

**T.C.  
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**GÖMÜLÜ BORULAR ÜZERİNDEKİ SİSMİK ETKİLERİN  
YER TEPKİ ANALİZLERİ VE SONLU ELEMANLAR  
ANALİZLERİ İLE BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**BERK YAĞCIOĞLU**

**DENİZLİ, TEMMUZ - 2022**

**T.C.  
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**GÖMÜLÜ BORULAR ÜZERİNDEKİ SİSMİK ETKİLERİN  
YER TEPKİ ANALİZLERİ VE SONLU ELEMANLAR  
ANALİZLERİ İLE BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**BERK YAĞCIOĞLU**

**DENİZLİ, TEMMUZ - 2022**

**Bu tez çalışması Pamukkale Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri  
Koordinatörlüğü tarafından 2022FEBE016 nolu proje ile desteklenmiştir.**

**Bu tezin tasarımı, hazırlanması, yürütülmesi, araştırmalarının yapılması ve bulgularının analizlerinde bilimsel etiğe ve akademik kurallara özenle riayet edildiğini; bu çalışmanın doğrudan birincil ürünü olmayan bulguların, verilerin ve materyallerin bilimsel etiğe uygun olarak kaynak gösterildiğini ve alıntı yapılan çalışmalara atfedildiğine beyan ederim.**

**BERK YAĞCIOĞLU**

## ÖZET

**GÖMÜLÜ BORULAR ÜZERİNDEKİ SİSMİK ETKİLERİN YER TEPKİ  
ANALİZLERİ VE SONLU ELEMANLAR ANALİZLERİ İLE  
BELİRLENMESİ  
YÜKSEK LİSANS TEZİ  
BERK YAĞCIOĞLU  
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI  
(TEZ DANIŞMANI:DR. ÖĞR. ÜYESİ ENGİN NACAROĞLU)**

**DENİZLİ, TEMMUZ - 2022**

Bu çalışmada, Yeni Zelanda'nın Christchurch şehrinde oluşmuş 22 Şubat 2011 depremindeki (6.2 Mw) 6 adet borunun davranışları incelenmiştir. İncelenen borular ile ilgili konum verileri, sismik veriler, bölge zemin özellikleri, hasar verileri ve geometri bilgilerinin mevcut olması boruların davranışlarının analizlerle belirlenmesini mümkün kılmıştır.

Bu amaçla ilk olarak inceleme bölgesindeki yüzey deprem ivmesi kayıtları SeismoSignal programı yardımıyla ters evrişim analizi için filtrelenmiştir. CPT ve kayma dalgası hızı verileri kullanılarak DeepSoil isimli yer tepki analizi programı için yer hareketi kayıt bölgelerinin dinamik ve statik zemin özellikleri belirlenmiştir. Belirlenen parametreler yardımıyla istasyon zemin profilinde gerçekleştirilen ters evrişim yöntemiyle boru analiz bölgesindeki mühendislik ana kayasına ait ivmeler tahmin edilmiştir. Mühendislik anakayası ivmeleri ve incelenen borulara yakın zemin verileri yardımıyla zaman tanım alanında doğrusal olmayan yer tepki analizi ile borularda oluşacak yer değiştirmeler belirlenmiştir. İkinci aşama olarak boruların zeminler ile etkileşimini tanımlamak amacıyla elastik-mükemmel plastik yaylar zemin ve boru özelliklerine bağlı olarak tasarlanmıştır. Tasarlanan yaylar, boruların malzeme özellikleri ve geometrilerinin belirlenmesi sonucunda DIANA FEA programı ile doğrusal olmayan analizler yardımıyla boru yer değiştirmeleri ve şekil değiştirmeleri belirlenmiştir. Bu analizler farklı boru sınır koşullarına göre gerçekleştirilerek farklı sonuçların deprem vakasında oluşturduğu hasarlar ile ilişkisi ortaya konmuştur.

**ANAHTAR KELİMELEER: SONLU ELEMANLAR ANALİZİ, BORU  
HASARLARI, YER TEPKİ ANALİZİ, TERS EVRİŞİM ANALİZİ**

## **ABSTRACT**

### **DETERMINATION OF SEISMIC EFFECTS ON BURIED PIPES WITH GROUND RESPONSE ANALYSIS AND FINITE ELEMENT ANALYSIS**

**MSC THESIS**

**BERK YAGCIOGLU**

**PAMUKKALE UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE**

**CIVIL ENGINEERING**

**(SUPERVISOR:DR. ENGIN NACAROGLU)**

**DENİZLİ, JULY 2022**

In this study, the damage behavior of 6 pipes during the February 22, 2011 earthquake (6.2 Mw) in Christchurch, New Zealand was investigated. The availability of location data, seismic data, regional soil properties, damage data and geometry information about the pipes under investigation made it possible to determine the behavior of the pipes by analysis.

For this purpose, firstly, the surface earthquake acceleration records in the study area were filtered for deconvolution analysis with the help of SeismoSignal program. By using CPT and shear wave velocity data, dynamic and static ground properties of ground motion recording station locations were determined for DeepSoil ground response analysis program inputs. With the help of the determined parameters, the accelerations of the engineering bedrock in the pipe analysis region were estimated by the deconvolution method performed on the station soil profile. Engineering bedrock accelerations and soil data close to the pipes under investigation are used to determine the displacements that will occur in the pipe areas by nonlinear response analyzes.

In the second step, elastic-perfect plastic springs are designed depending on the soil and pipe properties in order to define the interaction of the pipes with the soils. As a result of the determination of the designed springs, material properties, geometries of the pipes, pipe displacements and deformations were determined with the help of nonlinear analyzes with the DIANA FEA program. These analyzes were carried out according to different pipe boundary conditions and the relationship of different results with the damages in the earthquake event was revealed.

**KEYWORDS: FINITE ELEMENT ANALYZES, PIPE DAMAGES,  
GROUND RESPONSE ANALYZES, DECONVOLUTION ANALYZES**

# İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET.....	i
ABSTRACT .....	ii
İÇİNDEKİLER .....	iii
ŞEKİL LİSTESİ.....	iv
TABLO LİSTESİ .....	vii
SEMBOL LİSTESİ .....	viii
KISALTMALAR .....	ix
ÖNSÖZ.....	x
<b>1. GİRİŞ.....</b>	<b>1</b>
1.1 Tezin Amacı .....	1
1.2 Gömülü Boru Hasarlarının Etkileri .....	1
1.3 Boru Hasarları ile İlişkili Önceki Çalışmalar .....	2
<b>2. ZEMİN, BORU VE HASAR VERİLERİ.....</b>	<b>6</b>
2.1 Zemin Verileri .....	6
2.2 Boru Onarım Verileri .....	9
<b>3. YER TEPKİ ANALİZİ.....</b>	<b>11</b>
3.1 Yer Tepki Analizi İçin Veri Seçimi.....	11
3.2 CPT Verilerinin Yer Tepki Analizine Hazırlanması .....	12
3.3 Dinamik Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi .....	18
3.4 Yer Tepki Analizi için Deprem Kaydı .....	22
<b>4. BORU-ZEMİN ETKİLEŞİMİ.....</b>	<b>37</b>
4.1 Kalıcı Yer Deformasyonları .....	37
4.2 Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Boru Analizleri .....	37
4.3 Boru Malzeme Modelleri .....	39
4.4 Zemin Modeli .....	39
4.4.1.1 Eksenel Yaylar .....	39
4.4.1.2 Yanal Yaylar .....	41
4.4.1.3 Düşey Yaylar.....	43
<b>5. BORU ANALİZ PARAMETRELERİ .....</b>	<b>47</b>
5.1 Boru Konum Özellikleri .....	48
5.2 Boru Dayanım Özellikleri .....	54
5.3 Yay Özellikleri .....	56
<b>6. SONLU ELEMANLAR ANALİZLERİ.....</b>	<b>59</b>
<b>7. SONUÇLAR.....</b>	<b>89</b>
<b>8. KAYNAKLAR.....</b>	<b>92</b>
<b>9. ÖZGEÇMİŞ .....</b>	<b>99</b>

## ŞEKİL LİSTESİ

### Sayfa

Şekil 2.1: NZGD kümülatif yüklenen veri sayısı ( <a href="https://www.nzgd.org.nz/">https://www.nzgd.org.nz/</a> ). ...	6
Şekil 2.2: NZGD CPT verileri. ....	7
Şekil 2.3: NZGD kayma dalgası hızı (MASW) verileri.....	7
Şekil 2.4: NZGD kayma dalgası hızı sonuçları.....	8
Şekil 2.5: NZGD sondaj ekibi tarafından verileri işlenmiş CPT örneği. ....	8
Şekil 2.6: NZGD zemin kesitleri.....	9
Şekil 2.7: Christchurch Şehri ve Littleton Limanı boru hattı. (Toprak ve diğ. 2018) .....	10
Şekil 3.1: Boru inceleme bölgesi örneği. ....	11
Şekil 3.2: CPT verileri ile yer tepki analizi akışı .....	13
Şekil 3.3: Zemin davranış abağı (Robertson 2016).....	15
Şekil 3.4: Çevrimsel Gerilme-Şekil Değiştirme grafiği ile oluşturulan omurga eğrisi.....	19
Şekil 3.5: Örnek modül azalım eğrisi.....	19
Şekil 3.6: Çevrimsel gerilme-şekil değiştirme eğrisi enerji davranışları .....	20
Şekil 3.7: Hiperbolik gerilme-şekil değiştirme davranışı (Hardin ve Drnevich 1972b).....	21
Şekil 3.8: Christchurch için basitleştirilmiş yeraltı profili (Cubrinovski ve diğ. 2010).....	23
Şekil 3.9: Christchurch için basitleştirilmiş yeraltı profili (Kramer 1996'dan modifiye edilmiştir.).....	24
Şekil 3.10: İnceleme bölgesi deprem istasyonları (GEONET verileri kullanılarak Google Maps üzerinde üretilmiştir.) .....	24
Şekil 3.11: REHS geoteknik saha araştırmaları (a) zemin davranış indeksi, (b) SPT vuruş sayıları (c) kayma dalgası hızları, (d) CPT uç direnci (Wotherspoon ve diğ., 2015).....	25
Şekil 3.12: REHS geoteknik saha araştırmaları CPT verileri (Wotherspoon ve diğ., 2015) .....	26
Şekil 3.13: Kuzey 02° doğu yönü REHS deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı .....	27
Şekil 3.14: Güney 88° doğu yönü REHS deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı .....	28
Şekil 3.15: CCCC geoteknik saha araştırmaları (a) zemin davranış indeksi (I <sub>c</sub> ), (b) SPT N <sub>60</sub> değerleri (c) kayma dalgası hızları, (d) CPT uç direnci (Wotherspoon ve diğ., 2015).....	29
Şekil 3.16: CCCC geoteknik saha araştırmaları CPT verileri (Wotherspoon ve diğ., 2015) .....	30
Şekil 3.17: Kuzey 26° batı yönü CCCC deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı .....	31
Şekil 3.18: Kuzey 64° doğu yönü CCCC deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı .....	32
Şekil 3.19: CHHC geoteknik saha araştırmaları (a) zemin davranış indeksi, (b) SPT vuruş sayıları (c) kayma dalgası hızları, (d) CPT uç direnci (Wotherspoon ve diğ., 2015).....	33



