w$ : 5.4 gerçek deprem ivmesi kullanılmıştır.						
Skatlı (dükkân+4kat) yapı	Temel derinliği m.	Sonlu elemanlar ağında seçilen nokta	Maksimum yer değiştirme $U_{x_{max}}$ (cm.)		Maksimum ivme $a_{x_{max}}$ (cm/sn <sup>2</sup> )	
			Ux cm	t sn	ax cm/sn	t sn
YASSI YOK	1 m.	A	8,35	5,28	2,17	2,44
		B	4,70	4,88	1,56	3,08
		C	3,80	5,00	1,26	2,60
	2 m.	A	8,20	5,28	2,01	2,44
		B	4,60	4,88	1,12	3,08
		C	3,70	5,00	1,02	2,60
	4 m.	A	8,15	5,28	2,65	2,44
		B	4,50	4,88	0,97	3,08
		C	3,70	5,00	1,01	2,60
	6 m.	A	8,10	5,28	2,96	2,44
		B	4,40	4,88	1,25	3,08
		C	3,70	5,00	0,89	2,60



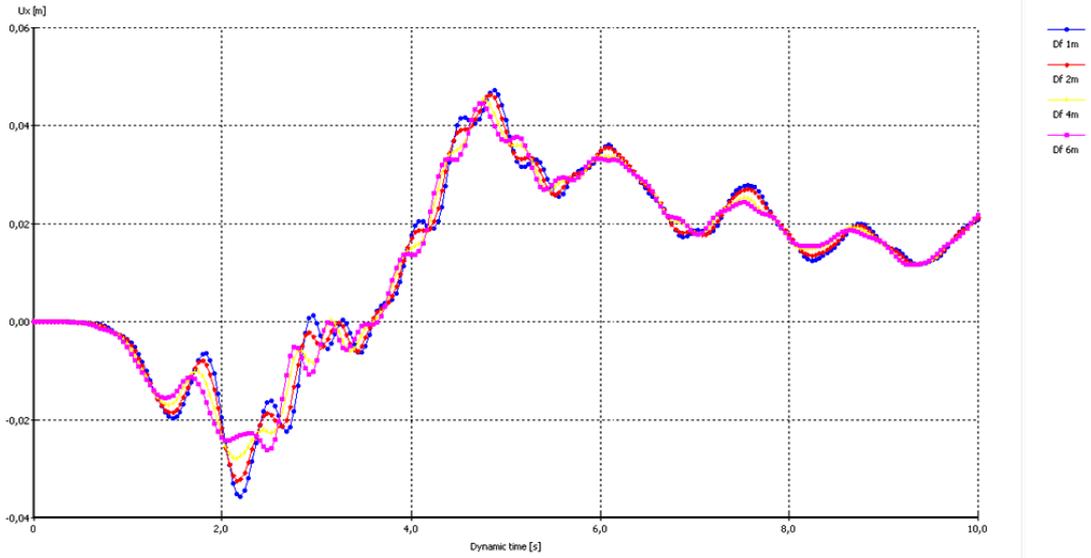
Şekil 7.2. (a) Sabit temel derinliğinde Df için A,B ve C noktalarındaki maksimum yer değiştirme değerleri



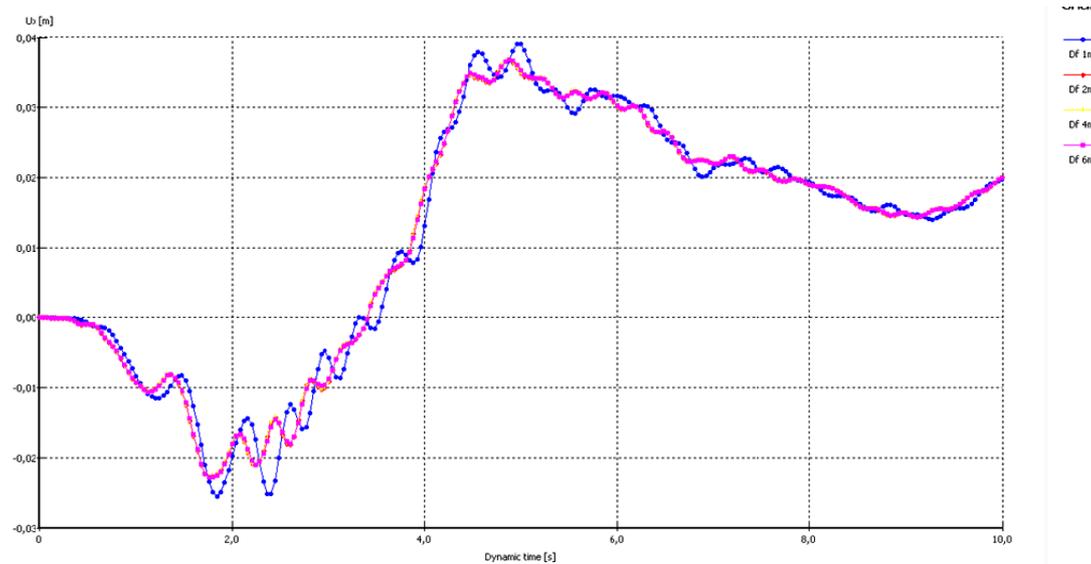
Şekil 7.2 (b). Farklı Df'ler için A,(bina tepe noktası ) için maksimum yer değiştirme değerleri

Şekil 7.2 (b) temel derinliği 1-2 m. olan yapıda depremin yapı tepe noktası A ya etkisi birbirinden çok farklı oluşmamıştır. Ancak yapı temel derinliği 4-6m ye kadar derinleştiğinde yapı tepe noktasının yatay yer değiştirme değeri göreceli olarak artmaktadır.

Şekil 7.2 (c) yapı temel tabanı B noktasında ise temel derinliğinin dikkat çekici bir boyutta değildir. Şekil 7.2 (d) Aynı şekilde ağın en alt noktasında seçilen C noktasında yatay yer değiştirme değerleri tüm analizlerde aynı çıkmıştır.



Şekil 7.2 (c). Farklı Df için B (bina temel tabanı noktası ) için maksimum yer değiştirme değerleri



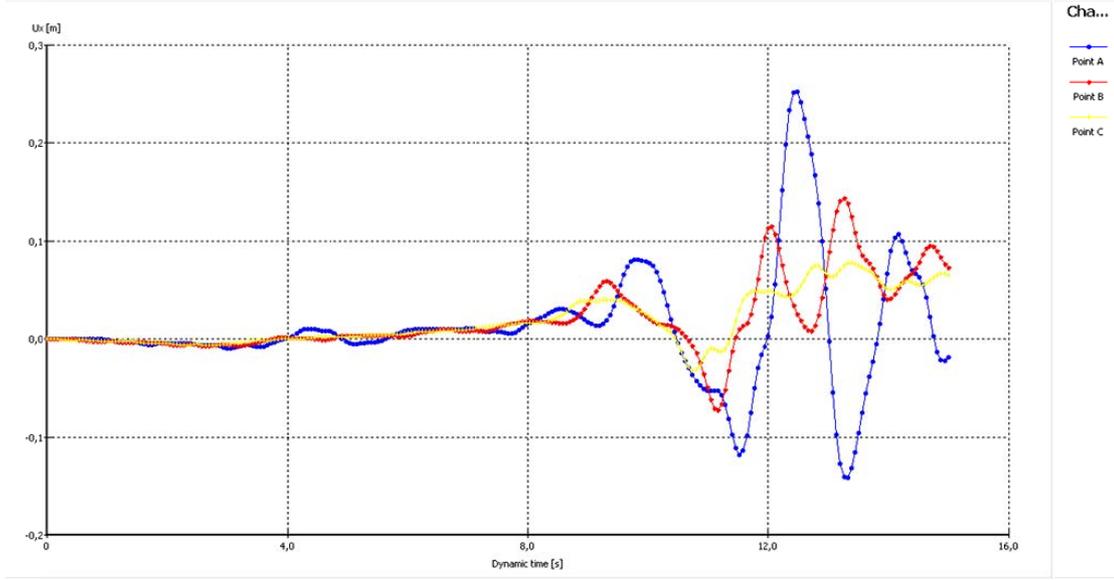
Şekil 7.2(d). Farklı Df için C,(sonlu eleman ağının en alt noktası ) için maksimum yer değiştirme değerleri

Aynı zamanda yatay maksimum ivme  $a_{max}$  değerlendirilmesi yapıldığında sabit kat yüksekliğinde ancak temel derinliği artıkaça A tepe noktasında ölçülen yatay ivme  $a_{max}$  değerinde fark edilir derecede artış elde edilmiştir.

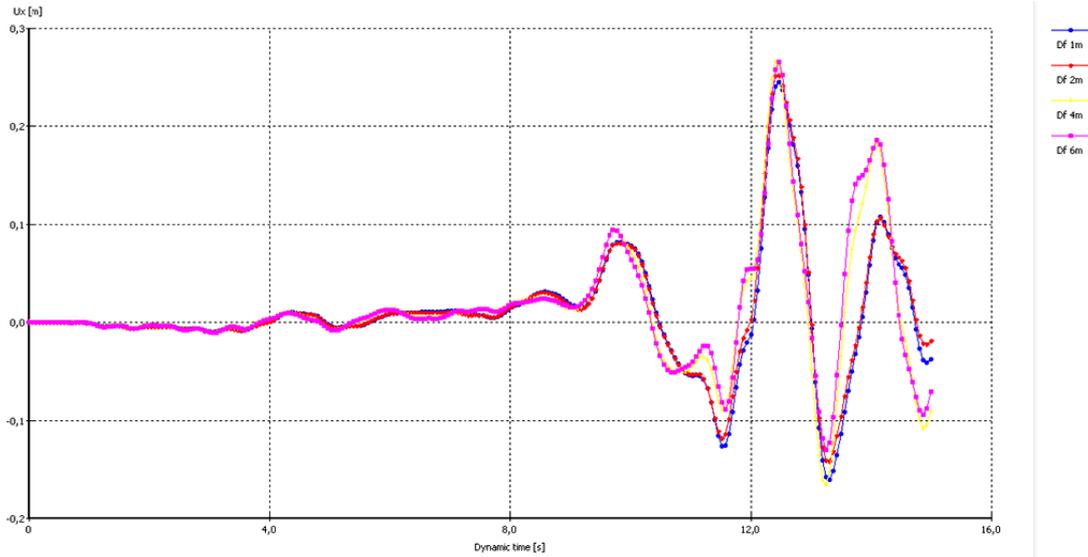
Deprem büyüklüğünün artması durumunda tüm bu değerlendirmeler de daha dikkat çekici farklar oluşmaktadır.

Tablo 7.2. Sonlu Eleman Modeli Yapının Dinamik Davranışına ( $M_w: 7.1$ ) Temel Derinliği (1m,2m,4m ve 6m) Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer Değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri

Dinamik durumda $M_w: 7.1$ gerçek deprem ivmesi kullanılmıştır						
5kath (dükân+4kat) yapı	Temel derinliği m.	Sonlu elemanlar ağında seçilen nokta	Maksimum yer değiştirme cm.		Maksimum ivme $cm/sn^2$	
			Ux cm	t sn	ax $cm/sn$	t sn
YASSI YOK	1 m.	A	24,5	12,48	4,74	13,26
		B	14,9	13,26	3,24	11,76
		C	7,77	13,38	1,44	10,8
	2 m.	A	25,2	12,48	4,50	13,26
		B	14,39	13,26	2,37	11,76
		C	7,77	13,38	1,44	10,8
	4 m.	A	26,56	12,48	5,6	13,26
		B	12,68	13,26	1,92	11,76
		C	7,77	13,38	1,46	10,8
	6 m.	A	26,56	12,48	5,6	13,26
		B	10,79	13,26	2,19	11,76
		C	7,77	13,38	1,5	10,8

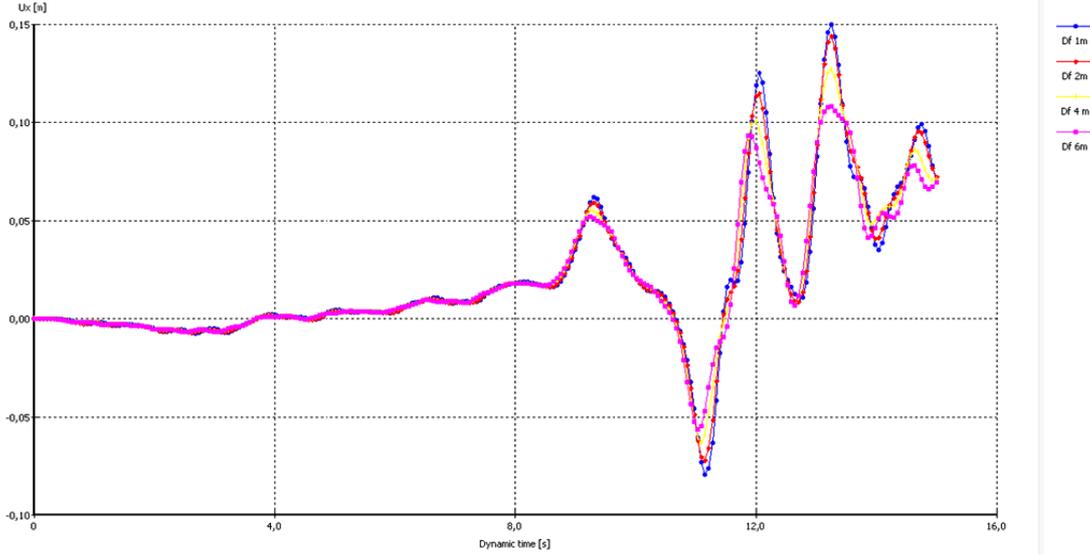


Şekil 7.2 (e). Sabit temel derinliği  $D_f$  için A,B ve C noktalarındaki için maksimum yer değiştirme değerleri

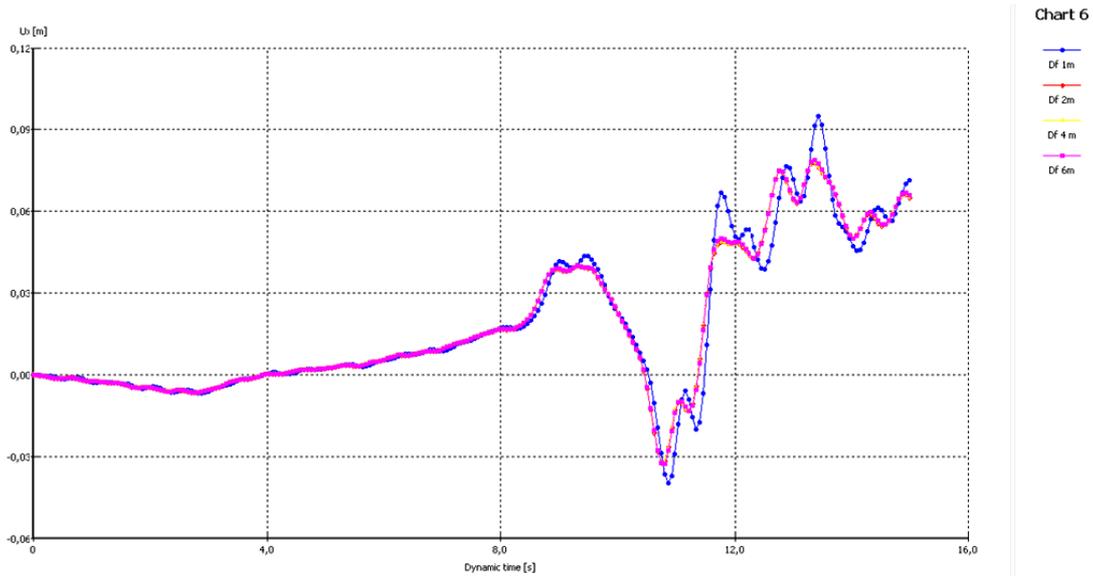


Şekil 7.2 (f). Farklı  $D_f$ 'ler için A, noktası için maksimum yer değiştirme değerleri

Şekil 7.2 (e) temel derinliği 1-2 m. olan yapıda depremin yapı tepe noktası A ya etkisi birbirinden çok farklı değil. Ancak yapı temel derinliği 4-6m ye kadar derinleştğinde yapı tepe noktasının yatay yer değiştirme değeri göreceli olarak artmaktadır. Şekil 7.2 (g) yapı temel tabanı B noktasında ise temel derinliğinin dikkat çekici bir boyutta değil. Şekil 7.2 (h) Aynı şekilde ağın en alt noktasında seçilen C noktasında en alt tabakadaki zemin özelliklerinin her koşulda aynı olmasından dolayı yatay yer değiştirme değerleri tüm analizlerde aynı çıkmıştır.