Şekil 3.20: CHHC geoteknik saha araştırmaları CPT verileri (Wotherspoon ve diğ., 2015) .....	34
Şekil 3.21: Güney 89° batı yönü CHHC deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı .....	35
Şekil 3.22: Kuzey 1° batı yönü CHHC deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı .....	36
Şekil 4.1: Analiz görselleştirmesi a) Gerçek durum b) İdealize durum c) Analiz sonucu durum .....	38
Şekil 4.2: Doğrusal olmayan aksenal yükleme-yer değiştirme yayları.....	40
Şekil 4.3: Doğrusal olmayan yanal yükleme-yer değiştirme yayları .....	42
Şekil 4.4: Kumlar için borularda yanal taşıma gücü faktörü (ASCE 1984).....	43
Şekil 4.5: Kumlar için borularda yanal taşıma gücü faktörü (ALA 2001).....	45
Şekil 4.6: Doğrusal olmayan düşey yükleme-yer değiştirme yayları .....	46
Şekil 5.1: İncelenen boru konumları .....	47
Şekil 5.2: Boru 1 analiz konumları ve yer hareketi yönü.....	48
Şekil 5.3: Boru 2 analiz konumları ve yer hareketi yönü.....	50
Şekil 5.4: Boru 3 analiz konumları ve yer hareketi yönü.....	51
Şekil 5.5: Boru 4 analiz konumları ve yer hareketi yönü.....	52
Şekil 5.6: Boru 5 analiz konumları ve yer hareketi yönü.....	53
Şekil 5.7: Boru 6 analiz konumları ve yer hareketi yönü.....	54
Şekil 5.8: Döküm demir boru gerilme-şekil değiştirme davranış (Debnath ve diğ. 2021).....	55
Şekil 5.9: Döküm demir boru gerilme-şekil değiştirme davranışı (Brauer ve diğ. 2017).....	56
Şekil 6.1: Boru uç davranışları a) serbest uç b) mesnetli uç c) hareketli uç .....	60
Şekil 6.2: Boru 1 a) Boru ve zemin aksenal yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri....	62
Şekil 6.3: Boru 2 a) Boru ve zemin aksenal yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri....	64
Şekil 6.4: Boru 3 a) Boru ve zemin aksenal yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri....	66
Şekil 6.5: Boru 4 a) Boru ve zemin aksenal yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri....	68
Şekil 6.6: Boru 5 a) Boru ve zemin aksenal yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri....	70
Şekil 6.7: Boru 6 a) Boru ve zemin aksenal yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri....	72
Şekil 6.8: CI Boru Genel Görünümü (Black 2013).....	73
Şekil 6.9: CI Boru Yakın Görünümü (Black 2013) .....	73
Şekil 6.10: Boru 1 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	75
Şekil 6.11: Boru 2 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	76
Şekil 6.12: Boru 3 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	77
Şekil 6.13: Boru 4 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	78
Şekil 6.14: Boru 5 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	79
Şekil 6.15: Boru 6 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	80
Şekil 6.16: Boru 1 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	82
Şekil 6.17: Boru 2 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	83
Şekil 6.18: Boru 3 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	84
Şekil 6.19: Boru 4 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	85
Şekil 6.20: Boru 5 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	86

Şekil 6.21: Boru 6 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi .....	87
Şekil 7.1: Yer tepki analizi kaynaklı PGD'ler ile boru hasar değerlendirme süreci .....	91

# TABLO LİSTESİ

## Sayfa

Tablo 1.1: Boru hasarları ile ilgili çalışmalardan bazıları (Pineda-Porras ve Najafi 2010'dan modifiye edilmiştir.).....	2
Tablo 3.1: Bölge zemin davranış türleri (Robertson 2016).....	16
Tablo 5.1: Boru 1 analiz noktalarına ait deformasyonlar.....	49
Tablo 5.2: Boru 2 analiz noktalarına ait deformasyonlar.....	50
Tablo 5.3: Boru 3 analiz noktalarına ait deformasyonlar.....	51
Tablo 5.4: Boru 4 analiz noktalarına ait deformasyonlar.....	52
Tablo 5.5: Boru 5 analiz noktalarına ait deformasyonlar.....	53
Tablo 5.6: Boru 6 analiz noktalarına ait deformasyonlar.....	54
Tablo 5.7: Yay akma kuvvetleri.....	57
Tablo 5.8: Yay akma deplasmanları .....	58
Tablo 6.1: Christchurch boru hasar onarım ilişkileri (T. D. O'Rourke ve diğ. 2014).....	73

## SEMBOL LİSTESİ

$V_s$	:	Kayma dalgası hızı
$u$	:	Boşluk Suyu Basıncı
$q_t$	:	Uç direnci
$R_f$	:	Sürtünme oranı
$Q$	:	Normalize edilmiş uç
$F$	:	Kol açısı oranı
$q_c$	:	Uç direnci
$P_a$	:	Atmosfer referans basıncı
$n$	:	Gerilme katsayısı
$\sigma'_{v0}$	:	Efektif gerilme
$\sigma_{v0}$	:	Toplam gerilme
$f_s$	:	Sürtünme direnci
$ISBT$	:	Zemin davranış türü indeksi
$\gamma$	:	Zemin birim hacim ağırlığı
$\gamma_w$	:	Su birim hacim ağırlığı
$\phi$	:	İçsel sürtünme açısı
$S_u$	:	Drenajsız kayma mukavemeti
$N_{kt}$	:	Drenajsız kayma mukavemeti düzeltme katsayısı
$q_{t,1,net}$	:	Normalize uç direnci
$c$	:	Gerilme katsayısı
$G_{max}$	:	Elastik bölge kayma modülü
$G_{sec}$	:	Çevrim noktası kayma modülü
$\gamma_r$	:	Referans şekil değiştirme
$\tau_{max}$	:	Yenilme anı gerilmesi
$\tau$	:	Zemin gerilmesi
$N$	:	Çevrim sayısı
$f$	:	Frekans
$K_0$	:	Sükûnet durumundaki yanal toprak basıncı
$x_u$	:	Maksimum zemin direncinin oluştuğu yer değiştirme
$t_u$	:	Eksenel maksimum zemin direnci
$D$	:	Boru dış çapı
$H$	:	Boru orta noktası yüzeye göre derinliği
$k$	:	Zemin boru yüzeyi arası sürtünme katsayısı
$y_u$	:	Maksimum zemin direncinin oluştuğu yer değiştirme
$p_u$	:	Yanal maksimum zemin direnci
$N_{qh}$	:	Taşıma gücü faktörü
$q_u$	:	Düşey maksimum zemin direnci
$z_u$	:	Maksimum zemin direncinin oluştuğu yer değiştirme
$N_q$	:	Taşıma gücü faktörü
$N_\gamma$	:	Taşıma gücü faktörü

## KISALTMALAR

<b>DMD</b>	:	Deprem süresince gerçekleşen maksimum deformasyon
<b>ALA</b>	:	American Lifeline Alliance
<b>CBD</b>	:	Central Business Caddesi
<b>CCC</b>	:	Christchurch Şehir Konseyi
<b>CCCC</b>	:	Christchurch Cathedral Koleji istasyonu
<b>CERA</b>	:	Canterbury depremi iyileştirme otoritesi
<b>CGD</b>	:	Canterbury geoteknik veri tabanı
<b>CI</b>	:	Döküm demir boru
<b>CPT</b>	:	Konik penetrasyon deneyi
<b>IDI</b>	:	İnce dane içeriği
<b>IDS</b>	:	Yeni Zelanda Altyapı Tasarımı Standardı
<b>JPY</b>	:	Japon yeni
<b>MASW</b>	:	Çok kanallı yüzey dalgası analiz yöntemi
<b>MBIE</b>	:	Çalışma, İnovasyon ve İstihdam Bakanlığı
<b>OCR</b>	:	Aşırı konsolidasyon oranı
<b>PGA</b>	:	En büyük yer ivmesi
<b>PGD</b>	:	Kalıcı yer deformasyonu
<b>PGV</b>	:	En büyük yer hızı
<b>RÇ</b>	:	Riccarton çakılı
<b>REHS</b>	:	Christchurch Resthaven yer hareketi istasyonu
<b>SCIRT</b>	:	Daha Güçlü Christchurch Altyapısı Yeniden Oluşturma Ekibi

## ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez çalışmam boyunca bilgi birikimini, deneyimini ve desteğini esirgemeyen değerli danışman hocam Dr. Öğr. Üyesi Engin NACAROĞLU'na teşekkürlerimi sunarım. Yüksek lisans eğitimim boyunca değerli tecrübelerini paylaşan ve her türlü sorunda samimi bir şekilde yardımcı olan Prof. Dr. Selçuk TOPRAK'a ve eğitimim sürecimde sağladığı katkılardan dolayı jüri üyesi Doç. Dr. Devrim ALKAYA'ya teşekkürlerimi sunarım.

Lisansüstü serüvenimin bu aşamasına kadar her zaman desteklerini gördüğüm, sohbetleri ile keyif aldığım, belki de hepsini isimleriyle saymam gereken tüm Pamukkale Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümü öğretim üyelerine teşekkürü borç bilirim. Laboratuvarda geçirdiğim sürede ellerinden gelen yardımı her durumda yapan Jeoloji Mühendisliği öğretim üyelerine ayrıca teşekkürlerimi sunarım.

Öğretim serüvenini keyifli bir sosyal alan haline getiren, benimle aynı maceranın yolcusu olan çalışma arkadaşlarıma teşekkür ederim.

Son olarak hayatım boyunca bana her zaman istisnasız dayanak olan, desteklerini her zaman hissettiğim, maddi ve manevi olarak hiçbir zaman zora düşmememi sağlayan, yalnız hissettirmeyen aileme şükranlarımı sunarım.

# 1. GİRİŞ

Zeminler çevrimsel yükler nedeniyle çeşitli etkilere maruz kalmaktadır ve bu etkiler üst yapı ve altyapı elemanlarında hasarlara sebep olmaktadır. Deprem etkileri ivme, hız ve yer değiştirme-zaman tanım alanında değerlendirilebilmektedir. Boru hasarlarının değerlendirilmesi için ise zemin yer değiştirmeleri belirlenmelidir ve belirlenen yer değiştirmelerin boru ile etkileşimi irdelenmelidir. Gömülü boru hasarlarının yer değiştirmeler ile ilişkisini gözlemlemek için iki aşamalı bir yaklaşım seçilmiştir. Öncelikle yer tepki analizleri yapılarak boruların etki altında kaldığı yer değiştirmeler araştırılmıştır. Daha sonraki aşamada ise bu yer değiştirmelerin borular üzerindeki etkilerinin incelenmesi için boru-zemin etkileşimi davranışları belirlenmiştir. DIANA FEA sonlu elemanlar programı ile yer değiştirmeler, boru özellikleri ve boru-zemin etkileşimi nümerik olarak modellenerek boru davranışları belirlenmiştir.

## 1.1 Tezin Amacı

Tezin amacı yer tepki analizleri ile olası bir deprem senaryosu için elde edilen zemin yer değiştirmelerinin yer tepki analizleri kullanılarak tespit edilmesi, tespit edilen yer değiştirmelerin gömülü borular üzerindeki oluşturacağı etkilerin sonlu elemanlar ile belirlenmesi ve gerçek durumu ne kadar sağlıklı ifade edebileceğinin değerlendirilmesidir. Analiz ve vaka sonuçları 22 Şubat 2011 Christchurch depreminin boru hattına etkisi değerlendirilerek gerçekleştirilmiştir.

## 1.2 Gömülü Boru Hasarlarının Etkileri

Depremlerin üst yapılara verdiği zararların yanında altyapılara verdiği zararlar bilinen ve çok kez karşılaşılmış problemlerdendir. Altyapı hasarları deprem sonrası temiz su, ısınma, enerji gibi ihtiyaçların karşılanamamasına sebep olmaktadır. Bunun duruma ek olarak altyapı hasarlarına bağlı yangınların da oluştuğu görülmektedir.

Depremlerin oluşturduğu bu ani etkilerin yanı sıra hasar gören altyapı sistemlerinin onarımı ve onarımın getirdiği ilave ekonomik yükümlülükler de göz önüne alınmalıdır. Bu etkilere örnek olarak; 1989 yılındaki Loma Prieta depreminde San Francisco körfezine gaz akışı kesilmiş ve 20 milyon dolarlık bir onarım maliyeti ortaya çıkmıştır (Dames ve Moore, Inc, 1999). Kobe depreminde 531 ayrı yangın, gaz hatlarındaki sızıntılar sonucu meydana gelmiştir (EQE International, 1995) ve 474 milyar japon yeni (JPY) bu hasarların onarımı için harcanmıştır (Otani, 1999). Chi-Chi depreminde 25 milyon dolar, altyapı sistemleri onarımı için harcanmıştır (Chen ve diğ. 2000). Ülkemizde ise 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri sonucu, farklı illerde su dağıtım şebekeleri hasar görmüş ve örnek olarak Adapazarı su şebekeleri aylarca onarılamamıştır (Toprak ve Taşkın, 2007).

### 1.3 Boru Hasarları ile İlişkili Önceki Çalışmalar

Depremler ve boru hasarları arasındaki ilişki 1970'lerden beri incelenmektedir. Kalıcı yer deformasyonları (PGD), en büyük yer ivmeleri (PGA), zemin birim şekil değiştirmeleri ( $\epsilon$ ) ve çeşitli deprem parametrelerinin boru hasarları ile ilişkileri incelenmiştir. Katayama ve diğ. (1975) boru hasarları ve PGA arasındaki ilişki üzerinde çalışmıştır. 1990'ların başında en büyük yer hızına (PGV) bağlı hasar ilişkileri geliştirilmiştir. Bu çalışmalar sonrasında PGA'ya dayalı ilişkilerin kullanımı azalarak PGV ve PGD'ye dayalı yaklaşımlar literatürde daha yaygın hale gelmiştir. Barenberg (1988) PGV ve boru hasarları ilişkisi üzerinde çalışmıştır. Ballantyne ve diğ. (1990), Barenberg'e ait çalışmayı başka vakalar için genişletmiştir. PGV kullanılarak yapılan çalışmaların gelişimine paralel olarak Toprak (1998), O'Rourke ve Toprak (1997) PGD ile boru hasarlarını coğrafi bilgi sistemleri kullanarak literatürde ilk kez ilişkilendirmişlerdir. O'Rourke ve Ayala (1993), Eidinger (1998) ve Eidinger ve diğ. (1995) PGV ile hasar ilişkileri üzerinde çalışmışlardır. Bahsedilen çalışmalara ait veriler, pek çok deprem senaryoları ve hasar ilişki yöntemleri için başka araştırmacılar tarafından da kullanılmıştır. Tablo 1.1'de çeşitli araştırmacılara ait boru hasarları-deprem ilişkisi ile ilgili çalışmalar verilmiştir.

**Tablo 1.1:** Boru hasarları ile ilgili çalışmalardan bazıları (Pineda-Porras ve Najafi 2010'dan modifiye edilmiştir.)



Hasar İlişki Parametreleri	Çalışma
PGA	Katayama ve diğ. (1975) Isoyama ve Katayama (1982) ASCE-TLCEE (1991) T. D. O'Rourke ve diğ. (1991) Hamada (1991) Hwang ve Lin (1997) T. D. O'Rourke ve diğ. (1998) Isoyama ve diğ. (2000)
MMI	Eguchi (1983) Ballantyne ve diğ. (1990) Eguchi (1991) T. D. O'Rourke ve diğ. (1998)
PGV	Barenberg (1988) M. J. O'Rourke ve Ayala (1993) Eidinger ve diğ. (1995) Eidinger (1998) T. D. O'Rourke ve diğ. (1998) T. D. O'Rourke ve Jeon (1999) Isoyama ve diğ. (2000) ALA (2001) Pineda ve Ordaz (2003) M. J. O'Rourke ve Deyoe (2004) Jeon ve O'Rourke T. D. (2005)
PGD	T. D. O'Rourke ve diğ. (1998) Toprak (1998)
$\epsilon_g$	M. J. O'Rourke ve Deyoe (2004)
$PGV^2 / PGA$	Pineda ve Ordaz (2007) Pineda ve Ordaz (2010)

Tez kapsamında deprem sürekliliği boyunca gerçekleşen maksimum deplasman (DMD) zemin boru etkileşiminde etken parametre olarak kullanılmıştır. Kullanılan yer değiştirme parametresi PGD olarak nitelendirilemez, fakat sıvılaşma nedeniyle gerçekleşen PGD'lerin DMD'ler ile ilişkili olduğu varsayımı yapılarak bir süreç planlanmıştır. Bu yaklaşımın tercih edilmesindeki ana sebep, literatüre göre belirlenen sıvılaşma kaynaklı yanal PGD'lerin gerçek durumu tam olarak ifade etmekte yetersiz kalması nedeniyle alternatif bir parametre olarak DMD'nin boru hasarları ile ilişkisinin irdelenmesidir. Tezde DMD'nin, PGD'ye alternatif bir deprem parametresi olarak sıvılaşma bölgeleri için kullanılabilirliği incelenmiştir. Bu duruma bağlı olarak analiz yaklaşımlarında DMD=PGD kabulü yapılmıştır.

PGD ile ilgili yapılan çalışmalardan bu kısımda ayrıca bahsedilmiştir. Kalıcı yer hareketleri etkisinde boru hasarları ile ilgili Uçkan ve diğ. (2016) fay hareketine bağlı yer hareketi davranışları konusunda çalışmıştır. Choo ve diğ. (2007)'de PGD'ye bağlı boru hasarları, santrifüj modeli kullanılarak değerlendirilmiştir. O'Rourke ve Nordberg (1992), PGD'ye bağlı boru davranışının yaylar ile modellenmesi konusunda çalışmalar yapmıştır. Hamada ve diğ. (1987)'de, sıvılaşma PGD'lerinin belirlenmesi ile yer hareketi verileri kullanılarak vaka çalışmaları yapılmıştır. O'Rourke ve diğ. (2006)'da PGD'lerin sıvılaşmaya bağlı oluşumları ve davranışları detaylı olarak açıklanmıştır. Toprak ve diğ. (2018)'de farklı PGD ölçüm teknikleri yardımıyla belirlenen yer hareketleri ile boru hasarları arasındaki ilişki değerlendirilmiştir. Toprak ve diğ. (2019)'da ise farklı sıvılaşma parametreleri ile boru hasarlarının korelasyonları belirlenmiştir.

Tez çalışmasında değerlendirilen Christchurch bölgesi ile ilgili sıvılaşma ve boru hasarları bakımından çeşitli çalışmalar mevcuttur. Cubrinovski ve diğ. (2011)'de Central Business District (CBD)'nin sıvılaşma davranışını raporlamıştır. O'Rourke ve diğ. (2012)'de bölgedeki boruların performans bilgileri tespit edilmiş ve yayımlanmıştır. O'Rourke ve diğ. (2014)'te bölgedeki boru hasar davranışları ile ilgili detaylı bir çalışma yapılmıştır. Nacaroğlu (2017)'de farklı PGD ölçüm tekniklerinin boru hasarları ile ilişkisi bölge için araştırılmıştır. O'Callaghan (2014)'te 27 yıllık sismik aktivite altındaki boru davranışları Yeni Zelanda için değerlendirilmiştir. Ceylan (2020)'de bölgede bulunan boru türleri için sonlu elemanlar ile analizler gerçekleştirilmiştir.

Tez süreci aşağıda anlatılan sıra ile verilmiştir.

1. bölümde tez ile ilgili literatürde yer alan çalışmalar, tezin amacı ve teze ait genel bilgiler verilmiştir.

2. bölümde tezde kullanılacak veriler ve verilere ait bilgiler verilmiştir.

3. bölümde yer tepki analizinin gerçekleştirilebilmesi için gerekli deprem ve zemin parametrelerinin işlenmesi süreci hakkında bilgi verilmiştir.

4. bölümde boru-zemin etkileşimini tanımlamak için tercih edilen yöntem ile ilgili bilgi verilmiştir.

5. bölümde, 3. bölüm ve 4. bölümde bahsedilen sürecin gerçekleştirilmesi ile elde edilen sonlu elemanlar analizleri için gerekli çıktı verileri hakkında bilgi verilmiştir.

6. bölümde, 5. bölümdeki veriler kullanılarak gerçekleştirilen sonlu elemanlar analiz sonuçları paylaşılmıştır.

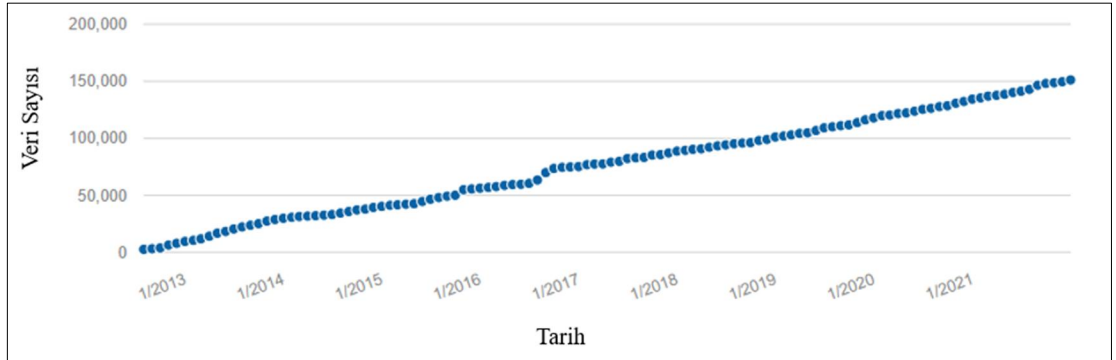
7. bölümde analiz süreci ve sonuçları hakkında genel değerlendirmelerde bulunulmuştur.