Şekil 7.2(g). Farklı Df'ler için B noktası için maksimum yer değiştirme değerleri



Şekil 7.2 (h). Farklı Df'ler için C noktası için maksimum yer değiştirme değerleri

Şekil 7.2 (a) ve Şekil 7.2 (e) sabit temel derinliği Df için A,B ve C noktalarındaki için maksimum yer değiştirme değerleri farklı iki deprem büyüklüğünde etkisi incelendiğinde; deprem büyüklüğü 5.4 iken A tepe noktasında alınan maksimum yatay yer değiştirme değeri 0.09m değerinde iken deprem 7.1 büyüklüğünde hesap yapıldığında 0.3 m'ye, aynı şekilde B temel tabanı noktasında da 0.06m olan değer 0.15m ye yükselmektedir. Deprem büyüklüğü arttıkça bina tepe noktası ve temel tabanı noktasında seçilen noktalarda en büyük yatay yer değiştirme arasındaki fark

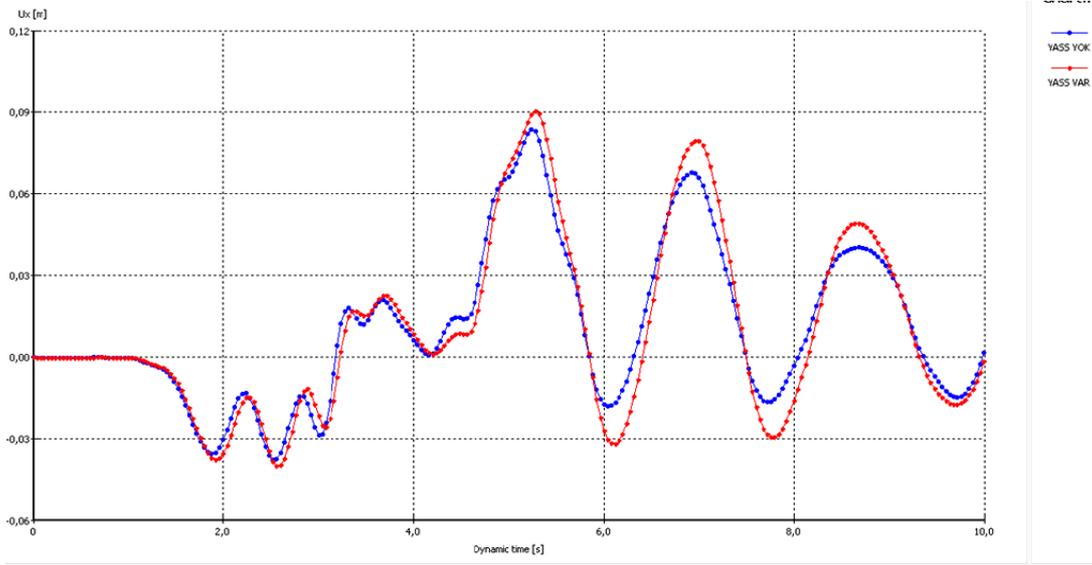
göreceli olarak artmaktadır. Ağın en alt noktasında seçilen C noktasında ise her iki durumda değer değişmemektedir bunun nedeni olarak en alt tabakadaki zemin özelliklerinin her koşulda aynı olmasından dolayı gerçekleştiği düşünülmektedir.

(ii). Yapının Dinamik Davranışına YASS Etkisi ( $(M_w: 5.4 \& M_w:7.1)$ )

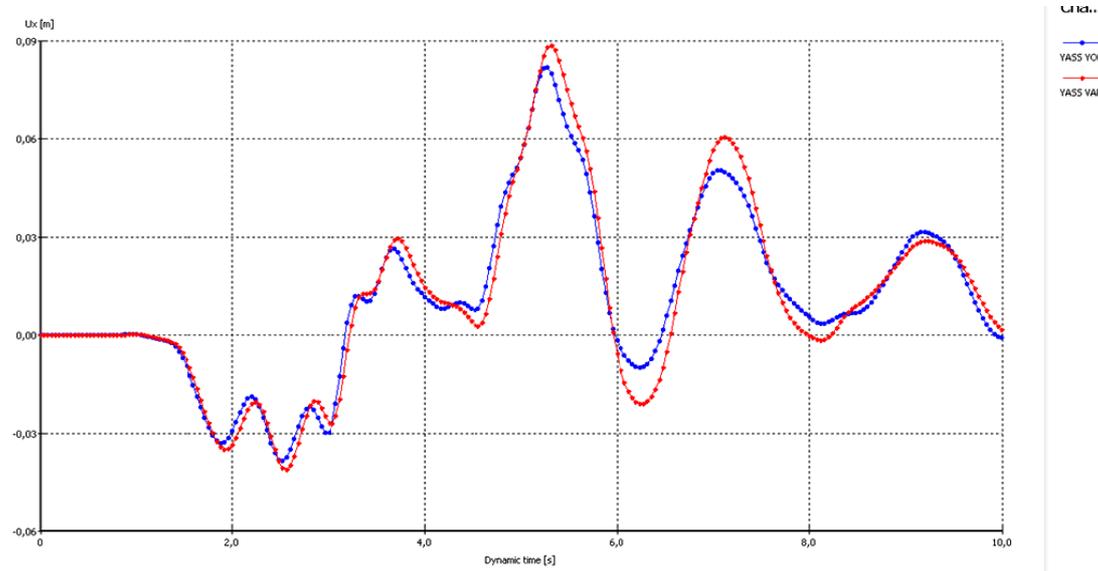
Tablo 7.3 Sonlu Eleman Modeli Yapının Dinamik ( $M_w: 5.4 \& M_w:7.1$ ) Davranışına “YASS (-2m.) Varlığı” Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer Değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri

Dinamik durumda $M_w: 5.4$ gerçek deprem ivmesi kullanılmıştır.						
5kath (dükkân+4kat) yapı	Temel derinliği m.	Sonlu elemanlar ağında seçilen nokta	Maksimum yer değiştirme cm.		Maksimum ivme cm/sn	
			$U_x$ cm	t sn	$a_x$ cm/sn	t sn
YASS VAR	1 m.	A	8,35	5,28	2,17	2,44
		B	4,70	4,88	1,56	3,08
		C	3,90	5,00	1,26	2,6
	2 m.	A	8,86	5,28	1,89	2,44
		B	4,88	4,88	1,62	3,08
		C	3,70	5,00	1,03	2,6
	4 m.	A	8,90	5,28	2,41	2,44
		B	4,80	4,88	0,87	3,08
		C	3,70	5,00	1,02	2,6
	6 m.	A	8,88	5,28	2,62	2,44
		B	4,70	4,88	1,12	3,08
		C	3,70	5,00	1,10	2,6

Temel derinliği sabit tutulup YASS varlığı sorgulanan dinamik hesap sonucuna göre A tepe noktasının yatay yer değıştirme değeri arasındaki fark şekil 7.3a da verilmiştir. Bu değeri YASS yok iken 8.1cm civarında iken YASS altındaki temelde bu değeri 8.9cm e yükselmiştir.



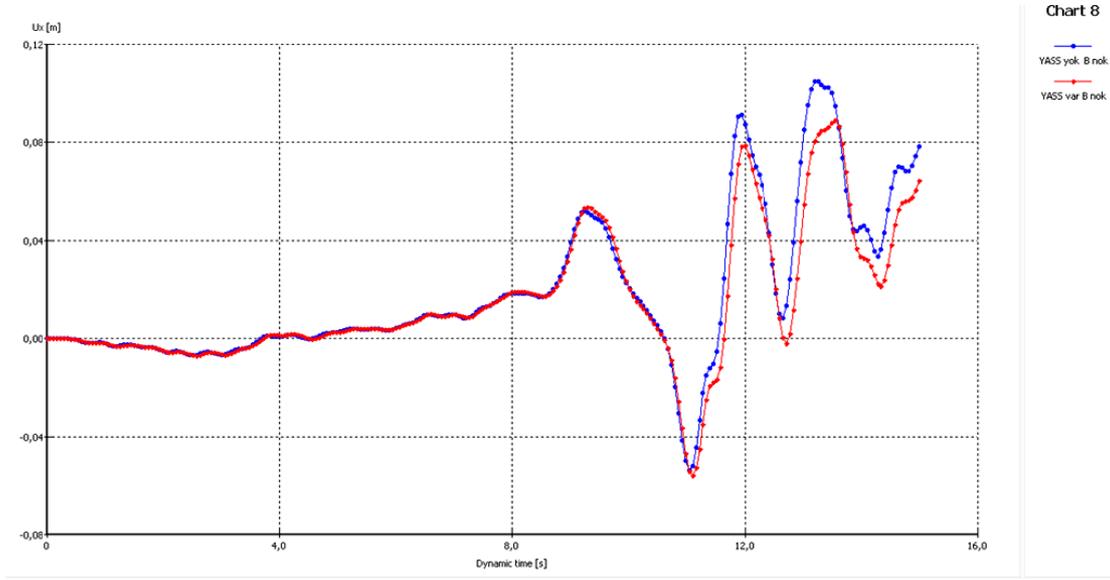
Şekil 7.3 (a). 4m derin temelde YASS var ve YASS yok iken A noktası için  $U_x$ - zaman grafiği



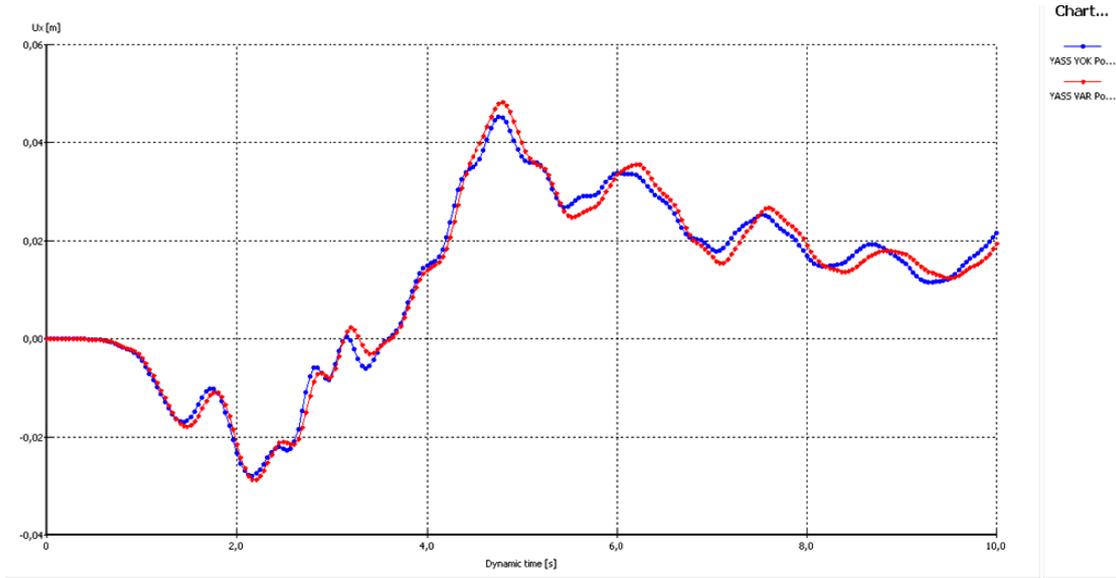
Şekil 7.3 (b). 2m derin temelde YASS var ve YASS yok iken A noktası için  $U_x$ - zaman grafiği

Farklı deprem kullanılarak yapılan dinamik hesapların sonuçları Şekil 7.3 (c)ve şekil 7.3(d) 6m derin temelde YASS var ve YASS yok iken B noktası için  $U_x$ - zaman grafiği  $M_w:7.1$  iken YASS yok iken B noktasında ölçülen yatay yer değıştirme YASS var iken ölçülen yatay yer değıştirme değeriinden daha büyük olarak

okunmuştur. Ancak deprem büyüklüğü  $M_w:5.4$  e düşürüldüğünde YASS var iken elde edilen maksimum yatay yer değiştirme değeri daha büyük okunmuştur.



Şekil 7.3 (c). 6m derin temelde YASS var ve YASS yok iken B noktası için  $U_x$ - zaman grafiği



Şekil 7.3 (d). 6m derin temelde YASS var ve YASS yok iken B noktası için  $U_x$ - zaman grafiği

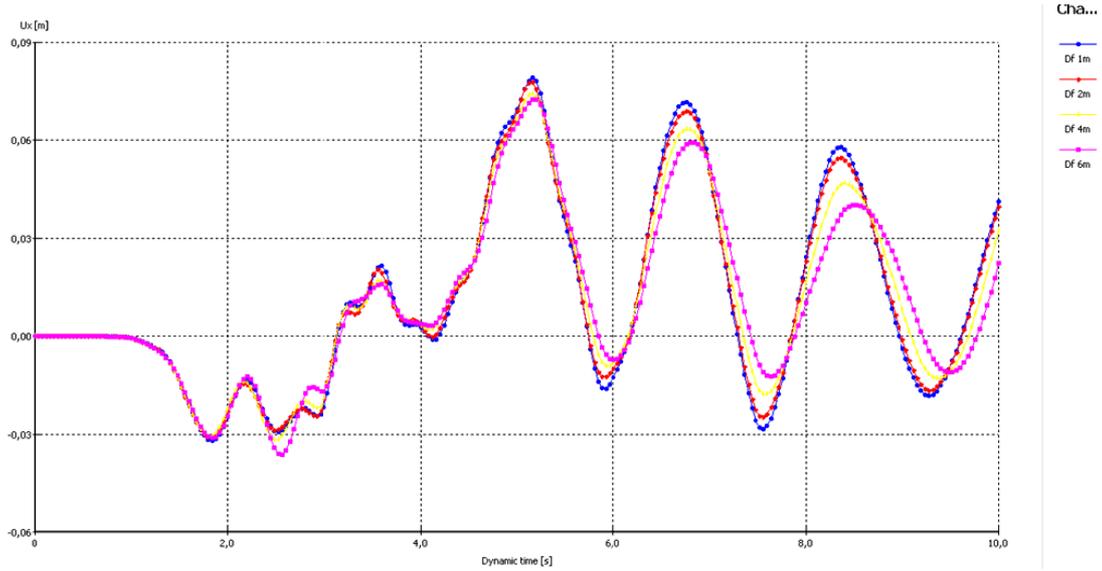
Bu durumda yer değiştirme değerleri arasındaki farklar göz önünde tutulduğunda temel derinliği sabit tutulduğunda tepe noktası A için büyük depremlerde daha yüksek yatay yer değiştirme alınmıştır. Ayrıca bu değerlendirmelerde YASS varlığı her koşulda yatay yer değiştirme değerlerini artırmıştır. Aynı koşullarda yatay ivme değerleri karşılaştırılırsa büyük depremde ( $M_w:7.1$ ) yatay maksimum ivme

değerlerinde  $M_w:5.4$  büyüklüğündeki depremde kayıt edilen yatay maksimum ivme değerine göre %50 artış gözlenmiştir.