## 2. ZEMİN, BORU VE HASAR VERİLERİ

### 2.1 Zemin Verileri

Yeni Zelanda'da Canterbury 2010-2011 deprem serisi yaşanırken 29 Mart 2011 tarihinde deprem sonrası koordinasyon ve deprem etkilerinin giderilmesi amacıyla Canterbury Depremi İyileştirme Otoritesi (CERA) adında birim kurulmuştur. Bu birim Christchurch şehrinin yeniden yapılanması ile ilgili Canterbury geoteknik veri tabanını (CGD) oluşturmuştur. 2015 yılında bu veri tabanı Çalışma, İnovasyon ve İstihdam Bakanlığına (MBIE) aktarılmış, programa ait coğrafi bölge genişletilerek Yeni Zelanda geoteknik veri tabanı (NZGD) adı altında ülke genelindeki bir projeye dönüşmüştür (<https://www.nzgd.org.nz>).

NZGD tüm kullanıcılara açık olan en büyük coğrafi bilgi sistemi tabanlı geoteknik veri tabanıdır. Haziran 2022 itibariyle 25573 sondaj, 46371 konik penetrasyon deneyi (CPT) ve pek çok farklı deney verisi coğrafi bilgi sistemi üzerinde paylaşılmaktadır. Şekil 2.1'de gösterildiği gibi programa ait veri seti her geçen gün genişlemeye devam etmektedir.



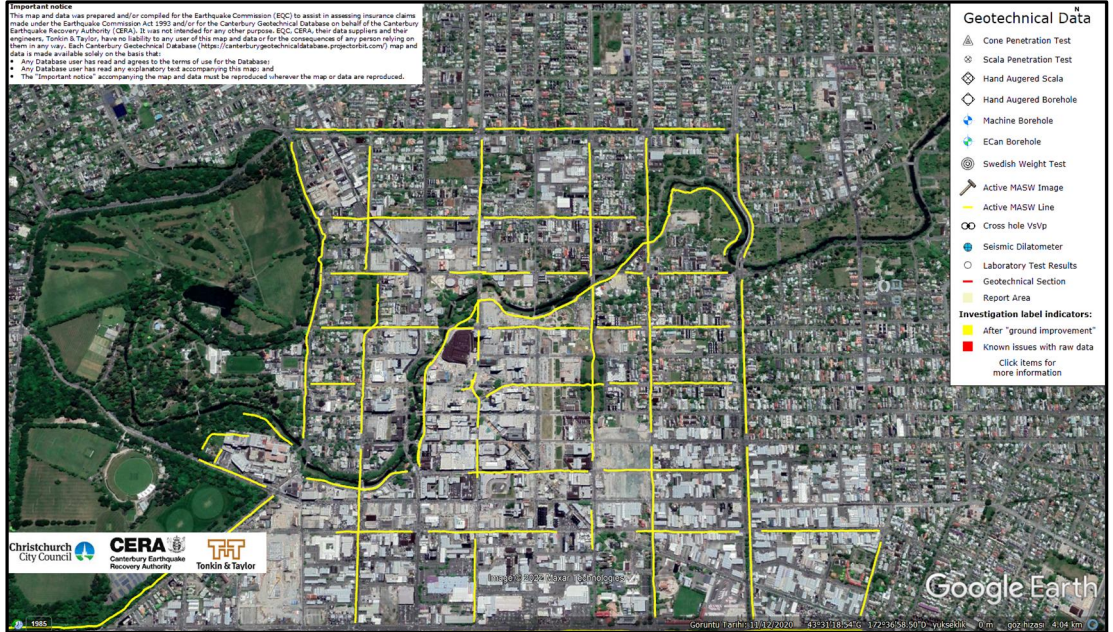
Şekil 2.1: NZGD kümülatif yüklenen veri sayısı (<https://www.nzgd.org.nz/>).

Ayrıca NZGD'de bulunan veriler kullanılarak 250'nin üstünde uluslararası bilimsel yayın yapılmış ve verilerin kapsamı literatürdeki verilerin işlenmesi ile elde edilen yayınlar da düşünüldüğünde oldukça genişlemiştir. Şekil 2.2'de NZGD verilerine ait örnek bir Google Earth tabanlı veri seti görüntüsü verilmiştir.



Şekil 2.2: NZGD CPT verileri.

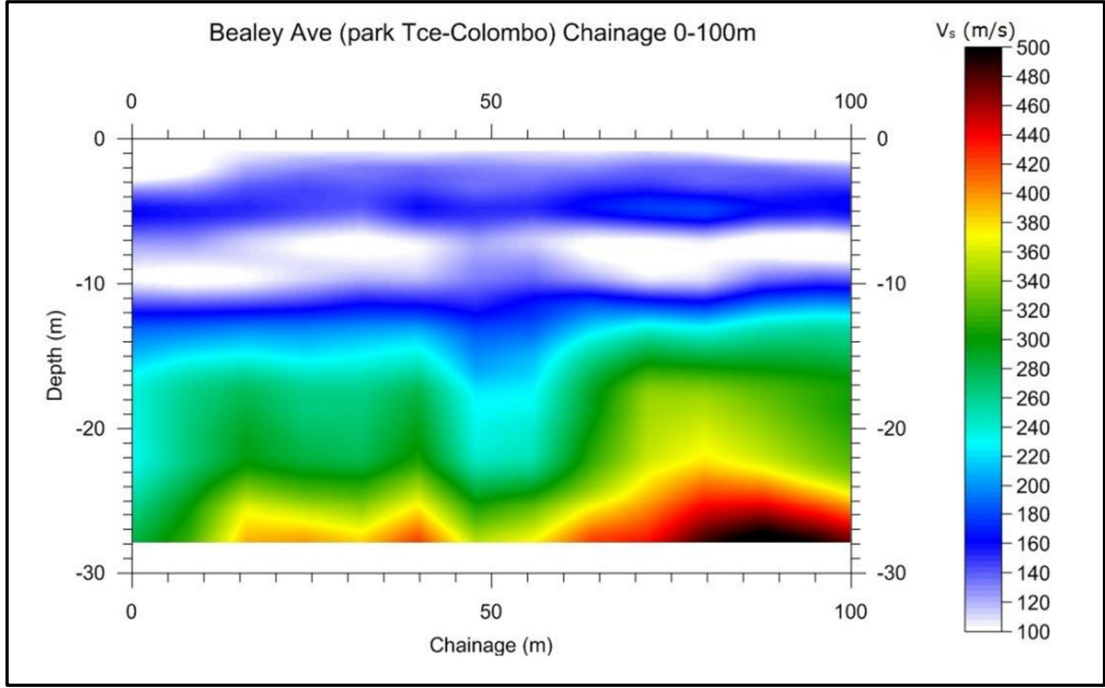
Ayrıca Christchurch’de bulunan Central Business District (CBD) bölgesine ait sigortalama işlemleri için ana yollarda kayma dalgası hızı ölçümleri yapılmıştır. CBD üzerindeki yapılan çok kanallı yüzey dalgası analiz yöntemi (MASW) deney verileri Şekil 2.3’te verilmiştir.



Şekil 2.3: NZGD kayma dalgası hızı (MASW) verileri.

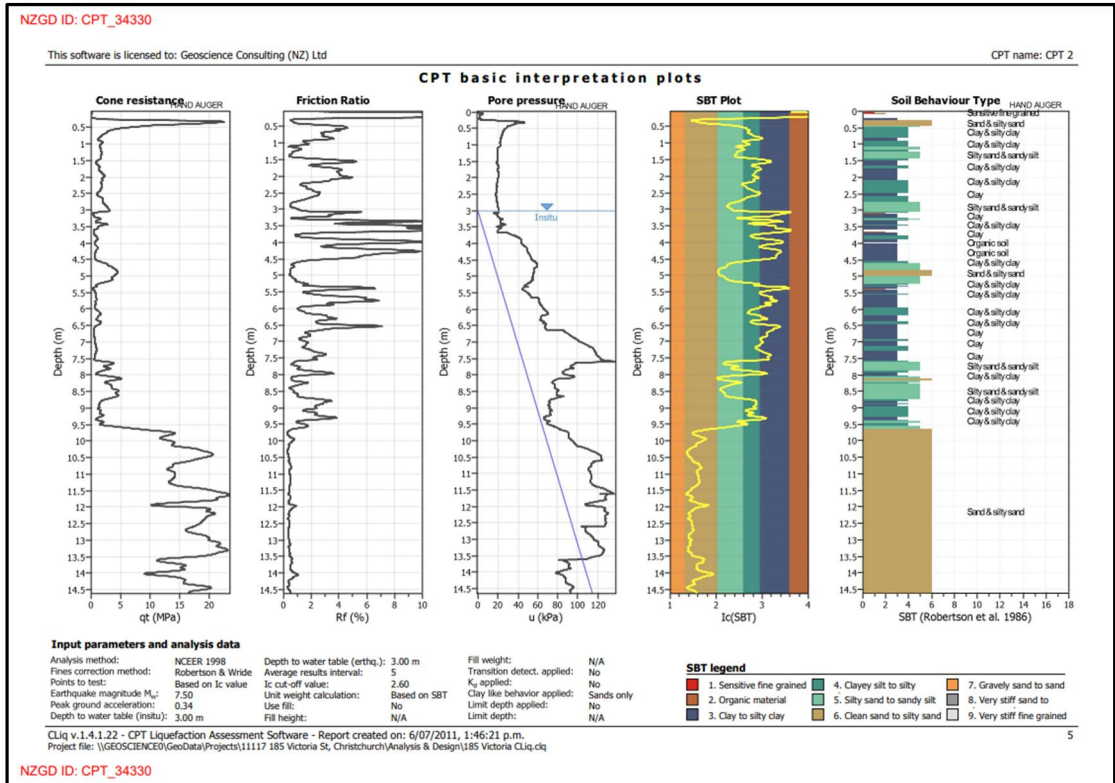
Kullanılan kayma dalgası hızı deneyleri Şekil 2.3’te verilen sarı çizgiler boyunca süreklilik halinde yapılmış ve Şekil 2.4’te bir kesite ait örnek sunulmuştur.





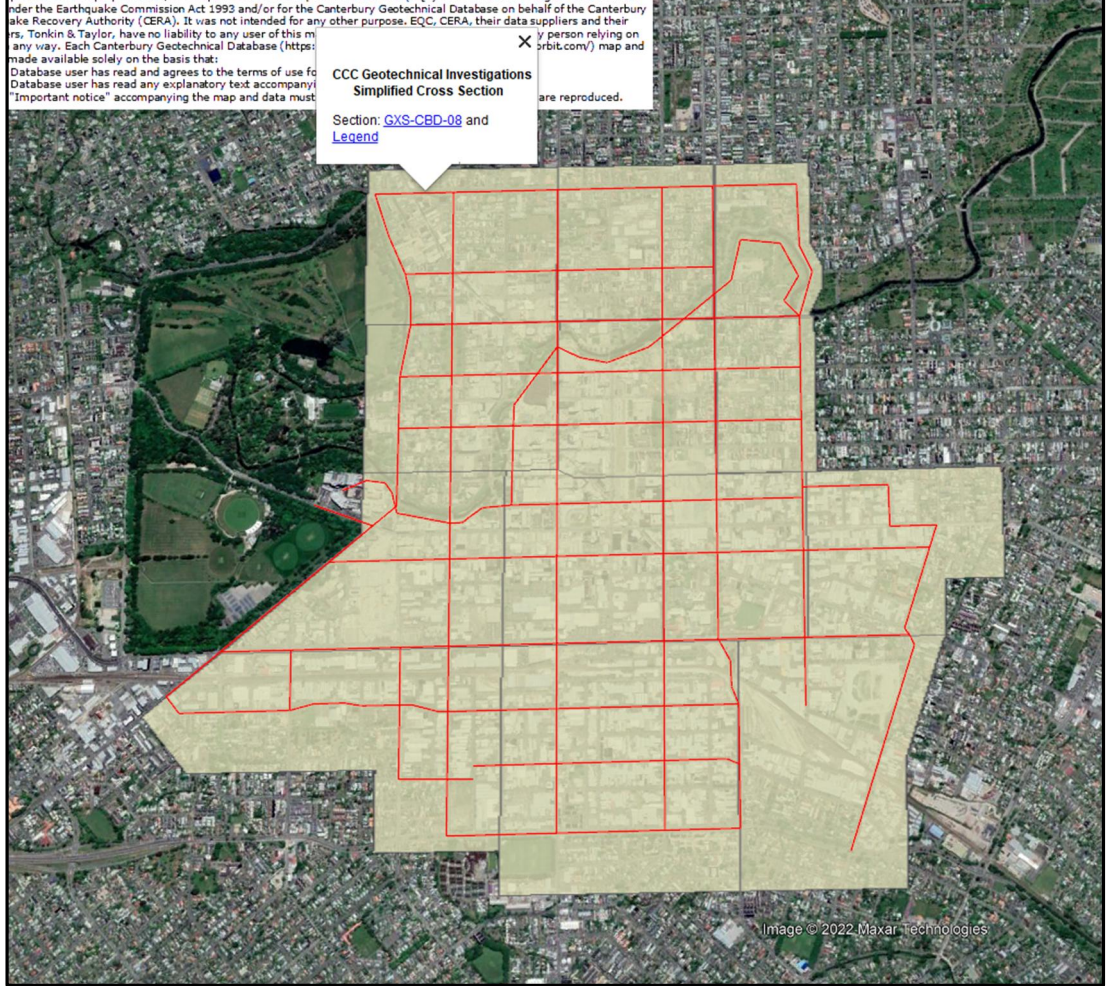
Şekil 2.4: NZGD kayma dalgası hızı sonuçları.

CPT sonuçları ise bazı veriler için ham şekilde, bazı veriler için ise işlenerek oluşturulmuştur. Şekil 2.5'te işlenmiş CPT verilerine bir örnek verilmiştir.



Şekil 2.5: NZGD sondaj ekibi tarafından verileri işlenmiş CPT örneği.

Ayrıca bu verilerin yanında NZGD’de CBD için hazırlanan zemin kesitleri bulunmaktadır (Şekil 2.6). Bu kesitler kırmızı çizgiler ile gösterilen bölgeler için derinlik boyunca mevcuttur.

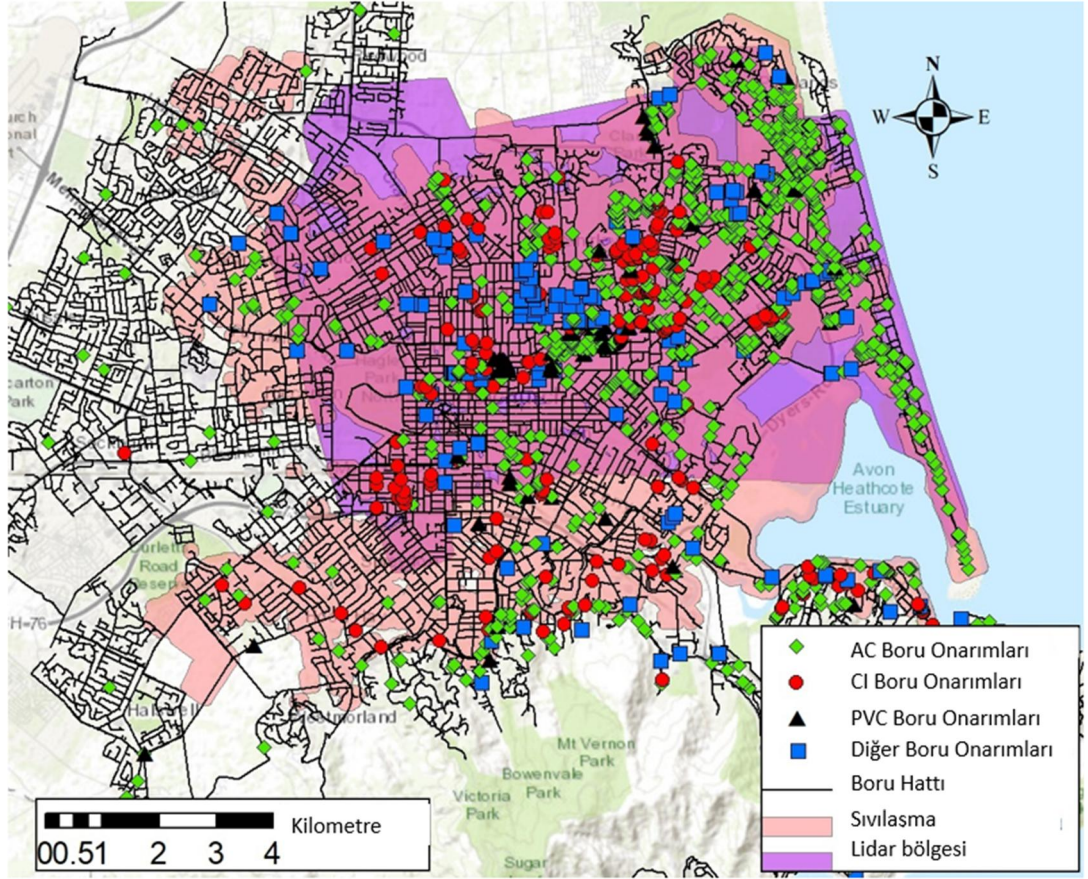


Şekil 2.6: NZGD zemin kesitleri.

## 2.2 Boru Onarım Verileri

Yaklaşık 1700 km uzunluğundaki boru verisi Christchurch Şehir Konseyi (CCC) ve Daha Güçlü Christchurch Altyapısı Yeniden Oluşturma Ekibi (SCIRT) tarafından coğrafi bilgi sistemi üzerinde oluşturulmuştur. Boru onarım verileri de SCIRT tarafından tutulmaktadır. Borulara ait konum, malzeme, uzunluk, kurulum yılı gibi bilgiler bu veriler içerisinde yer almaktadır. Boru hasar konumları ve boru konumları Şekil 2.7’de gösterilmiştir. Bu veriler ayrıntılı olarak O’Rourke ve diğ. (2014), Toprak ve diğ. (2018,2019) Bouziou ve O’Rourke (2017)’de sunulmuştur.





Şekil 2.7: Christchurch Şehri ve Littleton Limanı boru hattı. (Toprak ve diğ. 2018)

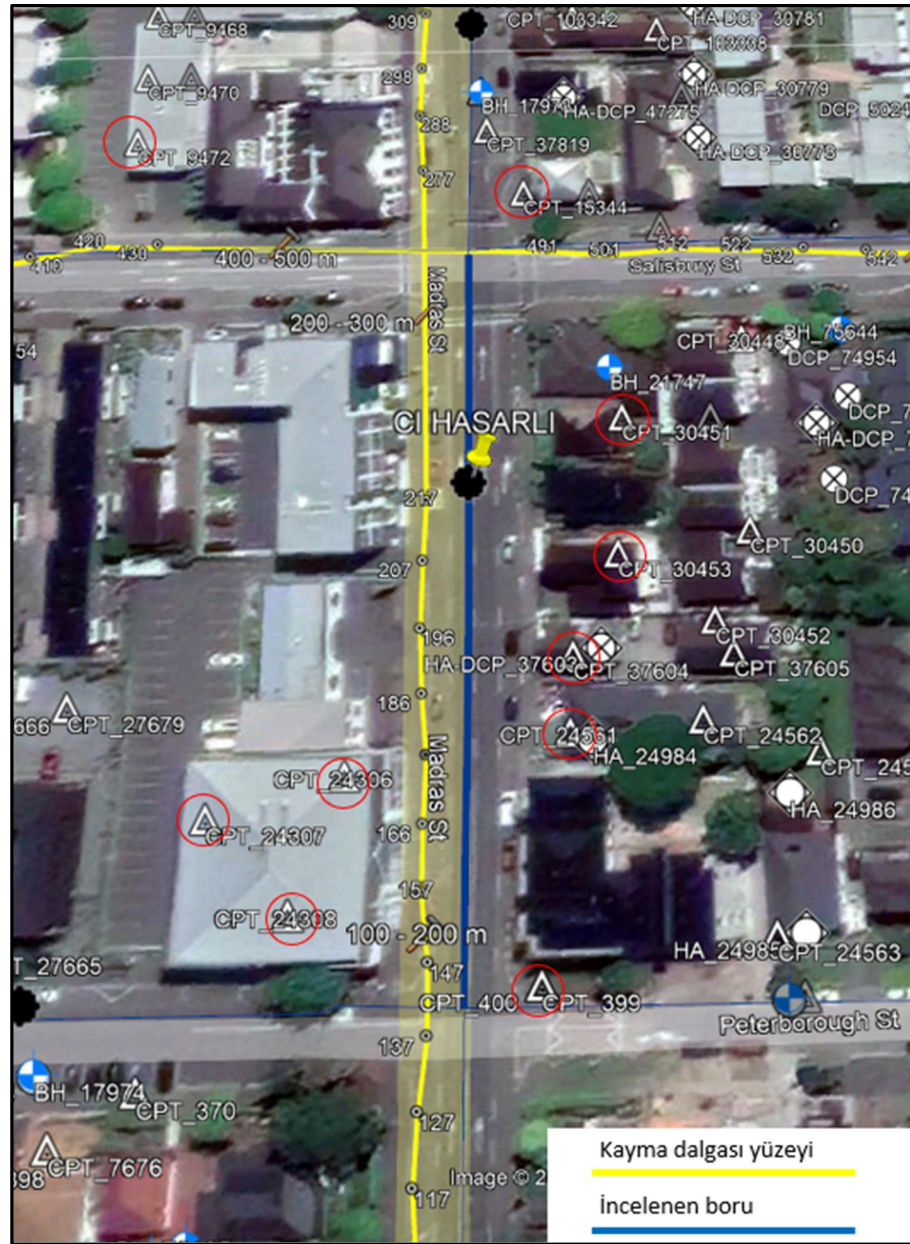
Tez çalışmasında dökme demir borular (CI) için analizler yapılacaktır. CI borular genelde su şebekeleri içinde en eski boruları oluşturmaktadır (Toprak ve Cırmıktılı, 2021). 3 adet hasarlı ve 3 adet hasarsız boru, zemin verilerinin yeterli olduğu bölgelerden seçilmiştir.