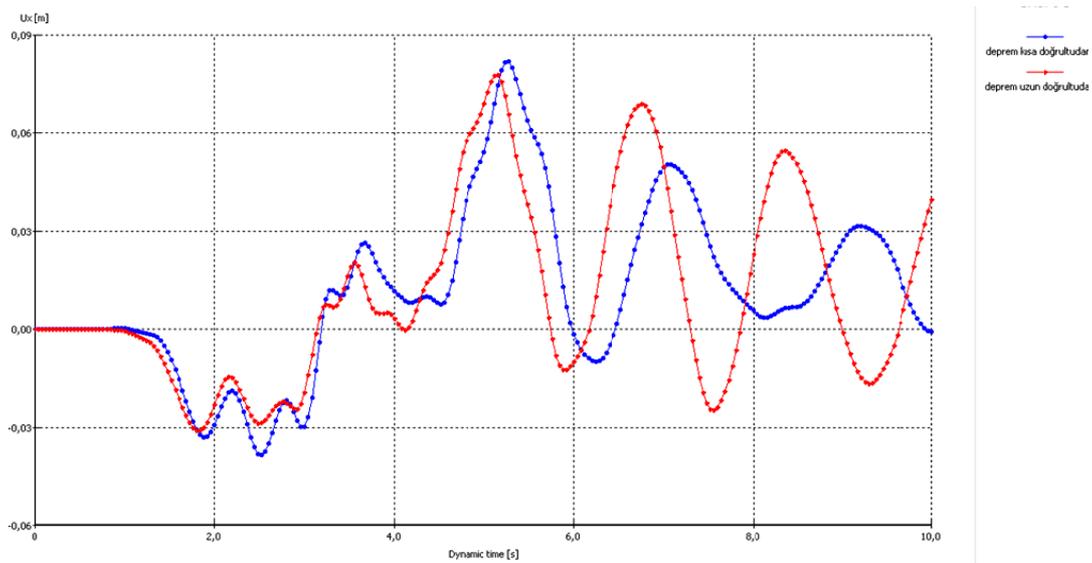
(iii). Yapının Dinamik Davranışına Deprem Yönü Etkisi ( $(M_w: 5.4 \text{ \& } M_w:7.1)$ )

Tablo 7.4 Yapının Dinamik Davranışına “Deprem Yönü (yapı uzun kenarı)” Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri

<b>Dinamik durumda <math>M_w: 5.4</math> uzun kenar doğrultusunda etkiyen gerçek deprem ivmesi kullanılmıştır.</b>						
5katlı (dükkan+4kat) yapı	Temel derinliği m.	Solu elemanlar ağında seçilen nokta	Maksimum yer değiştirme cm.		Maksimum ivme cm/sn	
			Ux cm	t sn	ax cm/sn	t sn
YASSI VAR	1 m.	A	7,91	5,18	1,42	3
		B	4,98	4,78	1,50	2,72
		C	3,60	4,88	1,13	2,20
	2 m.	A	7,77	5,18	1,30	3
		B	4,74	4,78	1,21	2,72
		C	3,68	4,88	1,13	2,20
	4 m.	A	7,44	5,18	1,34	3
		B	4,49	4,78	1,10	2,72
		C	4,88	4,88	0,95	2,20
	6 m.	A	7,24	5,18	1,21	3
		B	4,37	4,78	1,45	2,72
		C	3,68	4,88	2,24	2,20



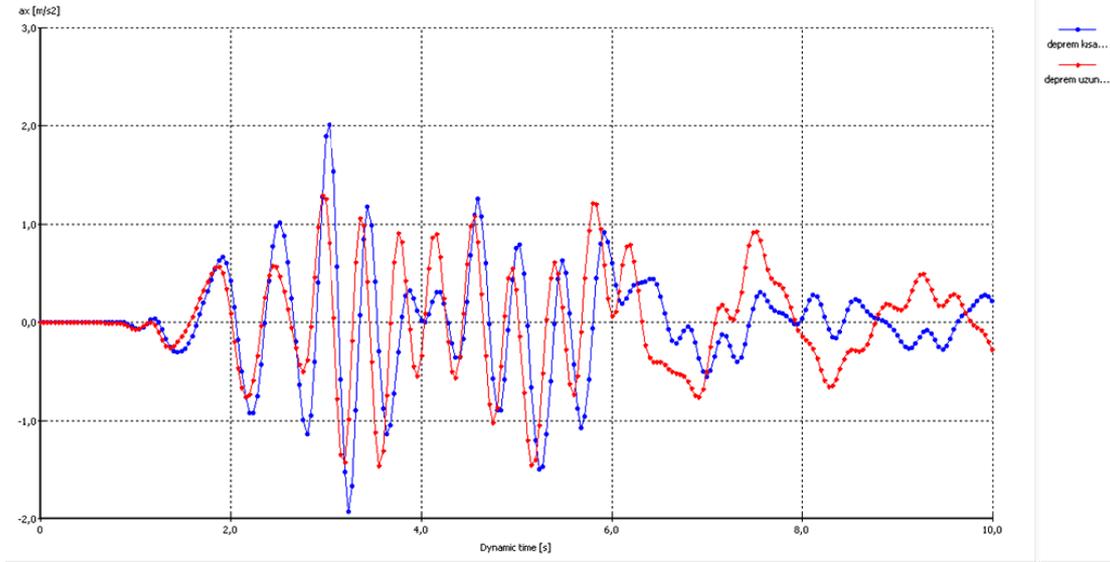
Şekil 7.4 (a). Deprem uzun doğrultuda etkidiğinde A noktası 4 farklı temel derinliklerinde maksimum yer değiştirme değerleri



Şekil 7.4 (b). Deprem iki doğrultuda etkidiğinde A noktası maksimum yer değiştirme değerleri

Deprem binanın uzun doğrultusunda etki etmesi durumunda binanın tepe noktası A da elde edilen maksimum yer değiştirme değeri temel derinliğinden bağımsız ve kısa doğrultuda okunan yer değiştirme değerlerine göre %20 daha düşük değerlerdedir.

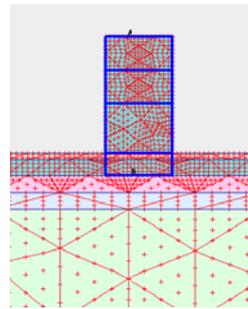
Farklı iki yönde deprem etki etmesi durumunda mavi yatay yer değiştirme değeri depremin kısa doğrultuda etki etmesi durumu ilk 6 sn de yatay yer değiştirme değeri daha yüksek, ancak 6 sn den sonra depremin uzun doğrultuda etki etmesi durumunda yatay yer değiştirme değerinde gözle görülür artış gözlenmektedir.



Şekil 7.4 (c). Deprem iki doğrultuda etkidiğinde A noktası maksimum yatay ivme değerleri

Depremi farklı iki doğrultuda etki etmesi durumunda binanın tepe noktası A da oluşan maksimum yatay ivme  $a_{max}$  değerleri okunduğunda ilk 6 sn de kısa doğrultuda maksimum yatay ivme değerleri okunurken 6. Sn den sonra okunan maksimum yatay ivme değerleri depremin uzun doğrultuda etkidiği binadan alınmıştır.

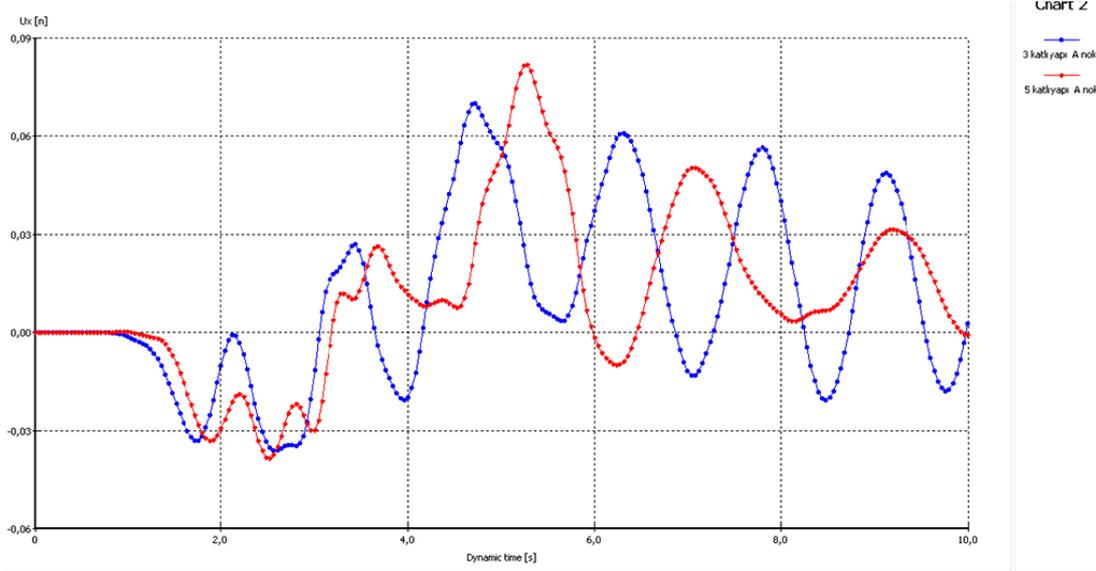
(iv). Yapının Dinamik Davranışına Binadan Kat Alınması Durumu Etkisi (( $M_w$ : 5.4 &  $M_w$ :7.1 ))



— Kısa doğrultuda deprem etkisi

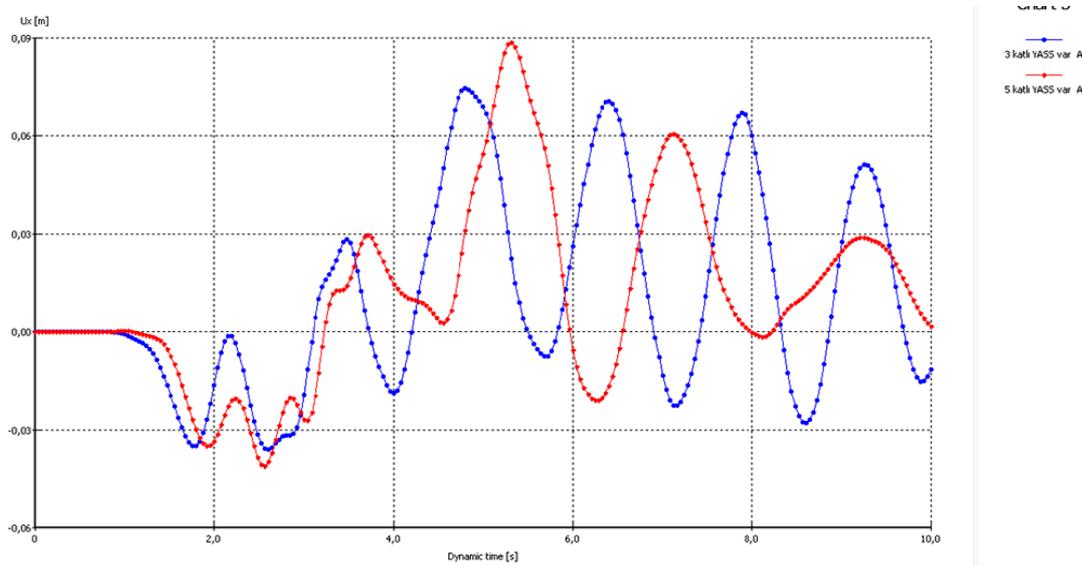
Tablo 7.5. Sonlu Eleman Modeli Yapının Dinamik ( $M_w: 5.4$ ) Davranışına “Binadan 2 Kat Alınması Durumunda” Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer Değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri

Dinamik durumda $M_w: 5.4$ gerçek deprem ivmesi kullanılmıştır.						
3kath (dükkân+2kat) yapı	Temel derinliği m.	Sonlu elemanlar ağında seçilen nokta	Maksimum yer değiştirme cm.		Maksimum ivme cm/sn	
			$U_x$ cm	t sn	$a_x$ cm/sn	t sn
YASS VAR	1 m.	A	7,31	4,72	1,58	2,44
		B	5,11	4,88	1,67	3,00
		C	3,70	4,88	0,96	2,52
	2 m.	A	7,01	4,72	1,68	2,44
		B	4,89	4,88	1,20	3,00
		C	3,70	4,88	0,98	2,52
	4 m.	A	6,17	4,72	1,73	2,36
		B	4,68	4,88	0,91	3,00
		C	3,69	4,88	0,95	2,52
	6 m.	A	5,45	4,72	1,51	2,72
		B	4,65	4,88	1,42	3,00
		C	3,70	4,88	0,89	2,52



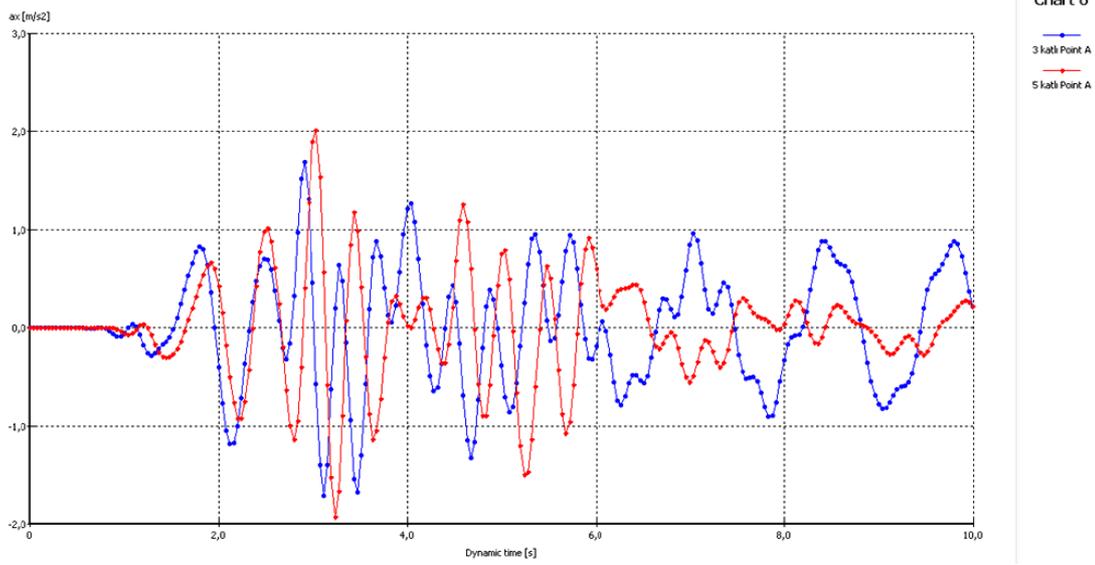
Şekil 7.5 (a). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası ilişki temel derinliği 2 m.

Temel derinliği -2 m kotunda iken binanın tepe noktası A noktasında oluşan yatay yer değiştirme değerleri binadan 2 kat alınması yani bina yüksekliği azaltıldığı aynı azalma oranında küçülmüştür.



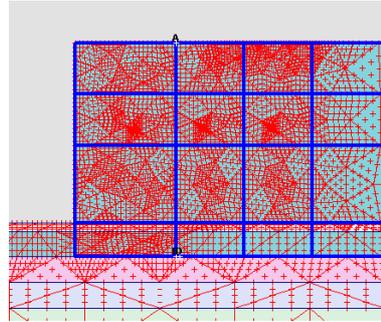
Şekil 7.5 (b). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası YASS etkisindeki ilişki temel derinliği 2 m.

YASS varlığı durumunda tüm bu durum daha büyük yatay yer değiştirme değerleri okunarak devam etmektedir. Ancak aynı şekilde binadaki kat yüksekliğinin azalması oranında yatay yer değiştirmede gözle görülür düşüş gözlenmiştir.



Şekil 7.5 (c). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası ilişki temel derinliği 2 m.

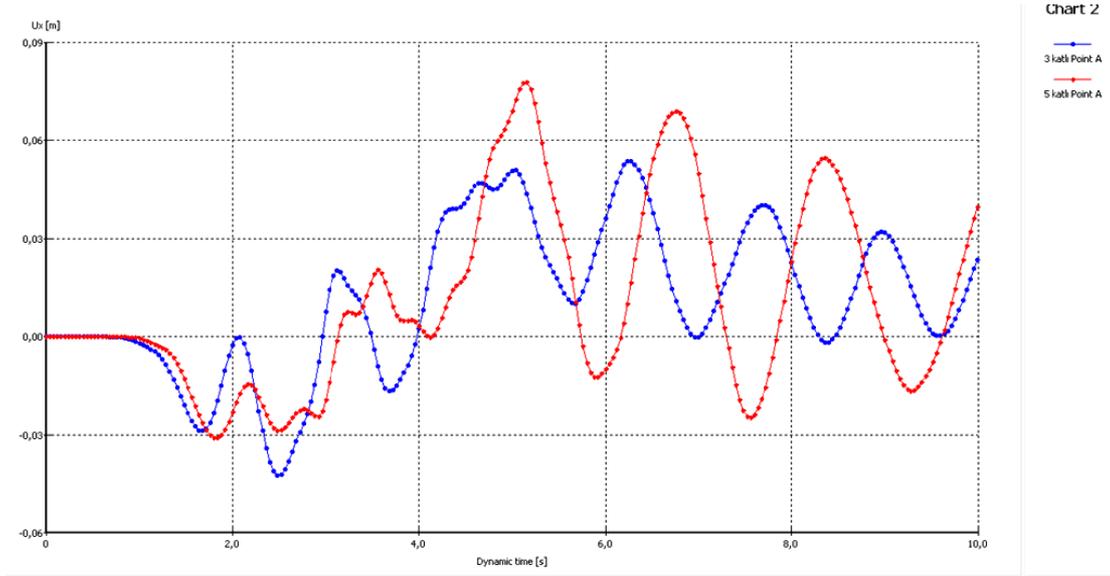
İlk 6 sn de maksimum yatay ivme değeri veren 5 katlı binanın tepe noktası A 6 sn de ivme değerlerindeki düşüş oranında azalıyor, 6 sn den sonra binadan kat alınmış hal yani 3 katlı binanın tepe noktasında A alınan okuma değeri daha yüksek okunuyor.