### 3. YER TEPKİ ANALİZİ

#### 3.1 Yer Tepki Analizi İçin Veri Seçimi

İncelenen borular MASW deneylerinin yapıldığı konumlarda seçilmiştir. İncelenen örnek bir bölge Şekil 3.1’de gösterilmiştir. Kayma dalgası hızı verilerine en yakın CPT verileri kullanılarak tek boyutlu yer tepki analizlerinin yapılacağı zemin profilleri oluşturulmuştur.



Şekil 3.1: Boru inceleme bölgesi örneği.

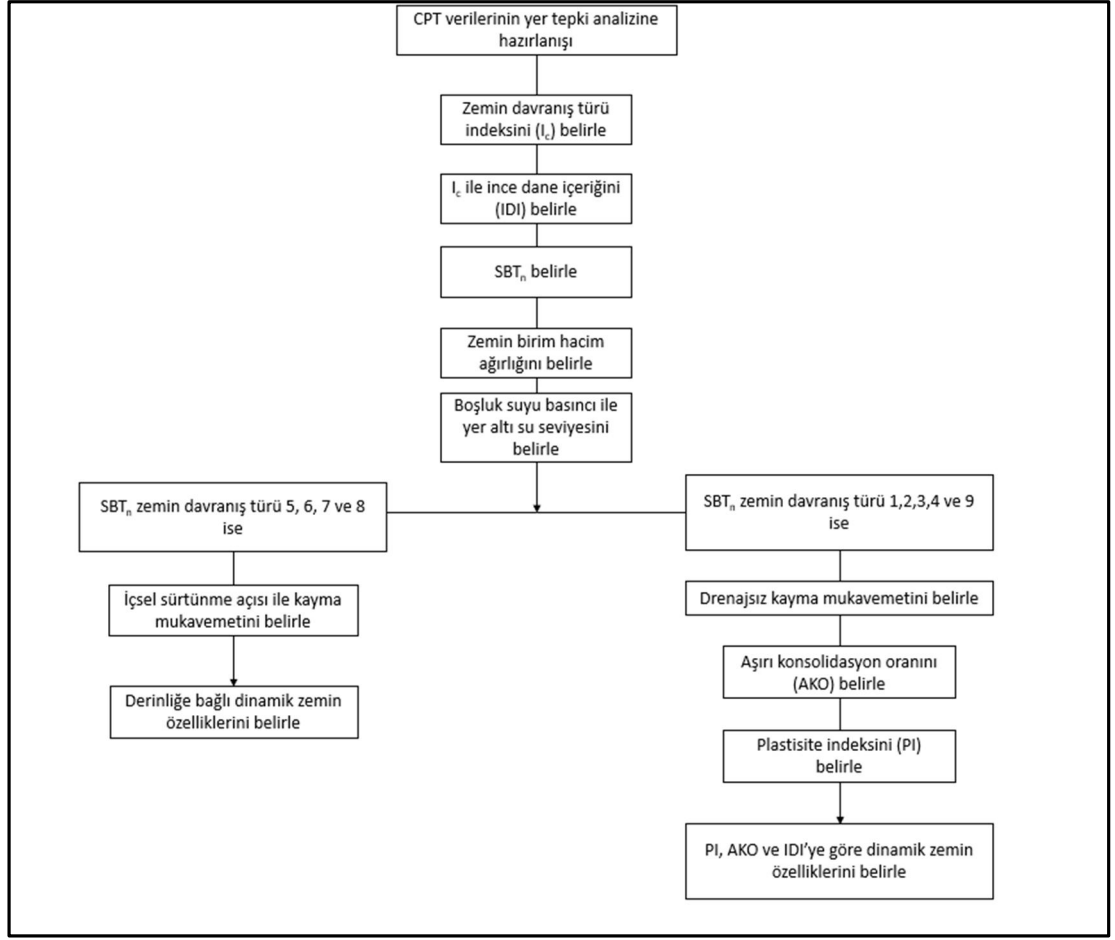
Yer tepki analizi için zemin profili oluşturulmasında kullanılan prosedüre ait bir örnek bu kısımda verilmiştir. 207 numaralı kayma dalgası ölçüm noktasında 30453 numaralı CPT verisi kullanılmıştır. Fakat bazı CPT verileri yer tepki analizi için gerekli derinliğe kadar inmemektedir (çalışma için en 20 m derinlik kullanılmıştır). Bu durumda belirlenemeyen derinliklere ait veriler için yakındaki başka bir CPT verisi kullanılmıştır. Örnek olarak 207 numaralı kayma dalgası bölgesi için kullanılan 30453 numaralı CPT, 12 metre derinliğe kadar inmiştir, bu nedenle 12-20 metre arasında 24306 numaralı CPT verileri aynı profilin devamı olarak kullanılmıştır. Yer tepki analizi derinliği aşağıdaki şartlara göre belirlenmiştir.

- 1- En düşük analiz derinliği 20 m'dir.
- 2- İnceleme noktasındaki 350 m/s'nin üstüne çıkılan derinlik tahmini analiz derinliğidir.
- 3- Bölgede tahmini analiz derinliğinden daha derine inilen CPT deneyi varsa tahmini analiz derinliği CPT deneyinin derinliğine yükseltilir.

Tahmini derinliğe kadar yapılmış bir CPT deneyinin bölgede belirlenememesi durumunda, bölgede ölçülmüş en derin CPT verileri tahmini derinliğe kadar uzatılarak kullanılır. CPT verilerinin uzatılma işleminde kayma dalgası hızları göz önüne alınmıştır. Örnek olarak 17. metre derinliğe kadar olan CPT verilerinin 20. metreye kadar kullanılması için, 17 metredeki kayma dalgası hızının ve 20 metredeki kayma dalgası hızının aynı olması gereklidir. Bu şartlarda 17 metre derinlikteki CPT verileri 17-20 arasında da kullanılmıştır.

### **3.2 CPT Verilerinin Yer Tepki Analizine Hazırlanması**

CPT verileri kullanılarak yer tepki analizi için statik ve dinamik zemin özelliklerine ait parametrelerin belirlenmesi gereklidir. Bu nedenle yer tepki analizine ait gerekli zemin özelliklerinin sistematik olarak belirlenmesi amacıyla veri işleme süreci oluşturulmuştur. Bu süreç akışında gerekli veriler Şekil 3.2'de verilmiştir.



Şekil 3.2: CPT verileri ile yer tepki analizi akışı

Ham CPT verileri genel olarak 0.01 metre aralık ile ölçümlere sahiptir. Fakat yer tepki analiz katmanlarının 0.3 metre olarak oluşturulması planlanmıştır. Bu nedenle ham CPT verileri (uç direnci, koni sürtünmesi ve boşluk suyu basıncı) 0.3 metrelik bölgeleri temsil edilecek şekilde ortalama olarak değerlendirilmiştir. Bu süreçte öncelikle yer tepki analizi profili kayma dalgası verilerine göre 0.3 metrelik derinlik ile oluşturulmuştur. Oluşturulan profildeki diğer gerekli veriler CPT verilerine bağlı olarak aşağıda açıklanan formüller ile bulunmuştur.

İnce dane içeriğinin (IDI) belirlenmesi amacıyla zemin davranış türü indeksi ( $I_c$ ) değeri Robertson (2009)'da önerilen eşitlik 3.1 ile hesaplanmaktadır.

$$I_c = [(3.47 - \log(Q))^2 + (1.22 + \log(F))^2]^{0.5} \quad (3.1)$$

Q ve F değerleri normalize edilmiş uç ve sürtünme değerleridir. Robertson (1990) abağı gibi çeşitli abaklarda kullanılmaktadır. Eşitlik 3.2 ve 3.3 ile hesaplanmaktadır.

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{vc}}{P_a} \right) \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vc}} \right)^n \quad (3.2)$$

$$F = \left( \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vc}} \right) 100\% \quad (3.3)$$

Q'nun belirlenmesinde kullanılan gerilme katsayısı n, eşitlik 3.4 ile hesaplanabilir. n değeri 1'den küçük olarak alınır. Ayrıca n değeri I<sub>c</sub>'nin belirlenmesinde kullanılmakta ve I<sub>c</sub>'ye bağlı olarak değişmektedir. Bu nedenle iterasyon ile n değeri belirlenmelidir. Burada P<sub>a</sub> atmosfer referans basıncı, σ'<sub>v0</sub> efektif gerilme, q<sub>c</sub> uç direnci, f<sub>s</sub> sürtünme direnci ve σ<sub>v0</sub> referans toplam gerilmedir.

$$n = 0.381(I_c) + 0.05 \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0.15 \quad (3.4)$$