— Uzun doğrultuda deprem etkisi

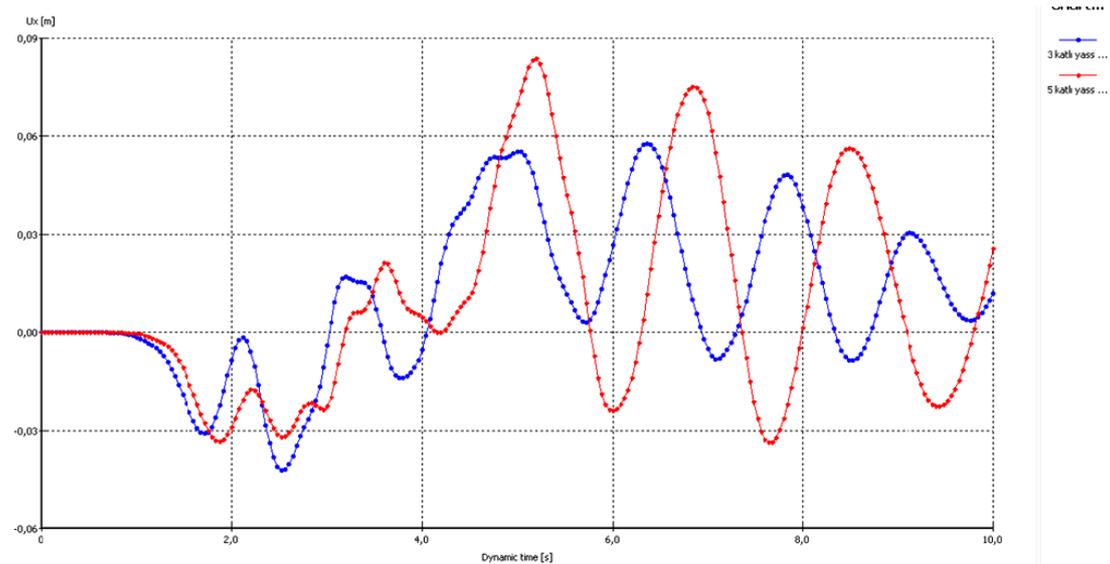
Tablo 7.6. Sonlu Eleman Modeli Yapının Dinamik ( $M_w: 5.4$ ) Davranışına “Binadan 2 Kat Alınması Durumunda” Etkisi ve Elde Edilen Maksimum Yatay Yer Değiştirme ve Maksimum Yatay İvme Değerleri

<b>Dinamik durumda <math>M_w: 5.4</math> gerçek deprem ivmesi kullanılmıştır.</b>						
5katlı (dükkan+2kat) yapı	Temel derinliği m.	Sonlu elemanlar ağında seçilen nokta	Maksimum yer değiştirme cm.		Maksimum ivme cm/sn	
			Ux cm	t sn	ax cm/sn	t sn
			YASSI VAR	1 m.	A	5,60
B	5,06	4,88			1,61	2,72
C	3,70	4,88			0,95	3,85
2 m.	A	5,36		6,28	1,1	2,44
	B	4,89		4,88	1,33	2,72
	C	3,69		4,88	1,21	3,85
4 m.	A	5,19		6,28	1,15	2,44
	B	4,69		4,88	1,18	2,72
	C	3,75		4,88	0,79	3,85
6 m.	A	5,35		6,28	1,09	2,44
	B	4,57		4,88	1,44	2,72
	C	3,76		4,88	0,78	3,85

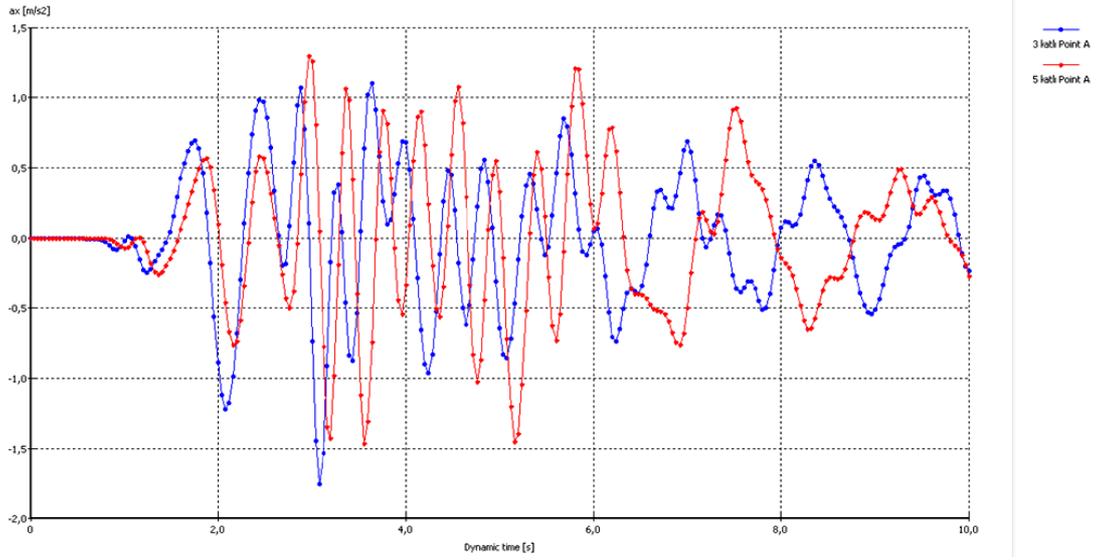


Şekil7.5 (d). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası ilişki temel derinliği 2 m.

Temel derinliği sabit binanın tepe noktası A noktasında oluşan yatay yer değiştirme değerleri binadan 2 kat alınması yani bina yüksekliği azaltıldığı aynı azalma oranında küçülmüştür. YASS varlığı durumunda tüm bu durum daha büyük yatay yer değiştirme değerleri okunarak devam etmektedir. Ancak aynı şekilde binadaki kat yüksekliğinin azalması oranında yatay yer değiştirmede gözle görülür düşüş gözlenmiştir.



Şekil7.5 (e). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası YASS etkisindeki ilişki Df: 2 m.



Şekil 7.5 (f). Kat alınmış A noktası ve alınmamış A noktası arası ya arası yatay ivme-zaman ilişkisi

Df: 2 m

İlk 6 sn de maksimum yatay ivme değeri veren 5 katlı binanın tepe noktası A 6 sn de ivme değerlerindeki düşüş oranında azalıyor, 6 sn den sonra binadan kat alınmış hal yani 3 katlı binanın tepe noktasında A alınan okuma değeri daha yüksek okunuyor.

- Bu tez çalışması bünyesinde yapılan parametrik hesaplamalar, değerlendirme ve karşılaştırmaların sonuçları ve tüm hesaplama detayları çalışma alanı özel mülk olduğundan tez içerisinde detaylı verilmemiştir. Ancak bilgi talebi durumunda yazardan bilgi alınabilir.

## BÖLÜM 8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

- Yüksek sismisiteye sahip inceleme alanı Adapazarı aynı zamanda yumuşak ve derin alüvyon üzerine kurulmuş yerleşim alanıdır. Yerel zemin koşullarının yapıların dinamik durumda davranışına etkisinin hangi parametrelere bağlı olduğu konusunun araştırıldığı bu çalışmada elde edilen sonuçlar şu şekilde açıklanmıştır.
- Türkiye dünyadaki en etki deprem kuşaklarından biri olan Alpin deprem kuşağı üzerinde yer alan ve birçok diri fayın etkisindedir. Adapazarı şehri bu diri fay hatlarından biri olan Kuzey Anadolu Fay hattının batı ucundadır. Şehrin tamamı Türkiye deprem bölgeleri haritasında 1.derece deprem bölgesindedir. Sakarya ili geçmişten günümüze Sakarya Nehri etkisinde kalmış ve zaman zaman su baskınlarına ve nehir taşkınlarına maruz kalan şehir merkezi kalın alüvyon tabaka ile kaplıdır. Kent merkezi önceleri bataklıklarla çevrili adadır. . YASS genelde 0,6-3,95 m arasında değişen değerler vermiştir.
- 17 Ağustos Marmara Depremi'nin meydana geldiği Kuzey Anadolu Fay hattı üzerinde yer alan Adapazarı şehri için deprem kaçınılmaz bir gerçektir. 1939 yılından başlayan süreç içerisinde 6 büyük deprem geçirmiş olan şehir çevre illeri İstanbul ve Kocaeli kadar önemli ticaret ve sanayi merkezi olma yolundadır. Bu şekilde gelişme gösteren bu kent tabi hızlı bir şekilde göç almaktadır. Bunun sonucu olarak barınma ihtiyaçları sürekli artmaktadır. Hızlı yapılaşma kimi zaman kontrol edilemez boyutlara ulaşmaktadır. Bu yüzden yönetmelikler, imar mevzuatına ve zemin koşullarına uygun yapılar yapılıp yapılmadığının kontrol edilemediği durumlar olmaktadır. Bu yanlış ve eksik uygulamalar sonucunda 17 Ağustos 1999 Marmara depreminin sonucu maddi ve manevi hasar miktarı büyük olmuştur. 1999 Marmara Depremi öncesinde şehre ait çok fazla zemin özellikleriyle ilgili belge yoktur.

- Deprem sonrası zemin araştırma çalışmalarına verilen önem sayesinde Maltepe, Otuzikievler, Hızırtepe ve Beşköprü semtlerinin zeminlerinin kaya zemin ancak şehrin diğer bölgelerinde zayıf zemin özellikleri göstermeye yatkın alüvyon zemin olduğu ortaya çıkmıştır. Merkezde alüvyon kalınlığı 1000-1500 metre ölçülmüştür. Bu zemin özellikleri de depremde hasar miktarını arttıran bir etki oluşturmuştur. Adapazarı zeminlerinde yapılan birçok çalışma sonucunda zemin tabakalarının sıkışabilme özelliğinin yüksek olduğu ve zeminlerin sıvılaşma potansiyeli taşıdığı ortaya çıkmıştır.
- Zeminlerin sıvılaşması ve deprem etkisiyle oturma oluşması hakkında inceleme alanında yapılan çalışma sonuçlarına göre; Karaosman mah. sınırları dahilindeki yapı grubu (A1 binasında 5-10 cm arasında oturma olduğu için orta hasarlı, A2 binası ağır hasarlı, hemen yanındaki A3 ve A4 binaları depremi hafif hasar ile atlattımlardır) bu grup içerisinde depremde yerinden çıkarak yan yatmış bina A2 binası için deprem sonrası oturmaların incelenmesi ve zemin profili ortaya konması açısından mahalle bazlı sondajlardan yararlanılmış ayrıca yapıya ait bina projelerine ulaşılarak bina konumu, bina plan - projeleri ve parsel bazlı zemin etüdünden gerekli parametrelere ulaşılmıştır. Buna göre YASS 2 m derindedir, beklenen deprem  $M_w = 7.4$  ve beklenen maksimum ivme  $a_{max} = 0.4$  olduğunda zemin profilinde SPT ölçümü yapılmış tabakalarda güvenlik sayısı değerleri sadece 4.5m ve 9m de Güvenlik sayısının ( $>1.1$ )' in üzerinde çıkmıştır. Bu sebeple inceleme alanında bu tabaka derinlikleri haricinde diğer tüm derinliklerde sıvılaşma olması beklenmektedir. 15 m lik sondajın ilk 3.5 m ve 6-8 m derinlikte ve 10m derinlikten sonraki tüm tabakalarda sıvılaşma sonucu elde edilen güvenlik sayılarına bakarak bu alanda tüm şartlar aynı anda sağlandığında sıvılaşma olması muhtemeldir. Açıkça bu derinliklerdeki tabakalarda bu deprem sonucunda sıvılaşma olması muhtemel sonucu çıkmıştır.
- Yine aynı zemin profilindeki A2 ağır hasarlı binası için sıvılaşmaya bağlı zemin deformasyonları belirlenmeye çalışılmıştır. İnceleme alanı zemin profilinde sıvılaşma olması muhtemel derinliklerde suya doymuş plastik olmayan kum ve düşük plastisiteli silt zeminde üzerindeki yapının oturmasına neden olan sıvılaşmaya bağlı deformasyonların belirlenmesi için Isihara ve Yoshimine

(1992)'nin çalışması kullanılarak deneye dayalı yöntemle deformasyon değerleri hesaplanmıştır. Ayrıca Sonlu elemanlara dayalı Plaxis 8.6 ile yapılan dinamik hesap sonucunda ise binanın yapısal özellikleri ve zemin özellikleri Tablo 6.1 de verilmiş olan özelliklerde modellenmiş, ve her iki hesap sonucunda bu binada 20cm-16cm arasında değişen oturma hesaplanmıştır. İncelenen yapının yerinden çıkmış olması deprem sırasında ne kadar zemin oturması yaptığının belirlenmesi engellemiştir. Ancak incelenen binanın yan parselinde buluna A1 yapısında 15-25 arasında zemine batma rapor edilmiş ve bu yapı orta hasarlı olarak kayıt edilmiştir. Bu göz önünde tutularak hesaplanan değerlerin güvenilir değerler olduğu söylenebilir.

- Sıvılaşma ve oturma gözlenen inceleme alanında yapımına yeni başlanacak binalar için binaların gömme derinlikleri fazla tutulması (1.5m) binaları yanal deprem yükleri ve yanal toprak etkisini karşılamaları amacıyla tavsiye edilir. Binaların projelendirilmeden önce zemin etütlerin yaptırılması ve betonarme hesapların buradan bulunacak zemin parametreleri ile yapılması gerekmektedir. Ayrıca zeminlerin yetersiz olması durumunda sıvılaşma potansiyeline göre zemin iyileştirme işlemleri yapılabilir.
- Yapının Dinamik Davranışına Temel Derinliği Etkisi: binanın deprem etkisi altında temel derinliğinde yapılan değişiklikler A tepe noktasındaki yatay yer değiştirmeyi Mw:5.5 büyüklüğündeki deprem etkisinde %2-2,5 oranında artırıyor. Ancak deprem Mw:7.1 büyüklüğünde aynı hesap tekrarlandığında %5-6 oranında artış görülmüştür. Yatay ivme değerleri değerlendirilmesi için ise Mw:5.4 ve Mw:7.1 büyüklüğünde depremde temel derinliklerinde yapılan farklı önemli değişiklikler görülmemiştir.
- Yapının Dinamik Davranışına YASS Etkisi; yapı deprem etkisi altında YASS - 2m derinde olduğu durumunda ve temel derinliği de -2m kotunda iken, tepe noktası A ve temel tabanı B noktasında YASS olmayan duruma göre yatay yer değiştirme  $U_x$ , t:5.28. sn de %8.53 oranında artış göstermiştir. Aynı şekilde yatay ivme  $a_{max}$  değerinde ise %5.9 değerinde bir azalma görülmektedir. Her iki durumda plaxis sonlu eleman ağı en alt noktasında ise koşulların her durumda

aynı olması nedeniyle herhangi bir değişiklik meydana gelmemiştir. Yatay yer değiştirme YASS varken daha yüksek değer oluşturuyor aynı zamanda kat adedi(bina yüksekliği) azatlığında temel derinliğinden bağımsız olarak azalmaktadır.