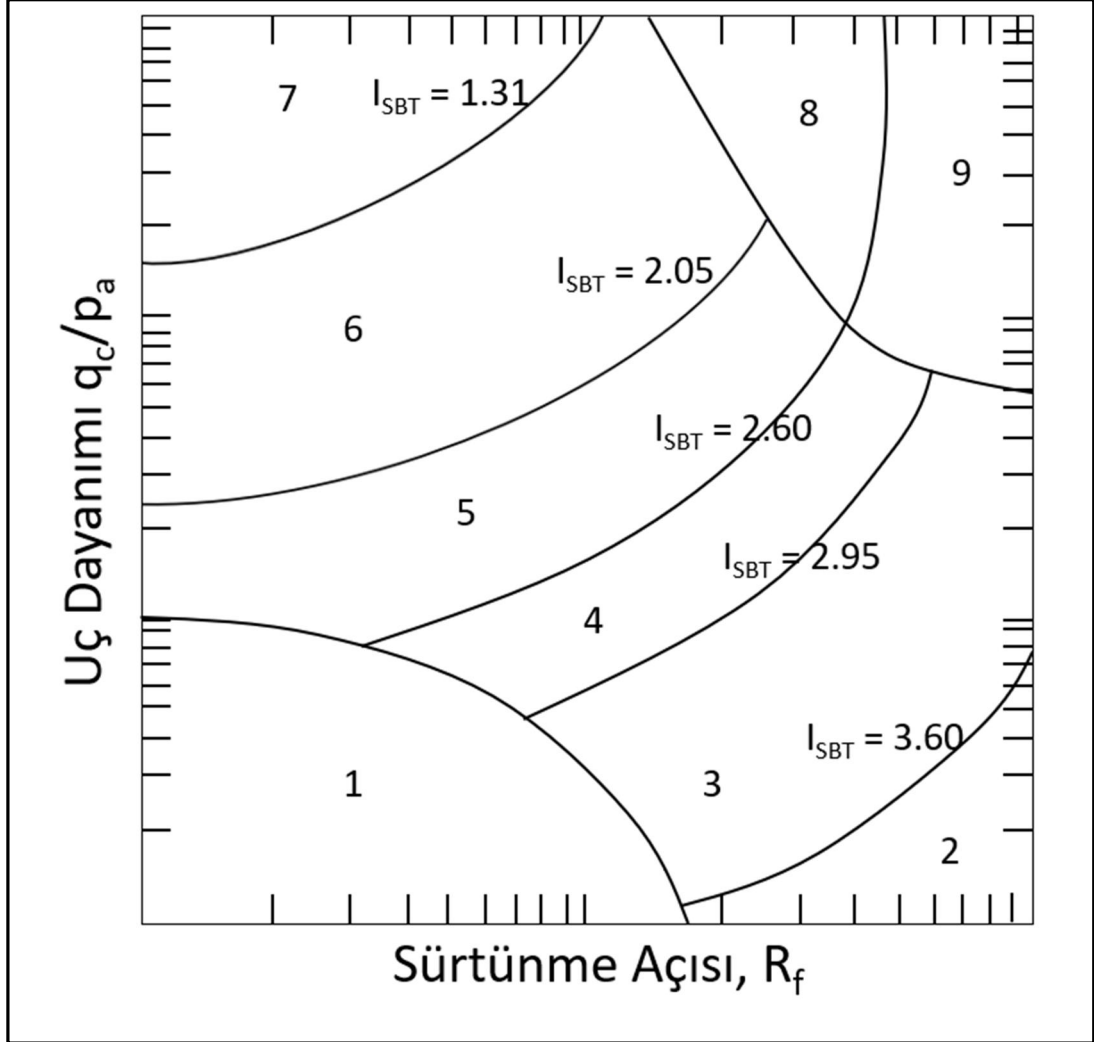
IDI eşitlik 3.5 ile I<sub>c</sub> kullanılarak belirlenmektedir. C<sub>FC</sub> değeri -0.29 ve 0.29 arasında değişen düzeltme katsayısıdır.

$$IDI = 80 (I_c + C_{FC}) - 137 \quad (3.5)$$

Zeminlerin türüne göre ayrıştırılabilmesi için ilk aşamada zemin davranış türü indeksi (I<sub>SBT</sub>) belirlenir. Robertson ve Write (1998) tarafından önerilen eşitlik 3.6 ile I<sub>SBT</sub> elde edilir.

$$I_{SBT} = \left[ (3.47 - \log(q_c/p_a))^2 + (\log R_f + 1.22)^2 \right]^{0.5} \quad (3.6)$$

Zeminlerin davranış türleri elde edilen  $I_{SBT}$  değerine göre veya Şekil 3.3'te verilen abak üzerinden sürtünme açısı ( $R_f$ ) ve uç direncine ( $q_c/p_a$ ) göre belirlenebilir. Tablo 3.1'te ise bölgelere ait zemin davranışı türleri verilmiştir.



Şekil 3.3: Zemin davranış abacı (Robertson 2016)

**Tablo 3.1:** Bölge zemin davranış türleri (Robertson 2016)

Bölge	Zemin Davranış Türü (SBT <sub>n</sub> )
1	Hassas ince daneli
2	Kil – organik zemin
3	Killer ve siltli killer
4	Killi siltler ve siltli killer
5	Siltli kumlar ve kumlu siltler
6	Temiz kumlar ve siltli kumlar
7	Sıkı kumlar ve çakıllı kumlar
8	Sert kumlar ve killi kumlar
9	Sert ince daneli zeminler

Yer tepki analizleri için efektif gerilme ve toplam gerilmenin elde edilebilmesi için derinliğe bağlı numune birim hacim ağırlıklarının ve yer altı su seviyesinin belirlenmesi gerekmektedir. Birim hacim ağırlığı eşitlik 3.7 ile basitleştirilmiş şekilde belirlenebilir (Robertson ve Cabal 2010).

Yer altı su seviyesi ise CPT'ye ait boşluk suyu basıncına bağlı olarak belirlenebilir.

$$\gamma = \gamma_w \left[ 0.27[\log R_f] + 0.36[\log(q_t/p_a)] \right] + 1.236 \quad (3.7)$$

Bu noktada zeminin dinamik davranışı ve kayma mukavemeti için SBT<sub>n</sub>'e bağlı olarak farklı durumlar söz konusudur. SBT<sub>n</sub> 5,6,7 veya 8 için kohezyonsuz zemin olarak içsel sürtünme açısına bağlı kayma mukavemeti ve dinamik zemin özellikleri belirlenir. Kayma mukavemetinin belirlenmesinde kullanılacak içsel sürtünme açısı ( $\phi'$ ) Mayne (2007)'de verilen eşitlik 3.8 ile belirlenebilir.

$$\phi' = 17.6 + 11.0 \log(q_{t1}) \quad (3.8)$$

Burada  $q_{t1}$  eşitlik 3.9 kullanılarak elde edilir.

$$q_{t1} = \frac{(q_{ct}/p_a)}{(\sigma'_{v0}/p_a)^{0.5}} \quad (3.9)$$

SBT<sub>n</sub> değeri 1,2,3,4 ve 9 olan zeminler ise kohezyonlu zeminler olarak ayrılır. Bu zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti de belirlenmelidir. Drenajsız kayma mukavemeti CPT'ye bağlı olarak eşitlik 3.10 ile belirlenebilir.

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}} \quad (3.10)$$

N<sub>kt</sub> ise eşitlik 3.11 ile belirlenebilir.

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \log(F_r) \quad (3.11)$$

Kohezyonlu zeminlerde dinamik zemin özelliklerinin belirlenmesi için aşırı konsolidasyon oranı (OCR) ve plastisite indisi (PI) gereklidir. OCR eşitlik 3.12 ve 3.13 ile Kulhawy ve Mayne'ye (1990) göre belirlenebilir.

$$k_{OCR} = \left[ \frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25(10.50 + 7 \log(F_r))} \right]^{1.25} \quad (3.12)$$

$$OCR = k_{OCR} Q_{tn} \quad (3.13)$$

PI ise Çetin ve Ozan (2009) tarafından geliştirilen eşitlik 3.14 ile belirlenebilir.

$$PI = 10 \left( 1.058 + 0.592 \log F_r - \left( \frac{\log q_{t,1,net}}{2.206} \right) \right) \quad (3.14)$$

q<sub>t,1,net</sub> normalize edilmiş uç direnci eşitlik 3.15 ile hesaplanır.

$$q_{t,1,net} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^c} \quad (3.15)$$

Denklem 3.15'te c, 0.25 ve 1 arasında değişen gerilme katsayısıdır ve eşitlik 3.16 ile belirlenir. c'nin belirlenebilmesi için eşitlik 3.16'nin denklemin sağ tarafındaki

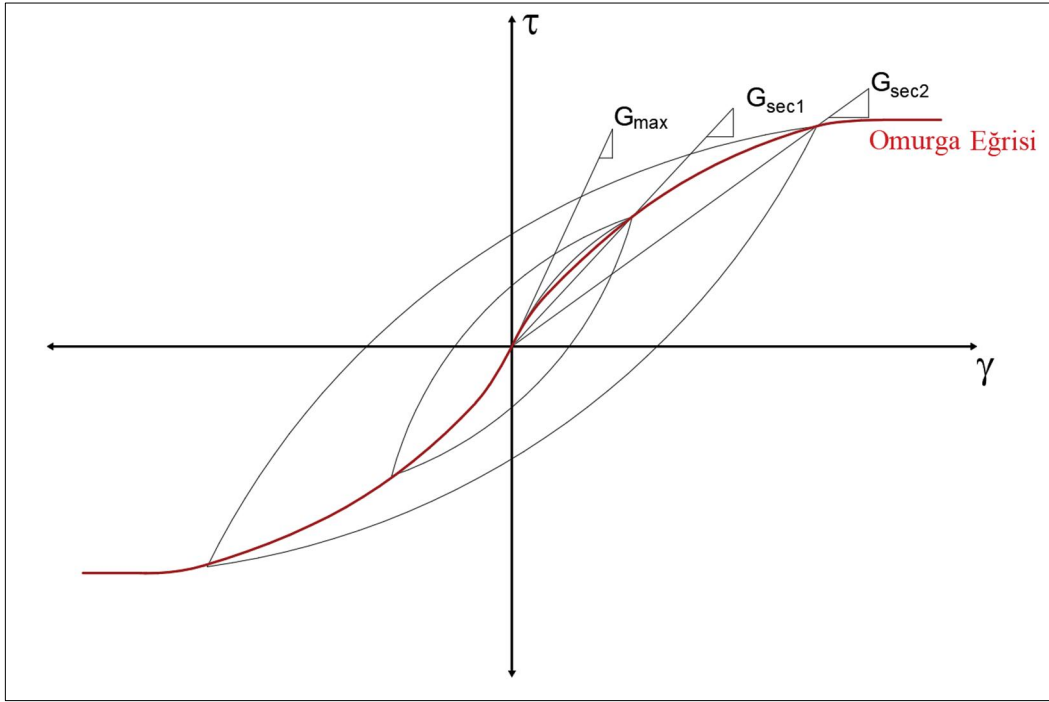
$c=1$ 'den başlanarak  $c$  değeri 0.01'in altına inene kadar iterasyon yapılması gerekmektedir.

$$c = \frac{\left( \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^c} - 233.52 \right)^2 + (\log F_r + 55.42)^2 - 272.38}{275.19 - 272.38} \quad (3.16)$$