- Yapının Dinamik Davranışına Deprem Yönü Etkisi değerlendirilmesi yapının önce kısa doğrultuda daha sonra uzun kenarı doğrultusunda dinamik çözümlenmesiyle elde ediliyor. Buna göre; kısa kenarı doğrultusunda D+4 katlı yapıda A noktasında elde edilen  $U_x$  değeri , uzun kenarı doğrultusunda D+4 katlı yapıda A noktasında elde edilen  $U_x$  değeri arasında %5-6 arasında değişen oranda azalma gözleniyor. Yani deprem uzun doğrultuda etki ettiğinde bina tepe noktasında daha küçük yer değiştirme değeri okunuyor. Aynı şekilde yatay ivme amax değerleri göz önüne alındığında %34 oranında azalma ölçülüyor. Bu sonuca göre deprem uzun doğrultuda yapıya etkidiğinde yatay max ivme %34 oranında kısa doğrultuda etkimesi halinden küçük çıkıyor. Sonuç olarak bina deprem yönünde geniş tabanlı yer alıyorsa binada tepe noktasında ölçülen yatay yer değiştirme değeri  $U_x$  ve yatay ivme  $a_x$  her zaman daha küçük çıkmaktadır.
- Yapının Dinamik Davranışına Binadan Kat Alınması Durumunda Etkisi YASS varlığı tepe noktası A da yer değiştirme miktarını arttırıyor. Ancak yapı yüksekliği azaltıldığında (2 kat alındığında) kat alınmış yapıdaki yatay yer değiştirme değerleri A ve B noktası için karşılaştırıldığında iki değer arasındaki fark azalıyor.
- Deprem büyüklüğü 5.4 iken temel derinliği 2 m. ve YASS yok kabul edildiğinde  $U_x$  8.2cm ve  $a_x$  2.01 , bu durumda yapıdan 2 kat alındığında  $u_x$  7.0 ve  $a_x$  1.6 ,bu değerlerin oranlanmasıyla  $u_x$  değişimi % 1.46 , ve  $a_x$  değişimi % 1.99 olarak bulunur.
- Deprem büyüklüğü 7.1 iken temel derinliği 2 m. ve YASS yok kabul edildiğinde  $U_x$  25,2 ve  $a_x$  4.5, bu durumda yapıdan 2 kat alındığında  $u_x$  34 ve  $a_x$  6 ,bu değerlerin oranlanmasıyla  $u_x$  değişimi % 34, ve  $a_x$  değişimi % 5.5 olarak

bulunur. Bu durumda büyük depremde kat alınmasının yapının güvenliği açısından etkili bir yöntem olmadığı ortaya çıkmıştır.

- Deprem büyüklüğü  $M_w:5.4$  iken tepe noktası A da ölçülen yatay yer değiştirme ve yatay ivme değerlerinin  $M_w:7.1$  iken artmış değerleri oranı sırasıyla %67 ve %55 şeklinde ölçülmüştür. Binanın 2 katı alındığında yani bina yüksekliği azaltıldığında yukarıda verilen bu artış oranlarındaki değişim  $U_x\% 78$  ve  $a_x\% 76$  oranında olmaktadır.
- Sonuç olarak dinamik durumda yüzeysel temelli 4-6 katlı ve farklı oranlarda deprem hasarları görmüş bu yapı grubunun deprem sırasındaki davranışını belirleyen parametreler YASS, bina yüksekliği, depremin binanın kısa ve uzun doğrultusunda etkimesi durumu ve depremin büyüklüğü olarak belirlenmiştir. Gerek depremin maksimum yatay ve düşey yer değiştirme ve yatay ivme değerlerinin yorumlanmasına bağlı olarak yapının tepe noktası A, temel tabanı B noktasında bu değerlerin farklı değerler aldığı görülmüştür.
- Yüzeysel temelli 4-6 katlı binaların deprem sırasındaki davranışlarının parametrik incelenmesi konulu çalışma kapsamında Adapazarı'nda yer alan yapı grubunun deprem sırasında yapı ve zemin farklı şekillerde hareket ettiği ve buna bağlı olarak zemin yapının davranışını değişik şekillerde etkilediği durumu açıklaması amaçlanan bu çalışmada derin alüvyon üzerinde taban alanları birbirinden farklı 4 adet yapı önce beraber sonra tek dükkân+4 katlı yapı olarak, 2 farklı deprem büyüklüğü etkisinde nümerik modellenerek çözümü yapılmış ve 2 farklı büyüklükteki deprem etkisinde dinamik durumda analiz edilmiştir. Ancak kullanılan programın bu versiyonu henüz zemin sıvılaşması konusunda hesap yapamamaktadır. Bu çalışmanın zeminlerin deprem sırasında oluşabilecek sıvılaşma ve tekrarlı yükler nedeniyle zeminin kayma direncinde meydana gelecek oturma değerlerini modelleyebilen ve 3 boyutlu dinamik analiz yapabilen bir program ile deprem kayıtlarının sayısı artırılarak çözümünün yapılması bu çalışmanın daha ileriki aşaması olarak önerilebilir.

## KAYNAKLAR

- [1] 17 Ağustos 1999 Depremi İzmit Körfezi Depremi Raporu, TC Bayındırlık Ve Iskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müd. Deprem Araştırma Dairesi Başk. , Ankara, 2000.
- [2] Adapazarı Büyükşehir Belediyesine Ait Yıllık Proje Yatırım Ve Faaliyet Raporları 1994-1999 Yılları Arası, Teknik İşler Daire Başkanlığı, Ar-Ge Adapazarı
- [3] ANDERSON, J. G., SUCUOGLU, H., ERBERİK, A., YILMAZ, T., INAN, E., DURUKAL, E., ERDİK, M., ANOOSHEHPOOR, R., BRUNE, J. N., NI, S., Implications For Seismic Hazard Analyses, Earthquake Spectra, 16,113–137,2000.
- [4] ANDREWS, D. C. A., AND MARTIN, G. R., Criteria For Liquefaction Of Silty soils,Proc., 12th World Conf. On Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand, Nz Soc. For Eq Engrg., Paper No. 0312, 2000.
- [5] ANDRUS, R. D., AND STOKOE, K. H., Liquefaction Resistance Based On Shear Wave Velocity, Proc. NCEER Workshop On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils, Nat. Ctr. For Earthquake Engrg. Res., Nceer-97-0022, State Univ. Of New York At Buffalo, 89–128, 1997.
- [6] ANSAL, A. M. , ERKEN, A., Killerin Tekrarlı Gerilmeler Altında Davranışı,Deprem Araştırma Bülteni, Yıl 12, No.48, 5-81, 1985.
- [7] ANSAL, A. M., ERKEN, A., In-Situ Penetration Tests And Soil Profiling In Adapazarı, Turkey, Proc. Xvth ICSMGE Ege Satellite Conference, Istanbul, Turkey, 259-265. Engineering, 126(11), 1015-1025, 2001.
- [8] ANSAL, A. M., ERKEN, A., Liquefaction Potential Of Silty Sand Deposits, Proc. Of 9th. European Conference On Earthquake Engng., Moscow, Ussr Vol.4-B, 71-80, 1990.
- [9] ANSAL, A.M., Strong Motions And Site Amplification, Theme Lecture, Second International Conference On Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Portugal, Balkema, Rotterdam, 3, 879-894, 1999.
- [10] ARDEL, A., INANDIK, H., “Marmara Denizinin Teşekkül Ve Tekamülü”, Türk Coğrafya Dergisi, No17, Istanbul, 1957.

- [11] AYDAN, Ö., ULUSAY, R., KUMSAR,H., SÖNMEZ,H., AND TUNCAY,E., “A Site Investigation Of June 27 , 1998 Adana-Ceyhan Earthquake, Turkish Earthquake Foundation , Tdv/Dr , 1998.
- [12] AYDAN, Ö., ULUSAY, R., KUMSAR,H., SÖNMEZ,H., AND TUNCAY,E., “Liquefaction Phenomenon In The Earthquakes Of Turkey” .Proceedings Of The 12 Th World Conferance On Earthquake Eng., New Zealand, 2000.
- [13] BADIA, V.M., (2003), “Finite Element Modeling of Embankment Founded on Liquefiable Foundation Subjected to Seismic Excitation” Master of Science Thesis, University of Puerto Rico, Mayagüez Campus.
- [14] BAKER, W.H, Planning And Performing Structural Chemical Grouting, “Grouting In Geotechnical Eng. ”, Proc. A.S.C.E Spec. Symp.,Pp.515-40, 1982.
- [15] BAKIR, B. S., SUCUOGLU, H., YILMAZ, T., 2002. An Overview of local site effects and the associated building damage during the 17 August 1999 Izmit Earthquake, Bull Seismol. Soc. Am, 92(1), 509–526.
- [16] BAKIR, B. S., SUCUOGLU, H., YILMAZ, T., An Overview Of Local Site Effects and The Associated Building Damage During The 17 August 1999 Izmit Earthquake, Bull Seismol. Soc. Am, 92(1), 509–526. 2002.
- [17] BALKAYA, M., KAYA, Z., HATIPOĞLU, M., ERKEN, A., Adapazarı’nda Yerel Zemin Koşullarının Yapısal Davranışa Etkisi Üzerine Bir Vaka Analizi, 2005.
- [18] BAYKAL, F., “Adapazarı-Kandıra Bölgesinde Jeolojik Etüdler”. Ist. Ün. Fen Fak. Mec., Serı B, Cılt Vııı, Sayı 4, İstanbul, 1943.
- [19] BAZIAR, M. H., DOBRY, R., AND ELGAMAL, A-W. M., Engineering Evaluation Of Permanent Ground Deformations Due To Seismically-Induced Liquefaction, Buffalo, Ny, National Center For Earthquake Engineering Research Technical Report Nceer-92-0007, March 24. 1992.
- [20] BILGE, H. T., CETIN, K. O., Probabilistic Models For The Assessment of Cyclic Soil Deformations, Proceedings of The 8th U.S. National Conference On Earthquake Engineering, April 18-22, San Francisco, California, Usa. 2006.
- [21] BILGIN,T., “Adapazarı Ovası Ve Sapanca Oluğunun Alüvyal Morfolojisi Ve Kuvaternerdeki Jeomorfolojik Tekamülü ”, Ist. Üni. Edebiyat Fakültesi Yayınları, No:2572, İstanbul, 1984.
- [22] BIOT M.A., “The Theory Of Propagation Of Elastic Waves In A Fluid Saturated Porous Solid Parts II”, Journal Acouz. Soc. Amer. Vol:28, 1956.

- [23] BIRINGEN, E., Soil Amplification And Case Studies For Clayey Soils, Master Thesis, Boğaziçi University, Istanbul, (2000).
- [24] BOL, E., ÖNALP, A., “Adapazarı Zeminlerinin Jeomorfolojik ve Geoteknik Özellikleri”, ZMTM 9. Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir. 2002.
- [25] BOORE, D. M., JOYNER, W. B., AND FUMAL, T. E., Equations For Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: Summary of Recent Work, Seismological Research Lett. 68,128-153. 1997.
- [26] BOULANGER, R. W., MEYERS, M. W., MEJIA, L. H., IDRIS, I. M., Behavior Of A Fine-Grained Soil During The Loma Prieta Earthquake, Canadian Geotechnical Journal, 35, 146-158. 1998.
- [27] BOULANGER, R.W., AND IDRIS, I. M., Evaluating The Potential For Liquefaction Or Cyclic Failure Of Silts And Clays, Report No.Ucd/Cgm-04/01, Center For Geotechnical Modeling, Department Of Civil & Environmental Engineering University Of California, Davis, California. 2004.
- [28] BOWLES J.E., Foundation Analysis And Design,Mc Graw Hill Book Company,Singapore,1004pp, 1988.
- [29] BRAY, J D., SANCIO, R. B., DURGUNOGLU, T., ONAL, A., YOUNG, T. L., STEWART, J. P.,SEED, R. B., CETIN, O. K., BOL, E., BATURAY, M. B., CHRISTENSEN, C., AND KARADAYILAR, T., Subsurface Characterization At Ground Failure Sites In Adapazarı, Turkey, Journal Of Geotechnical Engineering, Asce, 130(7), 673-685. 2004b.
- [30] BRAY, J. D., SANCIO, R. B., Assessment Of The Liquefaction Susceptibility Of Fine-Grained Soils, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, Asce, 132 (9), 1165-1177. 2006.
- [31] BRAY, J. D., SANCIO, R. B., DURGUNOGLU, H. T., ONALP, A., SEED, R. B., STEWART, J.P., YOUNG, T. L., BATURAY, M. B., CETIN, K. O., CHRISTENSEN, C., KARADAYILAR, T. AND EMREM, C., Ground Failure In Adapazarı, Turkey, In 15th ICSMGG, Tc4 Satellite Conference On Lessons Learned From Recent Strong Earthquakes, Istanbul, Turkey, August 2001, 19-28, 2001.
- [32] BRAY, J. D., SANCIO, R. B., RIEMER, M. F., AND DURGUNOGLU, T., Liquefaction Susceptibility Of Fine-Grained Soils, 11th Int. Conf. On Soil Dynamics And Earthquake Engineering And 3rd Int. Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin Et Al., Eds., Stallion Press, 655-662. 288,2004a.

- [33] BRAY, J. D., STEWART, J. P., BATURAY, M. B., DURGUNOGLU, T., ONALP, A., SANCIO, R. B. AND URAL, D., Damage Patterns And Foundation Performance In Adapazari, Chapter 8 Of Kocaeli Turkey Earthquake Of Agust 17, 1999 Reconnaissance Report, In Earthquake Spectra J., Eeri, 16, 163-189.
- [34] BRAY,J.,STEWART,J.P.,”damage patterns and foundation performance in Adapazari”, EQ Spectra,vol:16, 2000.
- [35] BRINKGREVE, R.B.J., VERMEER,P.A.,”Plaxis Manual,Nedherland, 2000.
- [36] BUDHU M, AL-KARNI A. “Seismic bearing capacity of soils”. Ge’otechnique;43(1):181–7. 1993.
- [37] BYRNE, P. M., JITNO, H., AND SALGADO, F., Earthquake Induced Displacements Of Soil Structure Systems, Proc., 10th World Conf. On Earthquake Eng., A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1407-1412. 1992.
- [38] CASTRO, G., SEED, R. B., KELLER, T. O. AND SEED, H. B., Steady-State Strength Analysis Of Lower San Fernando Dam Slide, Journal Of Geotechnical Engineering, 118, 406-427. 1992.
- [39] CELEP, Z., KUMBASAR, N., “Deprem Mühendisliine Giriş Ve Deprem Dayanıklı Yapı Tasarımı ”, Sema Matbaacılık, Istanbul, 1993.
- [40] CERNICA, J.N., Geotechnical Eng. Foundation Design John Wiley And Sons, Newyork, Usa, 1995.
- [41] CHAN, A.H. C., A Unified Finite Element Solution To Static And Dynamic Claredon Press. 1996.
- [42] CLOUGH, R.W, PENZIEN J.. “Dynamics of Structures”, McGraw-Hill, Taipei,Taiwan. (1993).
- [43] CODUTO, D. P., Geotechnical Engineering Principles And Practce, Prentice Hall, (1998).
- [44] Committee On Earthquake Eng., Liquefaction Of Soils During Earthquakes., National Acedemy Press, Washington.D.C.,Usa, 1985.
- [45] ÇAMLIBEL, A.N., Yüzeysel Yapı Temelleri, Birsen Yayınları, 1983.
- [46] DAĞDEVİREN U., SUNBUL A.B., GÜNDÜZ Z., ARMAN H., “Olası Istanbul Depreminin Adapazari’nda Beklenen Etkisi” Uluslararası Sakarya Dep.Semp., “İlk On Yılında Marmara Depreminin Öğrettikleri”, 1-2 Ekim, Sakarya 2009.
- [47] DAY, R. W.,. Geotechnical Earthquake Engineering Handbook, Mcgraw-Hill Companies, New York. 2002.

- [48] DE ALBA, P., SEED, H. B., CHAN, C. K., Sand Liquefaction In Large Scale Simple Shear Tests, Journal Of Geotechnical Engineering, 102(Gt9), 909-927. 1976.
- [49] DEMİR, M., Adapazarı Bölgesi Zemin Büyütme Faktörünün İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi. (Eylül 2007).
- [50] DEMİRTAŞ, R., 17 Ağustos 1999 İzmit Körfezi Depremi, Mavi Gezegen, Tmmob Jeoloji Müh. Od. Yayını, (1999).
- [51] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık Ve İskân Bakanlığı, 2009.
- [52] DESAI C.S, “A General Basis For Yield Failure And Potential Functions In Plasticity “Int. Jour. For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics, V:4,1972.
- [53] Design And Analysis, Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Pub. Asce, 44, S. Prakash And P. Dakoulas (Eds.), October, 51-76. 291,1994.
- [54] DOBRY, R., Contribution To Working Group No.2, Proc., 3rd Japan-U. S.Workshop On Earthquake Resistant Design Of Lifeline Facilities And Countermeasures For Soil Liquefaction, Buffalo, Ny, National Center For Earthquake Engineering Research Technical Report Nceer-91-0001, T. D. O’rourke And M. Hamada (Ed.), February 1, 643-645. 1990.
- [55] DOBRY, R., LADD, R. S., YOKEL, F. Y., CHUNG, R. M AND POWELL, D., Prediction Of Pore Water Pressure Build Up And Liquefaction Of Sands 289 During EQ By The Cyclic Strain Method, National Bureau Of Standards, Building Science Series 138, U.S. Dept. Of Commerce. 1982.
- [56] DOĞAN,O., “ Sakarya İli Ve Çevresi Jeofizik Rezistivite Etüd Raporu “, Dsi Yer Altı Suları Dairesi Başkanlığı, Arşiv No:50 , Ankara, 1968.
- [57] DURGUNOĞLU, H. T., YILMAZ, O., KALAFAT, M., KARADAYILAR, T., ESER, M., 2004. An Integrated Approach For Characterization And Modeling Of Soft Clays Under Seismic Loading; A Case Study, Proceeding 11th Icsd And 3th Icege, Uc Berkeley, California, U.S.A., 7-9 January 2004.
- [58] EMRE, Ö., ERKAL, T., TCHEPALYGA, A., KAZANCI, N., KEÇER, M., ÜNAY E., “Doğu Marmara Bölgesinin Neojen-Kuvaternerdeki Evrimini “, Mta Dergisi No:120, Ankara, 1998.
- [59] ERENDİL, M., “Dünden Bugüne Sakarya İli ”Adapazarı Rotary Kulübü, Ünal Ofset Aş., İstanbul, 1990.

- [60] ERGUN, M. U., Design And Performance Of Two Port Silos On Improved Ground, Grouting Soil Imp. And Geosynthetics, A.S.C.E. Spec. Conf. ,New Orleans,(1992).
- [61] ERİNÇ, S., “ Jeomorfoloji” , Der Yayınları, İstanbul, 2000.
- [62] ERKEN, A., ANSAL, A. M., Liquefaction Characteristics Of Undisturbed Sands, Performance Of Ground And Soil Structure During Earthquakes, 13th Int. Conf. Soil Mechanics And Foundation Engineering, Jan 1994, New Delhi, .165-170. 1994.
- [63] ERKEN, A., The Role Of Geotechnical Factors On Observed Damage In Adap., Proceedings Of The Xvth International Conference On Soil Mechanics & Geotec. Engineering, Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference On Lessons Learned From Recent Strong Earthquakes, İstanbul, Turkey, 29-32. 2001.
- [64] ERKEN, A., VE DİĞ. ”17 Ağustos Kocaeli Depreminde Adapazarı’nda Oluşan Hasar Üzerinde Yerel Zemin Koşularının Etkisi “, Türk Deprem Vakfı Araştırma Projesi, Proje No:00-A-113, 2001-2003.
- [65] FHWA, Training Course in Geotechnical and Foundation Engineering, Geotechnical Earthquake Engineering: Reference Manual, National Highway Institute, Course No:13239-Module 9, FHWA HI-99-012, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington. 1998.
- [66] FHWA, Geotechnical Engineering Circular No. 3-Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering For Highways, Volume I: Design Principal, Volume II: Design Examples, Kavazanjian, Matasovic, Hamou, And Sabitini, Fhwa-Sa-97-076 And 077, U.S. Department Of Transportation, Federal Highway Administration, Washington. 1997.
- [67] FINN, W. D. L., Assessment Of Liquefaction Potential And Post-Liquefaction Behavior Of Earth Structures: Developments 1981-1991, Proc., 2nd Int. Conf. On Recent Advances In Geotechnical Earthquake Engineering And Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, March, 1833-1850, 1991.
- [68] FINN, W.D.L., LEE, K.W., MARTIN, G.R “ An Effective Stress Model for Liquefaction”, ASCE, Vol. 104, No. GT3, pp. 517-533. (1977).
- [69] FIRAT, S., ARMAN, H., VE DİĞ. “Application Of Ground Improvement Methods In Adapazarı City After August 17, 1999 Marmara Earthquake In Turkey, 4th Int. Conf. On Ground Improvement Tech. Malasía 2002.
- [70] G.G. Meyerhof, Canadian Geotechnical Journal, 1, 16.1963.
- [71] GÖKÇEN, R., “Sakarya Ve Marmara Bölgesi”, Özyürek Yayınları , Çağaloğlu, İstanbul, 1990.

- [72] GÜLKAN, P. VE KALKAN, E., Atenuation Characteristics Of Turkey Based On Recent Strong Motion Data, Fifth International Congress On Advances In Civil Engineering (Ace 2002), 25-27 September, ITU, 1, 29-38, Istanbul, Turkey. 2002a.
- [73] GÜLKAN, P. VE KALKAN, E., Atenuation Modeling Of Recent Earthquakes In Turkey, Journal Of Seismology, 6, 397-409, 2002b.
- [74] GÜNDÜZ, Z., ARMAN, H., SERT, S., ÖZOCAK, A., Adapazarı Depreminin 30.Yılında Deprem Mühendisliği Semineri, SAÜ, 1997.
- [75] HAMADA, M., TOWHATA, I, YASUDA, S. AND ISOYAMA, R., Study On Permanent Ground Displacement By Seismic Liquefaction, Computers And Geotechnics, 4, 197-220. 292,1987.
- [76] IDRIS, I. M., AND BOULANGER, R. W., Semi-Empirical Procedures For Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes, Proc., 11th Int. Conference On Soil Dynamics And Earthquake Engineering, And 3rd Int. Conference On Earthquake Geotechnical Engineering, D. Doolin Et Al., Eds., Stallion Press, 1, 32-56. 294,2004.
- [77] INANDIK, H., Adapazarı Ovası Ve Çevresinin Jeomorfolojik Etüdü , Istanbul, 1953.
- [78] ISHIBASHI, I., ZHANG, X., Unified Dynamic Shear Moduli And Damping Ratios Of Sand And Clay, Soils And Foundations, 33(1), 182-191. 1993.
- [79] ISHIIHARA . K., “ Stability Of Natural Deposits During Earthquakes.”, 11th Soil Mechanics And Foundation Eng. Conference , San Francisco, Usa, 1985.
- [80] ISHIIHARA, K. AND YOSHIMINE, M., Evaluation Of Settlements In Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquake, Soils And Foundations, 32,173-188. 1992.
- [81] ISHIIHARA, K., ACACIO, A. A. AND TOWHATA, I., Liquefaction-Induced Ground Damage In Dagupan In The July 16, 1990 Luzon Earthquake, Soils And Found., 33,133-154. 1993.
- [82] ISHIIHARA, K., Liquefaction And Flow Failure During Earthquakes, geotechnique,43, 351-415, 1993.
- [83] ISHIIHARA, K., YOSHIMINE, M., Evaluation Of Settlements In Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes. Soils And Foundations. Vol. 32(1): 173–188–(1992).
- [84] ISHIIHARA. K., “Liquefaction And Flow Failure During Earthquakes” Geotechnique, Usa, 1993.

- [85] ISSMGE ( Int. Soc. For Soil Mec. And Geotech. Eng.), Manual For Zonation On Seismic Geotechnical Hazards. Technical Committee For Earthquake Geotechnical Eng .Of Issmge, 1999.
- [86] ITÜ İnşaat Fakültesi Öğretim Üyeleri, İller Bankası 1.Bölge Müd. Adapazarı Kanalizasyonu İnşaatı Hakkında Geoteknik Rapor , İstanbul, Şubat 1991No. Soap-4.
- [87] IWASAKI, T., TOKIDA,K., TATSUOKA, F., WATANABE, S.,YASUDA, S., AND SATO, H., “Microzonation For Soil Liquefaction Potential Using Simplified Methods”, Proc.3rd Int. Conf. On Microzonation, Seattle,, USA, 1999.
- [88] İYİSAN, R., 1996. Zeminlerde Kayma Dalgası Hızı İle Penetrasyon Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması, İMo Teknik Dergi, 7(2), 1187-1199.
- [89] J.E. Bowles, 1984, “Physical & Geotechnical Properties of Soils”, McGraw Hill Co.,
- [90] KALKAN, E. VE GÜLKAN, P., Discussion Of “An Attenuation Relationship Based On Turkish Strong Motion Data And Iso-Acceleration Map Of Turkey” By Ulusay Et Al., Eng. Geol., 74: 265–291 (2004), Engineering Geology,79, 288-290. 2005.
- [91] KASAPOĞLU, K. E., ULUSAY, R., GÖKÇEOĞLU, C., SÖNMEZ, H., BİNAL, A. VE TUNCAY,E., 17 Ağustos 1999 Dogu Marmara Depremının Jeoteknik Saha İnceleme Raporu, Hacettepe Üniversitesi, Müh. Fak., Jeoloji Müh. Böl., Uygulamalı Jeoloji Anabilim Dalı, 95s, <http://www.jeomuh.hacettepe.edu.tr>. 1999.
- [92] KELEŞ,N., “Adapazarı Zırai Araştırma Enstitüsü Sahası Jeofizik Rezistivite Etüd Raporu”, Dsı , Genel Müd., 1.Bölge, Bursa, 1974.
- [93] KIKU, H., YOSHIDA, N., YASUDA, S., IRISAVA, T., NAKASAWA, H., SHIMIZU, Y., ANSAL, A., ERKEN, A., “In-Situ Penetration Test And Soil Profiling In Adapazarı”, Turkey , Xv Icsmge Tc4 Satelite Conference On Lessons Learned From Recent Strong Earthquakes , İstanbul, Turkey, 2001.
- [94] KIKU, H., YOSHIDA, N., YASUDA, S., IRISAWA, T., NAKAZAWA, H., SHIMIZU, Y.,KOESTER, J. P., The Influence Of Test Procedure On Correlation Of Atterberg Limits With Liquefaction In Fine-Grained Soils, Geotechnical Testing Journal, 15(4), 352-360. 1992.
- [95] KNAPPETT J.A. et al. “Mechanisms of failure for shallow foundations under earthquake loading” Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26 91–102(2006).

- [96] KOÇYIĞIT, A., BOZKURT, E., CIHAN, M., ÖZACAR, A., VE TEKGÖZ, B., “17 Ağustos Gölcük –Arıfiye (Kd Marmara) Depremi Jeolojik Ön Raporu”, Odtü Jeol .Müh. Bölümü, 1999.
- [97] KOKUSHO, T., AND KOJIMA, T., Mechanism For Post-Liquefaction Water Film Generation In Layered Sand, J. Geotech. And Geoenvir. Engrg., 128(2),129-137. 2002.
- [98] KOKUSHO, T., WATANABE, K., AND SAWANO, T., Effect Of Water Film On Lateral Flow Failure Of Liquefied Sand, Proc., 11th European Conf. Earthquake Engineering, Paris, Cd Publication, Ecee/T2/Kokeow.Pdf. 1998.
- [99] KOMAZAWA VE DIĞ. “ Bedrock Structure In Adapazarı Turkey-A Possible Cause Of Severe Damage By The 1999 Kocaeli Earthquake ” Journal Of Sdde , Philadelphia, Usa., (2002).
- [100] KRAMER, S. L. “Geotechnical Earthquake Engineering”, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey (1996).
- [101] KRAMER, S. L., Geoteknik Deprem Mühendisliği, Gazı Kıtapevı, 708, Ankara, (2003).
- [102] KUTANIS, M., BAL, I. E., Yerel Zemin Şartlarının Yapı Hasar Dağılımı Üzerinde Etkileri, Z. M. Ve Temel Mühendisliği 11.Ulusal Kong., Trabzon, 99–113, (2006).
- [103] LAHN,E., Türkiye Göllerinin Jeolojisi Ve Jeomorfolojisi Hakkında Bir Etüd Mta Ens. Yayınları, Seri B, No:12, Ankara .
- [104] LAMAN el.all.,. “Three Dimensional Finite Element Studies Of The Moment Carrying Capacity Of Short Pier Foundations In Cohesion less Soil” Computers And Geotechnics, Vol:25, 1999.
- [105] LEE, C. Y., Earthquake-Induced Settlements In Saturated Sandy Soils Vol. 2, No. 4, Arpn Journal Of Engineering And Applied Sciences, (2007).
- [106] LEE, K.L., AND FITTON, J.A., “Factors Affecting The Cyclic Loading Strength Of Soil. Vibration Effects Of Earthquakes On Soil And Foundations” Astm, 1969.
- [107] LEE, K.L., AND FITTON, J.A., Factors Affecting The Cyclic Loading Strength Of Soil, Vibration Effects Of Earthquakes On Soils And Foundations, 1968.
- [108] LIAO, S.S.C., WHITMAN, R.V., Overburden Correction Factors For Spt In Sand,Jge Asce, 112(3), 373-377. 297,1986.
- [109] MERİÇ, E., “ Marmara Denızı Araştırmaları ,Workshop-1ı”, Deniz Jeolojisi Ulusal Araştırma Programı, Tübitak-Mta, 1997.

- [110] MEYERHOF, G.G., bearing capacity and settlement of pile foundations, ASCE Geotechnical Eng. Div., 197-228, 1976.
- [111] MICHOLOWSKI R.L., "An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis". Soils and foundations vol:37, 1997.
- [112] MTA, "Sakarya İli Çevre Jeolojisi Ve Doğal Kaynakları", Mta Genel Müdürlüğü Jeoloji Etüdüleri Dairesi, Ankara, 1998.
- [113] ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölüm Öğretim Üyeleri, Adapazarı Kanalizasyon İnşaatı Geoteknik Raporu, , Ankara, Ocak 1991.
- [114] OHTA, Y. AND GOTO, N., 1978. Empirical Shear Wave Velocity Equations In Terms Of Characteristics Soil Indexes, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, 6, 167-187.
- [115] OKUR, D. V., ANSAL, A. M., Tekrarlı Gerilmeler Altında İnce Daneli Zeminlerde Oluşan Boşluk Suyu Basıncı Davranışları, Zemin Mekaniği Ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, (2002).
- [116] ORDONEZ, G. A., SHAKE2000, A Computer Program For The 1-D Analysis Of Geotechnical Earthquake Engineering Problems, User's Manual, (2006).
- [117] ÖNALP, A., BOL, E., "Adapazarı Kent Merkezi Jeoloji Ve Jeomorfolojisi 1" (Rapor), Adapazarı, 1998a, "Adapazarı Kent Merkezi Jeoloji Ve Jeomorfolojisi 2" (Rapor), Adapazarı, 1998b
- [118] ÖNALP, A., BOL, E., 1998. Adapazarı Kent Merkezi Jeoloji Ve Jeomorfolojisi, Rapor No:1, SaU, İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı, Sakarya.
- [119] ÖNALP, A., SERT, S., BOL, E., 2000. Adapazarı Zeminlerinin Deprem Performansı, Zemin Mekaniği Ve Temel Mühendisliği 8. Ulusal Kongresi, 2000, İTÜ 375-382.
- [120] ÖNALP, A., SERT, S., BOL, E., "Adapazarı Zeminlerinin Deprem Performansı", Zemin Mekaniği Ve Temel Mühendisliği Ulusal Kongresi, 2000, İtÜ, İstanbul.
- [121] ÖZAY, R., ERKEN, A., Kılarda Dinamik Yüklemenin Hacim Değişimine Etkisi, Zemin Mekaniği Ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, (2002).
- [122] ÖZGIRGIN, F., Case Studies On Soil Amplification, Master Thesis, Boğaziçi University, İstanbul, (1997).

- [123] Participation Factor (Rd), Geotechnical Engineering Research Report No. Ucb/Gt-2000/08, University Of California, Berkeley. 2000.
- [124] PECK, W., "Die Tektonischen Grundzüge Westkleinasiens", Stuttgart, 1918
- [125] PERLEA, V. G., 2000. Liquefaction Of Cohesive Soils, Proc., Soil Dynamics And Liquefaction 2000, Geotechnical Special Publication 107, R. Y. S.
- [126] PFANNENSTIEL, M., " Die Diluvialen Entwicklungsstadien Und Die Urgeschichte Von Dardanellen, Marmarameer Und Bosporus", Diluvial Geologie Und Klima, Geologische Rundschau, Band , Stuttgart, 1944.
- [127] PLAXIS, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 8.6, Netherlands.
- [128] POPESCU, R., PREVOST, J.H., (1995), "Comparison between VELACS Numerical "Class A: Predictions and Centrifuge Experimental Soil Test Results", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.14, No.2, 1995, pp.79-92.
- [129] POULOS, S. J., CASTRO, G., FRANCE, J. W., 1985. Liquefaction Evaluation Procedure, Journal Of Geotechnical Engineering, 111, 772-792.
- [130] PRADEL, D., 1998. Procedure to evaluate earthquake-induced settlements in dry sandysoils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(4), 364-368.
- [131] PRIEBE, H.,(1976), Abschätzung Des Setzungsverhaltens Eines Durch Stopp Verdicht Tumb Verbesserte Baugrundes, Die Bautechnik, 53,5,160-162
- [132] PUZRIN, A.M., BURLAND, J.B., (1998) " Nonlinear Model of Small-Strain Behavior of Soils", Geotechnique, 48, 217-233.
- [133] PUZRIN, A.M., SHIRAN, A., (2000), " Effects of the Constitutive Relationship on Seismic Response of Soils, Part I., Constitutive Modelling of Cyclic Behavior of Soils" Soil Dynamics and Earthquake Engineering", 19, 305-319.
- [134] RAGHEB, A. M., Numerical Analysis Of Seismically Induced Deformations In Saturated Granular Soil Strata, Phd Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy New York. 1994.
- [135] RAUCH, A. F. AND MARTIN, J. R., Epolls Model For Predicting Average Displacement On Lateral Spreads, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, Asce, 126, 360-371. 2000.
- [136] RAUCH, A. F. AND MARTIN, J. R., Epolls Model For Predicting Average Displacement On Lateral Spreads, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, 126, 360-371. 2000.

- [137] RAUCH, A. F., EPOLLS: an Empirical Method for Predict. Surface Displacements Due To Liquefaction-Induced Lateral Spreading In Earthquakes, Phd Thesis, Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg, Virginia. 1997.
- [138] RICHARDS R, et al., “. Seismic bearing capacity and settlement of foundations”. ASCE J Geotech Eng 1993;119(4):662–74.
- [139] RISH, C., “Der Sabandjase Und Seine Umgebend”, Petern. Mitt.55, Gotha, 1909.
- [140] ROBERTSON, P. K. AND WRIDE, C. E., Cyclic Liquefaction And Its Evaluation Based On The Spt And Cpt, Proceedings Of Thr Nceer Workshop On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils, State University Of Newyork At Buffalo, Eds. Youd, T. L., Idriss, I. M., Technical Report Nceer-97-0022, 41-87. 301,1997.
- [141] ROBERTSON, P. K. AND WRIDE, C. E., Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using The Cone Penetration Test, Canadian Geotechnical Journal,
- [142] ROBERTSON, P. K., LIST, B. R., HOFMANN, B. A., Canlex (Canadian Liquefaction Experiment):A One Year Update”, Proceedings From The Fifth U.S.-Japan Workshop On Earthquake Resistant Design Of Lifeline Facilities And Countermeasures Against Soil Liquefaction, State University Of Newyork At Buffalo, Eds. O’roure, T. D., Hamada, M., Technical Report Nceer-94-0026, 353-366. 1994.
- [143] ROBERTSON, P. K., WOELLER, D. J., FINN, W. D. L., Seismic Cone Penetration Test For Evaluating Liquefaction Potential Under Cyclic Loading, Canadian Geotechnical Journal, 29, 686-695. 1992.
- [144] ROLLINS, M. K., EVANS, D. M., DIEHL, B. N. AND DAILY III, W. D., Shear Modulus And Damping Relationships For Gravels. Geotech. Geoenviron. Eng., 396–405. 1998.
- [145] Sakarya Vilayeti, “Sakarya And Earthquake”, Earthquake Series Of Sakarya Governor, Edited By Türker Eroğlu, September, (2000).
- [146] SANCIO, R. B., BRAY, J. D., STEWART, J. P., YOUUD, T. L., DURGUNOGLU, H. T., ÖNALP, A., SEED, R. B., CHRISTENSEN, C., BATURAY, M. B. AND KARADAYILAR, T., Correlation Between Ground Failure And Soil Conditions In Adapazarı, Turkey, Soil Dynamics And Earthquake Engineering, 22, 1093-1102. 2002.
- [147] SANCIO, R.B., BRAY, J.D., RIEMER, M.F. AND DURGUNOGLU, T.,. An Assessment Of The Liquefaction Susceptibility Of Adapazarı Silt," Proceedings, 2003 Pacific Conference On Earthquake Engineering, Christchurch, New Zealand, Paper No:172, 13-15 February 2003. 2003a

- [148] SANCIO, R.B., Groun Failure and Building Performance In Adapazari, Turkey, Phd Thesis, University Of California, Berkeley, California, U.S.A. 2003b.
- [149] SANCIO, R.B., VE DIĞ., “Correlation Between Ground Failura Nd Subsurface Soil Conditions In Downtown Adapazari”, Turkey, Journal Sdde, 2002.
- [150] SASAKI, Y., TOWHATA, I., TOKIDA, K., YAMADA, K., MATSUMOTO, H., TAMARI, Y. AND SAYA, S., Mechanism Of Permanent Displacement Of Ground Caused By Seismic Liquefaction, Soils And Foundations, 32(3), 79-96. 1992.
- [151] SEED, H. B. AND IDRIS, I. M., Ground Motions And Soil Liquefaction During Earthquakes, Monograph Series, Vol. 5, Earthquake Engineering Research Institute. 1982.
- [152] SEED, H. B., AND IDRIS, I. M. “Simplified Procedure For Evaluating Soil Liquefaction Potential.”, J.Geotech Eng. Div., Asce, 1971.
- [153] SEED, H. B., AND IDRIS, I. M., Soil Moduli And Damping Factors For Dynamic Response Analyses, Rep. No. Eerc 70-10, Earthquake Engineering Res. Ctr., Univ. Of California, Berkeley, California. 1970.
- [154] SEED, H. B., DE ALBA, P., Use Of Spt And Cpt Test For Evaluating The Liquefaction Resistance Of Sands, Use Of In Situ Tests In Geotechnical Engineering, Geotechnical Special Pub. Asce, 6, S. P. Clemence (Ed.), June, 281-302. 1986.
- [155] SEED, H. B., Design Problems In Soil Liquefaction, Journal Of Geotechnical Eng. 113(8), 827-845. Seed, R. B., And Harder, L. F., 1990. Spt-Based Analysis Of Cyclic Pore Pressure Generation And Undrained Residual Strength, Proc., H. Bolton Seed Memorial Symp., Bitech Publishers Ltd., Vancouver, 351–376. 303,1987.
- [156] SEED, H. B., Earthquake-Resistant Design Of Earth Dams, Proc.,Symp. Seismic Des. Of Earth Dams And Caverns, Asce, New York, 41–64. 1983b.
- [157] SEED, H. B., IDRIS, I. M. AND ARANGO, I., Evaluation Of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, Journal Of Geotechnical Engineering, 109(Gt3), 458-482. 1983a.
- [158] SEED, H. B., MORI, K., CHAN, C. K., Influence Of Seismic History On LQ of Sands, Journal Of Geotechnical Engineering, 103(Gt4), 257-270. 1977.
- [159] SEED, H. B., Soil Liquefaction And Cyclic Mobility Evaluation For Level Ground During Earthquakes, Jged, Asce, 105(Gt2), 201-255. 1979.

- [160] SEED, H. B., TOKIMATSU, K., HARDER, L. F., AND CHUNG, R. M., "The Influence Of Spt Procedures In Soil Liquefaction Resistance Evaluations." *Journal. Geotech .Eng., Asce*, 1985 .
- [161] SEED, H. B., TOKIMATSU, K., HARDER, L. F., CHUNG, R. M., Influence Of Spt Procedures In Soil Liquefaction Resistance Evaluations, *Journal Of Geotechnical Engineering*, 111, 1425-1445. 1985.
- [162] SEED, H. B., AND IDRIS, I. M. "Ground Motions And Soil Liq. During Earthquakes", *Earthquake Eng. Research Institute, Berkeley, Usa*, 1982.
- [163] SEED, H.B., AND IDRIS, I.M., Simplified Procedure For Evaluating Soil Liquefaction Potential, *Journal Of The Soil Mechanics And Foundations Division*, 97(Sm9), 1249-1273. 1971.
- [164] SEED, H.B., AND IDRIS, I.M.,. Evaluation Of Liquefaction Potential Of Sand Deposits Based On Observations Of Performance In Previous Earthquakes, *Proceeding The Conference On In-Situ Testing To Evaluate Liquefaction Susceptibility, Asce, St.Louis, Mo*, 26. 1981.
- [165] SEED, H.B., AND PYKE, R.M., Analysis Of The Effect Of Multi-Directional Shaking On The Liquefaction Characteristics Of Sands During Cyclic 302 Loading, Report No. Eerc 75-41, *Earthquake Engineering Research Center, University Of California, Berkeley, Calif., Dec.* 1975.
- [166] SEED, R. B., CETIN, K. O., MOSS, R. E. S., KAMMERER, A. M., WU, PESTANA, J. M., RIEMER, M. F., SANCIO, R., B., BRAY, J. D., KAYEN, R. E. AND FARIS, A., Recent Advances In Soil Liquefaction Engineering: A Unified And Consistent Framework, 126th Annual Asce Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H.M.S. Queen Mary, Long Beach, California, April 30. 2003.
- [167] SEED, R. B., CETIN, K. O., MOSS, R. E. S., Recent Advances In Soil liquefaction Hazard Assessment, *Proc. Xv Icsmge, Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference, Istanbul, Turkey, 25th August 2001 Lessons Learned From Recent Strong Earthquakes (A. Ansal Ed.)*, 319- 326. 2001.
- [168] SEED, R. B., DICKENSON, S. E., MOK, C. M., Recent Lessons Regarding Seismic Response Analysis 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, State University Of Newyork At Buffalo, Eds. Hamada, M., O'rourke, T. D., Tech. Report Nceer-92-0019, Vol. I*, 131-145. 1992.
- [169] SHAMATO, Y., ZHANG, J. M. AND TOKIMATSU, K., New Charts For Predicting Large Residual Post-Liquefaction Ground Deformation, *Soil Dynamics And Earthquake Engineering*, 17, 427-438. 1998b.

- [170] SHAMATO, Y., ZHANG, J. M. AND TOKİMATSU, K., 1998A. Methods for evaluating residual post-liquefaction ground settlement and horizontal displacement, Special Issue of Soils and Foundations, 69-83.
- [171] SHAMATO, Y., ZHANG, J. M. AND TOKİMATSU, K., 1998b. New charts for predicting large residual post-liquefaction ground deformation, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 17, 427-438.
- [172] SHAMATO, Y., ZHANG, J. M., 1998C. Evaluation of seismic settlement potential of saturated sandy ground based on concept of relative compression, Special Issue of Soils and Foundations, 57-68.
- [173] SHAMOTO, Y., ZHANG, J-M., TOKİMATSU, K., 1998D. Horizontal residual postliquefaction deformation of level ground, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Proceedings of a Specialty Conference, Geotechnical Special Publication No. 75, Seattle, Washington, ASCE, 373-384.
- [174] SOYSAL, H., SİPAHİOĞLU, S., KOLÇAK, D., VE ALTIOK, Y., “Türkiye Ve Çevresinin Tarihsel Deprem Kataloğu”, 1981.
- [175] STEWART J.P., “Seismic Soil Structure Interaction In Buildings I” ( a,b) Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Eng..ASCE, vol:25,1999 .
- [176] SUNBUL A.B., DAĞDEVİREN U., “1999 Marmara Depremi Ardından Sakarya İli İçin Hasar Analizi, 1. Ulusal Doğal Afetler Ve Yerbilimleri Sempozyumu, Dayk, Adapazarı, Türkiye,2008.
- [177] SUNBUL A.B., DAĞDEVİREN U., GÜNDÜZ Z., ARMAN H, “The Seismicity Of Adapazarı And The Effects Of The Probable Istanbul Earthquake On The Region”, Hazturk, İtu, Maslak, Turkey.,2007.
- [178] SUNBUL A.B., DAĞDEVİREN U., GÜNDÜZ Z., ARMAN H., 1999 Marmara Depremi Sonrası Adapazarı Şehir Merkezi Hasar Durumlarının Analizi Ve Depremın Ekonomik Boyutu” TMMOB AFET SEMPZ., Ankara, Türkiye, 2007.
- [179] SUNBUL A.B., DAĞDEVİREN U., GÜNDÜZ Z., ÇAKILCIOĞLU I., “1999 Marmara Depremi Sonrası Adapazarı Yerleşim Alanı İçin Hasar Tespit Analizleri”, Uluslararası Deprem Sempozyumu, Kocaeli, Türkiye,2007.
- [180] SÜNBÜL, A. B., DAĞDEVİREN, U., GÜNDÜZ, Z., ARMAN, H., 1999 Marmara Depremi Sonrası Adapazarı Şehir Merkezi Hasar Durumlarının Analizi Ve Depremın Ekonomik Boyutu, Afet Sempozyumu, Ankara, (2007).
- [181] SÜNBÜL, A.B, GÜNDÜZ, Z., ARMAN, H., “Determination Of The Liquefaction Components And Alternative Solutions To Prevent Liquefaction, In Adapazarı City, Turkey, Int. Science App. Civil2004 Rostov State Uni. Of Civil Eng. Rostov. Don. Russia.

- [182] SÜNBLÜ, A. B., Adapazarı Zeminlerinde Karakteristik Zemin Profillerinin Çıkarılması, Lisans Bitirme Ödevi. Saü, Sakarya., 2001.
- [183] TAYLAN, Z. N., UYSAL, H., LAV, M. A., ERKEN, A., Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul, (2007).
- [184] TCHIHATCHEFF, P., De , “Asie Mineure”, Géologie, Paris, 1975.
- [185] TERZAGHI, K., PECK, R. B., “Soil Mechanics In Eng. Practice “John Wiley & Sons, 729 Pg. 1968.
- [186] TEXIER, C., “Asia Mineure”, Geologies , Paris, 1862.
- [187] TEZCAN , S., TERİ, L., “Shear Propagation And Liquefaction In Layered Soils.”, Turkish Earthquake Foundation , 1996.
- [188] TOKIMATSU, K., AND YOSHIMI, Y., Empirical Correlation Of Soil Liquefaction Based On Spt N-Value And Fines Content, Soils And Foundations, 23, 56-74. 1983.
- [189] TOKIMATSU, K., SEED, H. B., Evaluation Of Settlements In Sand Due To Earthquake Shaking. J. Of Geotechnical Engineering, Asce. Vol. 113(8): 861–878, (1987).
- [190] TRAVASAROU T, et.al , “Soil-structure interaction analyses of building responses during the 1999 Kocaeli earthquake”, Proc. 8th U.S. National Conference on Earthquake Eng., Paper No.1877. (2006).
- [191] ULUDAĞ, M., “Adapazarı Ovası Ve Çevresinin Geç Kuvaternerdeki Jeomorfolojik Gelişimi”, Doktora Tezi İü. Sosyal Bilimler Enstitüsü, İstanbul, 1998.
- [192] ULUSAY, R , Uygulamalı Jeoteknik Bilgiler, Jeoloji Müh. Odası Yay., Ankara, 2001.
- [193] ULUSAY, R., AYDAN, Ö., KUMSAR, H., VE TUNCAY, E., “ Türkiye’de Son Depremlerde Gözlenen Sıvılaşma Olgusu.” Batı Anadolu’nun Depremselliği Sempozyumu, İzmir, Bildiriler Kitabı, 2000.
- [194] ULUSAY, R., TUNCAY, E., SONMEZ, H., An Attenuation Relationship Based On Turkish Strong Motion Data And Iso-Acceleration Map Of Turkey, Engineering Geology, 74(3–4), 265–291. 2004.
- [195] UNUTMAZ, B., “Assessment of Soil Structure– Earthquake Interaction induced Soil Liquefaction Triggering”, Phd Thesis, METU, 2008.
- [196] VUCETIC, M. AND DOBRY, R. Effect Of Soil Plasticity On Cyclic Response, Journal Of Geotechnical Engineering, 1117(1), 89-107. 307., 1991.

- [197] VUCETIC, M., DOBRY, R., Effect Of Soil Plasticity On Cyclic Response, *Journal Of Geotechnical Engineering*, 117, 89–107, (1991).
- [198] WANG, C. H., Prediction Of The Residual Strength Of Liquefied Soils, Phd Thesis, University Of Washington, Usa. 2003.
- [199] WANG, G.X., KUWANO, J., (1999), “ Modelling of Strain Dependency of Shear Modulus and Damping of Clay”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*”, 18, 463-471.
- [200] WANG, W. S., Some Findings In Soil Liquefaction, Water Conservancy And Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China. 1979.
- [201] WOLF JP. “Soil–structure interaction analysis in the time-domain.” Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall; 1988.
- [202] WOODS, R.D., RICHART, F.E., HALL, J.R., *Vibrations Of Solids And Foundations*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1970.
- [203] YANG, Z., ELGAMAL, A., Sand Boils And Liquefaction-Induced Lateral Deformation, 15th Intl. Conference On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, August. A.M. Ansal (Ed.), 345-350. 2001c.
- [204] YILMAZ, M. T., PEKCAN, O., BAKIR, B. S., Undrained Cyclic Shear And Deformation Behavior Of Silt–Clay Mixtures Of Adapazari, Turkey, *Soil Dynamics And Earthquake Engineering*, 24, 497-507. 2004.
- [205] YILMAZ, Z., Gis-Based Structural Performance Assessment Of Sakarya City After 1999 Kocaeli-Turkey Earthquake From Geotechnical And Earthquake Eng. Point Of View, Ms. Thesis, Civil Eng. Program, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 2004.
- [206] YOUD T. L. , Latest Procedures For Liquefaction Hazard Evaluation, Tc4 Satellite Conference, Geotechnical Earthquake Engineering And Microzonation Seminar For Local And Young Engineers, Istanbul, August 24. ., 2001b
- [207] YOUD, T. L. AND PERKINS, D. M., Mapping Of Liquefaction Severity Index, *Journal Of Geotechnical Engineering*, 113, 1374-1392. 1987.
- [208] YOUD, T. L., Diğ. “Liquefaction Resistance Of Soils: Summary Report From The 1996 Nceer And 1998 Nceer/Nsf Workshops On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils”. *Asce Journal Of Geotechnical Eng. Geo Environmental Eng.*, 2001.
- [209] YOUD, T. L., HANSEN, C. M. AND BARTLETT, S. F., Revised Multilinear Regression Equations For Predicting Of Lateral Spread Displacement, *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, *Asce*, 128, 1007-1017. 2002.

- [210] YOUD, T. L., NOBLE, S. K., Liquefaction Criteria Based On Statistical And Probabilistic Analyses, Proc., Nceer Workshop On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils, Nat. Ctr. For Earthquake Engrg. Res., State Univ. Of New York At Buffalo, 201–215.1997b.
- [211] YOUD, T. L., NOBLE, S. K., Magnitude Scaling Factors, Proc., Nceer Workshop On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils, Nat. Ctr. For Earthquake Engrg. Res., State Univ. Of New York At Buffalo, 149– 165. 1997a.
- [212] YOUD, T. L., ve GİLSTRAP,S.G., Liquefaction and Deformation of Silty and Fine Grained Soils, Proc. 2nd int. Conf. On EQ Geo. Eng., Lisbon,Portekiz,1999.
- [213] YOUD, T.L. AND PERKINS, D.M., Mapping Of Liquefaction Induced Ground Failure Potential, Journal Of The Geotechnical Engineering Division, Asce, 104, 433-446. 1978.
- [214] YOUD, T.L., IDRIS, I.M. Liquefaction Resistance Of Soils: Summary Report From The 1996 Nceer And 1998 Nceer/Nsf Workshops On Evaluation Of LQ Resistance Of Soils, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, Asce, 127 (4), 297-313. ., 2001c
- [215] YOUD, T.L., IDRIS, I.M., ANDRUS, R.D., ARANGO, I., CASTRO, G., CHRISTIAN, J.T., DOBRY, R., FINN, W.D.L., HARDER, L.F.,HYNES, M.E., ISHIHARA, K., KOESTER, J.P., LIAO, S.S.C.,MARCUSON, W.F., III, MARTIN, G.R., MITCHELL, J.K., MORIWAKI, Y., POWER, M.S., ROBERTSON, P.K., SEED, R.B., AND STOKOE, K. H., Ii, . Summary Report, Proceedings Of Thr Nceer Workshop On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils, State University Of Newyork At Buffalo, Eds. Youd, T. L., Idriss, I. M., Technical Report Nceer-97-0022, 1-40. 1997c.
- [216] YOUD, T.L., IDRIS, I.M., ANDRUS, R.D., ARANGO, I., CASTRO, G., CHRISTIAN, J.T., DOBRY, R., FINN, W.D.L., HARDER, L.F.,HYNES, M.E., ISHIHARA, K., KOESTER, J.P., LIAO, S.S.C.,MARCUSON, W.F., III, MARTIN, G.R., MITCHELL, J.K., MORIWAKI, Y., POWER, M.S., ROBERTSON, P.K., SEED, R.B., AND STOKOE, K. H., Ii, 2001a. Liquefaction Resistance Of Soils: Summary Report From The 1996 Nceer And 1998 Nceer/Nsf Workshops On Evaluation Of Liquefaction Resistance Of Soils, Journal Of 311 Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, Asce, 127 (10), 817-833.2001a.
- [217] ZHANG, G, ROBERTSON, P. K. AND BRACHMAN, R. W. I., Estimating Liquefaction-Induced Ground Settlements From Cpt For Level Ground, Canadian Geotechnical Journal, 39, 1168-1180,2002.
- [218] ZIENKIEWCZ,OC et al., “ Nonlinear Sismik Response And LQ” Int. Jour. For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics,vol:2 1978.

## EKLER

Analizlerde kullanılan Mohr-Coulomb modelinde beş parametreye ihtiyaç vardır;

- E:elastisite modülü
- $\nu$ :poisson oranı
- $\Phi'$ : zeminin kayma direnci açısı
- C': kohezyon ve
- $\Psi$ :genleşme açısı

Araziden alınan zemin numuneleri üzerinde yapılan elek analizleri ve kıvam limitleri deneylerinden ve SPT sonuçlarından yararlanılarak yardımcı parametreler belirlenmiştir.

### EK 1. $V_S$ , $V_P$ kayma dalgası hızlarının belirlenmesi

Parsellerde sismik ölçüm yapılmadığı için kayma dalgası hızları sondaj çalışmaları sırasında yapılan SPT deneyinden elde edilen  $N_{30}$  değerleri İyisan (1996 ) a ait ampirik formüller yardımıyla derinlik boyunca hesaplanmıştır.

Ohta ve Goto (1978) değişik zemin tipleri jeolojik yaş derinlik gibi faktörleri kapsayan

$$\text{Kil: } V_S = 62.14 N^{0.129} H^{0.230}$$

$$\text{Kum ve çakıl: } V_S = 71.52 N^{0.129} H^{0.230}$$

Alüvyonlarda,  $V_S = 84 N^{0.31}$  (Ohya ile Toriumi, 1970)

$$V_S - \text{kesme dalgası hızı (m/sn) } N = N_{30}, \text{ SPT değeri. } N_{30} = 6.3610^{-7} V_S^{3.22}$$

Erzincan ovasındaki alüvyonlarda İyisan (1996) izleyen bağıntıyı  $R = \%81$  uyumlulukla bulmuştur.

$$V_S = 51.5 N^{0.516}$$

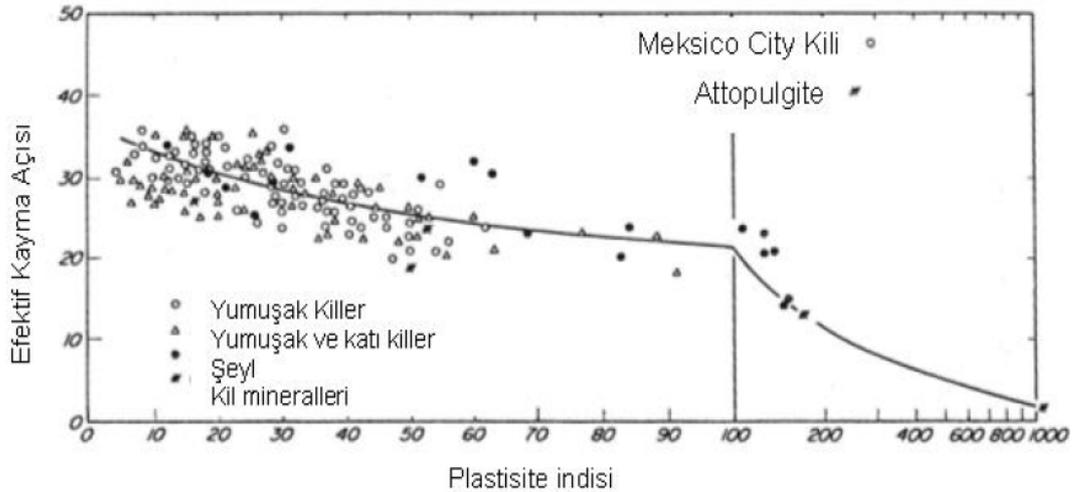
**EK 2.** Zemin tabakalarının birim hacim ağırlıkları karşılık gelen derinlikler için belirlenen SPT N sayıları kullanılarak elde edilmiştir.

Sıklık Tanımı Göreceli Sıklık	Çok gevşek 0	Gevşek 0.15	Orta Sıkı 0.35	Sıkı 0.65	Çok sıkı 0.85
$N_{70}$ İnce kum Orta kum Kaba kum	1-2 2-3 3-6	3-6 4-7 5-9	7-15 8-20 10-25	16-30 21-40 26-45	
$\phi^{\circ}$ İnce kum Orta kum Kaba kum	26-28 27-28 28-30	28-30 30-32 30-34	30-34 32-36 33-40	33-38 36-42 40-50	<50
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	11-16	14-18	17-20	17-22	20-23

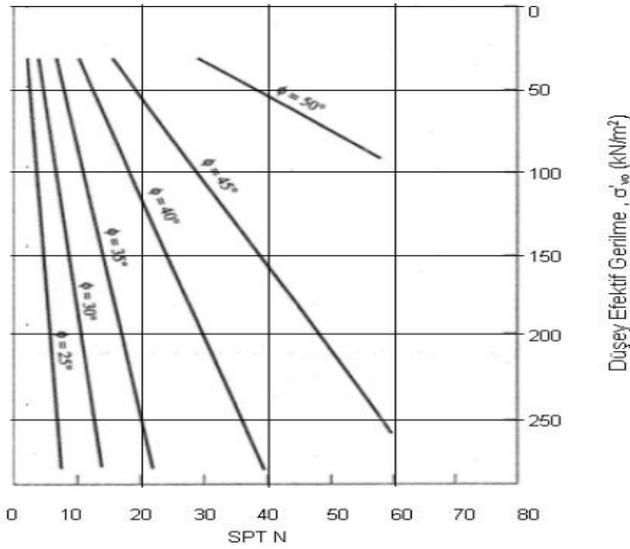
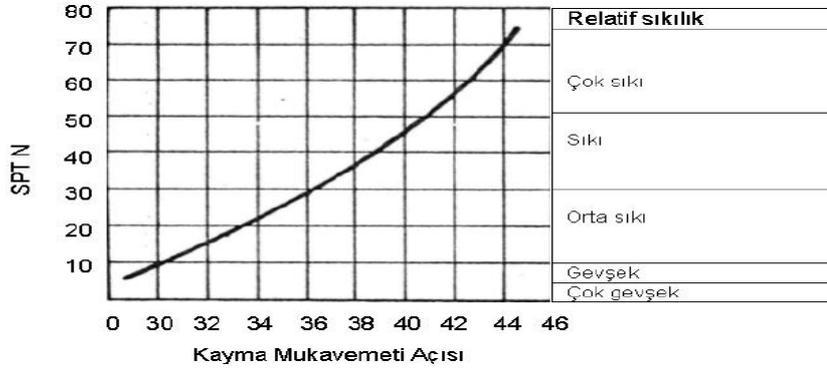
**EK 3.** SPT verilerine bağlı olarak ıslak birim ağırlık tahmini, Bowles,1996

	Çok Gevşek	Gevşek	Orta	Sıkı	Çok Sıkı
SPT- $N_{60}$	3	6	16	36	>47
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13	16	18.5	20	22

**EK 4.** Kohezyonlu zeminlerin efektif kayma direnci açısı ( $\phi'$ ) değerleri Terzaghi (1966) SPT N değerleri kullanılarak



**EK 5.** Kohezyonsuz kumlu zeminler için efektif kayma direnci açısı ( $\phi'$ ) değerleri SPT N değerleri kullanılarak (Peck vd.,1974,Coduto,1994)



**EK 6.** Kohezyonlu zeminlerin  $q_u$  değerleri Terzaghi ve Peck 1967 formülü kullanılarak belirlenmiştir. Kum silt ve kil tabakalarının elastisite modülleri ise o tabakalara ait SPT N değerlerine bağlı ampirik bağıntılar yardımıyla hesaplanmıştır.(AASHTO,2003)

Çizelge 1.10: Granüler Zeminlerde  $E_s$  Değerleri

Zemin Cinsi	$E_s$ değerleri (kPa)
Siltler, kumlu siltler, az kohezyonlu karmaşıklar	$400 N_1$
Temiz ince-orta kumlar, az siltli kumlar	$700 N_1$
Kaba kumlar ve az çakıllı kumlar	$1000 N_1$
Kumlu çakıllar ve çakıllar	$1200 N_1$

$N_1$  : Derinlik için düzeltilmiş SPT sayısıdır.

**EK 7.** Tabakalarının deformasyon modülleri belirlenirken tabakalara ait SPT N değerlerine bağlı ampirik bağıntılar kullanılmıştır.

Bowles,1996 N:SPT direnci

Kum normal konsolide  $E_s:500(N+15) \text{ kN/m}^2$

Killi kum  $E_s:320(N+15) \text{ kN/m}^2$

Silt kumlu silt  $E_s:300(N+6) \text{ kN/m}^2$

Çakıllı kum  $E_s:1200(N+6) \text{ kN/m}^2$

**EK 8.** Zeminler için tipik geçirimsizlik değerleri Casagrande ve Fadum1940

	$10^{-11}$	$10^{-10}$	$10^{-9}$	$10^{-8}$	$10^{-7}$	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1
	m/s											
Geçirimsizlik Katsayısı (Log cetveli)	$10^{-9}$	$10^{-8}$	$10^{-7}$	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1	10	100
	cm/s											
	$10^{-10}$	$10^{-9}$	$10^{-8}$	$10^{-7}$	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	1	
	ft/s											
Geçirimsizlik	Geçirimsiz			Çok düşük		Düşük		Orta		Yüksek		
Drenaj Durumu	Geçirimsiz			Zayıf			İyi					
Tipik Zemin Grupları	GC→ GM→			SM		SW→		GW→				
	CH SC		SM-SC		SP→		GP→					
			MH MC-CL									
Zemin Türleri	Aşınmış tabakanın altındaki homojen killer			Silt, ince kum, siltli kum, tabakalı kil, çökelti				Temiz kum, kum ve çakıl karışımları		Temiz çakıllar		
				Çatlaklı ve aşınmış killer ve bükülmüş etkilerle değişmiş killer								

**EK 9.** Sükûnetteki toprak basıncı ( $K_0$ ),

normal konsolide zeminler için  $K_0=1-\sin\phi$

aşırı konsolide zeminler için  $K_0=(1-\sin\phi)OCR^{\sin\phi}$

ZEMİN TİPİ	$K_0$
Sıkı kum	0.35
Gevşek kum	0.6
normal konsolide kil	0.5-0.6
kil OCR :3.5	1
kil OCR:20	2.8

## ÖZGEÇMİŞ

A.Bengü SÜN BÜL 07.06.1978 tarihinde Adapazarı'nda doğmuştur. Sırasıyla; Ahmet Akkoç İlköğretim Okulu, 1 yıl İngilizce hazırlık sınıfı olmak üzere 4 yıl Özel Sakarya Lisesi ve 3 yıl Özel Tansel Lisesi'nde ilk ve orta öğrenimini tamamlamıştır.

1997 yılında Sakarya Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünde lisans eğitimi almaya hak kazanmıştır. 2001 yılında lisans eğitiminden mezun olmuş ve aynı yıl Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nde İnşaat mühendisliği Geoteknik bilim dalında yüksek lisansa başlayarak 2004 yılında Yüksek mühendis unvanı ile eğitimini tamamlamıştır.

2005 yılında Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nde Geoteknik anabilim dalında doktora eğitimine başlamış ve halen aynı bölümde öğrenimini sürdürmektedir.

2001- 2007 yılları arasında Adapazarı'nda yapı denetim şirketinde yardımcı kontrol mühendisi, 1 yıl süreyle Adapazarı Belediyesi İmar Müdürlüğü Yapı Kontrol ve Ruhsat birimlerinde kontrol mühendisi olarak çalışmıştır. 2007 yılında kendisinin de şirket ortağı olduğu mimarlık ve mühendislik şirketinde proje mühendisi ve şantiye şefi olarak görev aldıktan sonra 2010 yılı Şubat ayında Tunceli Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı'na araştırma görevlisi olarak atanmış halen bu görevini sürdürmektedir.