### 3.3 Dinamik Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi

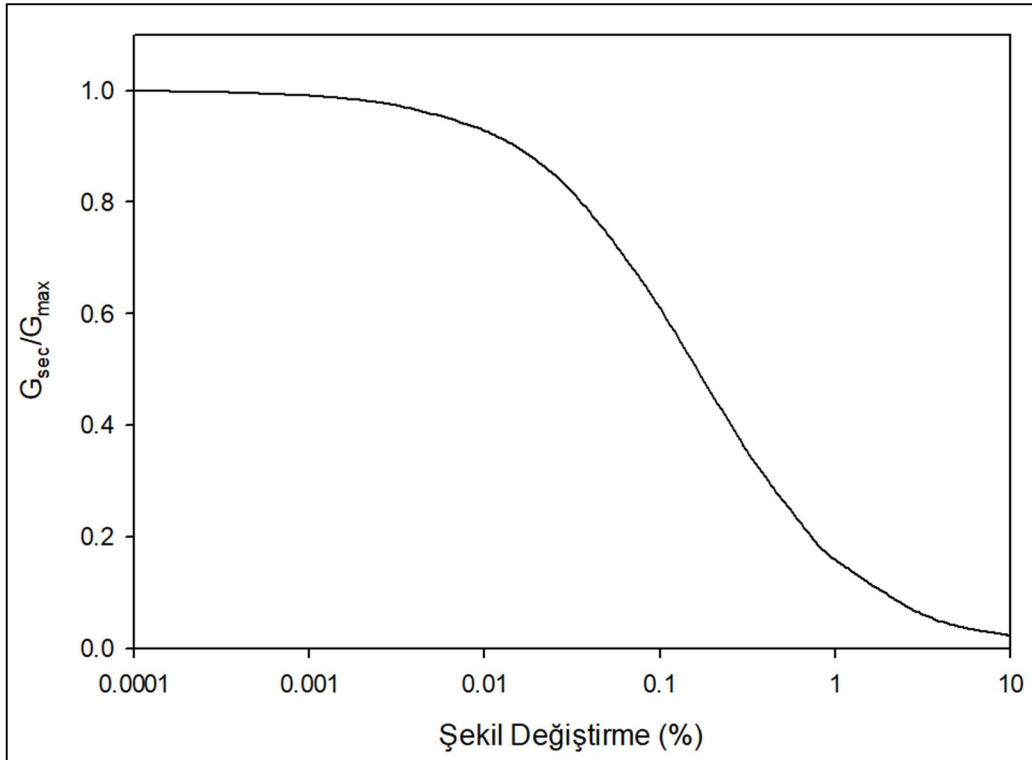
Mühendislikte malzemelerin kuvvetler altındaki davranışı tanımlanmak istenildiğinde, genellikle gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri kullanılmaktadır. Yüklemeler çevrimsel ve monotonik olarak değişmekle birlikte elastik bölge için çevrimsel ve monotonik yüklemelerin, malzeme üzerindeki etkisi davranış olarak benzerdir. Fakat zeminlerin elastik davranış bölgesi, diğer malzemelere oranla oldukça sınırlı olduğu için zeminlerde çevrimsel yüklemelerin etkilerinin önemi çoğu malzemeye oranla daha fazladır. Depremlerin çevrimsel yüklemeli doğaları sebebiyle zeminlerde gerçekleştirilen dinamik analizlerde basit gerilme-birim şekil değiştirme eğrileri yerine kompleks davranış eğrileri kullanılmaya ihtiyaç duyulmuştur. Zeminin dinamik etkiler altındaki davranışını tanımlamak için 2 adet eğri kullanılmaktadır. Bu eğrilerden birincisi olan modül azalım eğrisi, her çevrimdeki dinamik kayma modülünün ( $G_{sec}$ ), elastik bölgeye ait kayma modülüne ( $G_{max}$ ) oranına karşılık gelen şekil değiştirmeye ( $\gamma$ ) bağlı olarak oluşturulmaktadır. Çevrimsel yüklemeli deneyler ile oluşturulan omurga eğrileri yardımı ile modül azalım eğrileri elde edilebilir. Şekil 3.4'te örnek bir omurga eğrisi gösterilmiştir.





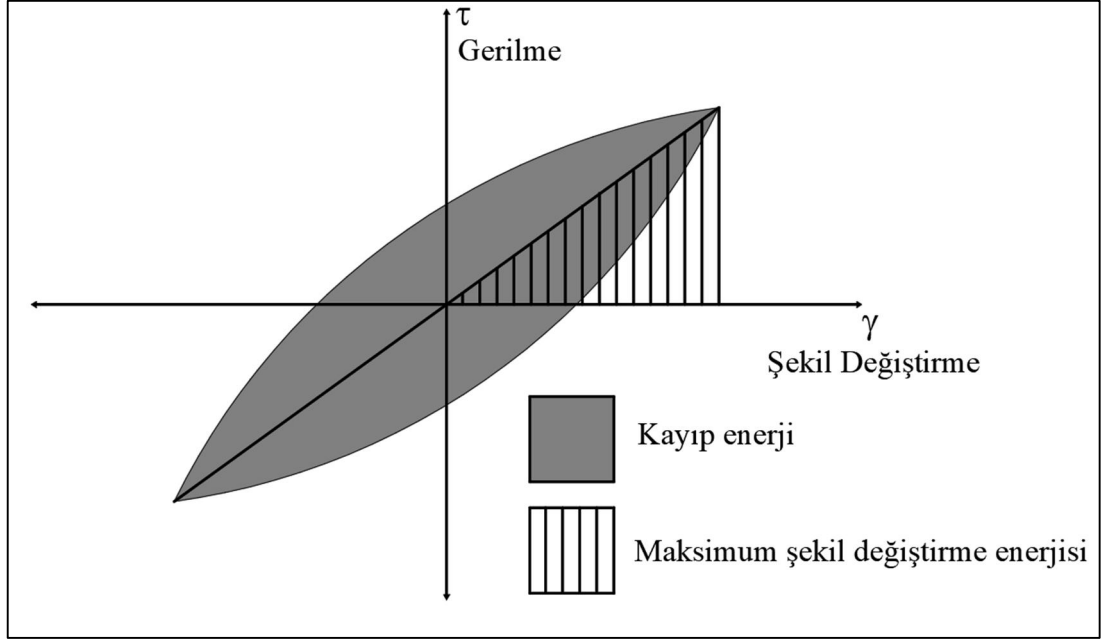
**Şekil 3.4:** Çevrimsel Gerilme-Şekil Değişirme grafiği ile oluşturulan omurga eğrisi

Elastik bölgeye ait eğim ( $G_{max}$ ) ile her çevrim bölgesi sınırına ait eğimler ( $G_{sec1}$ ,  $G_{sec2}$ ) her şekil değişirme noktası için omurga eğrisi üzerinden oranlandığında modül azalım eğrisi elde edilir (Şekil 3.5).



**Şekil 3.5:** Örnek modül azalım eğrisi

İkinci dinamik davranış eğrisi olan malzeme sönüm eğrisi, sürtünme ve viskozite kaynaklı azalan enerjiyi temsil etmektedir. Kayıp enerjilerin toplamı ise enerji sönüm eğrilerini vermektedir. Çevrimsel davranış grafiğinde enerji kayıplarının maksimum şekil değiştirme enerjisine oranı (Şekil 3.6) farklı şekil değiştirmeler için hesaplanarak enerji sönüm eğrileri oluşturulur.



Şekil 3.6: Çevrimsel gerilme-şekil değiştirme eğrisi enerji davranışları

Dinamik davranış eğrileri çevrimsel yüklemeli deneyler ile veya farklı araştırmacılar tarafından geliştirilen ampirik yaklaşımlar ile elde edilebilir. Bu çalışmada CPT verileri kullanılarak ampirik yaklaşımlar altında bu eğriler belirlenmiştir. Analizler için ampirik yaklaşımlardan Darendeli (2001), Roblee ve Chiou (2004), Seed ve Idriss (1970) ve Vucetic ve Dobry (1991) kullanılmıştır. Bu ampirik yaklaşımların kullanılmasında yaklaşımların elde edildiği veri seti ile tez verilerinin uyumluluğu göz önüne alınmıştır. Bu uyumluluğu daha da açmak için eğrilerin karakteristiğinden bahsetmek gereklidir.

Hardin ve Drnevich (1972<sup>b</sup>)'de gerilme ve şekil değiştirmenin dinamik durumlardaki ilişkisi bir hiperbolik ilişki ile ortaya konulmuştur. Bu çalışmada eşitlik 3.17'de verilen referans şekil değiştirme parametresi ( $\gamma_r$ ), yenilme anındaki kayma gerilmesine ( $\tau_{max}$ ) ve en yüksek G değerine ( $G_{max}$ ) bağlı olarak tanımlanmıştır.

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad (3.17)$$

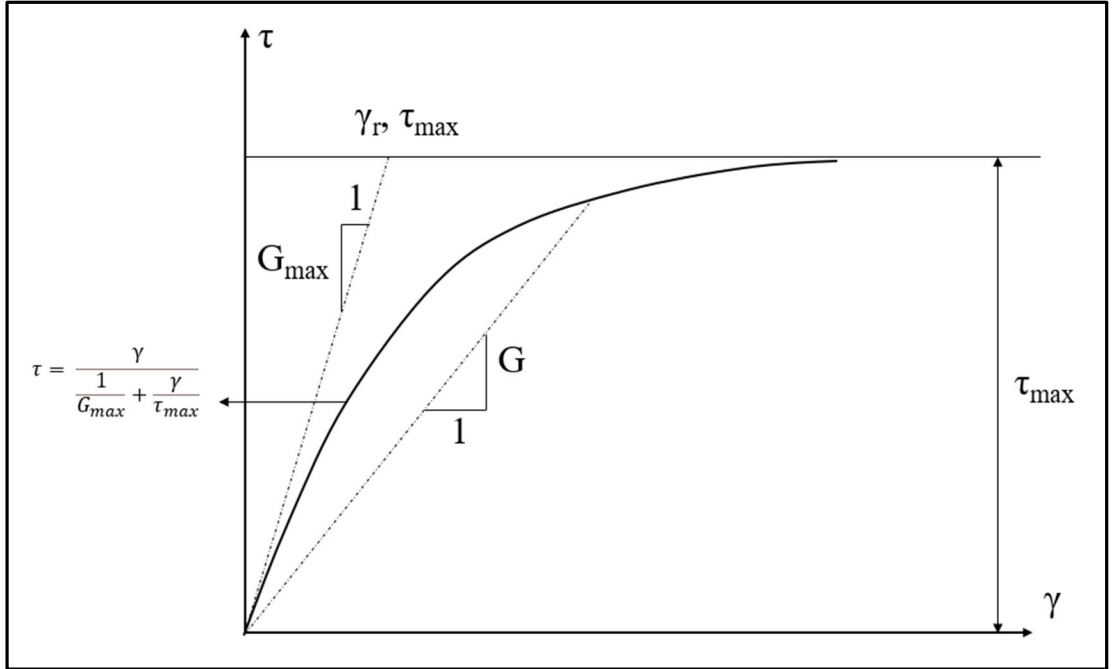
Hiperbolik dinamik durum ilişkisi ise eşitlik 3.18’de verilmiştir.

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad (3.18)$$

Eşitlik 3.17’nin ve 3.18’in düzenlenmesi ile eşitlik 3.19 elde edilir.

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (3.19)$$

Şekil 3.7’de Hardin ve Drnevich’ya göre (1972<sup>a</sup>) bu eşitlik yardımı ile elde edilen hiperbolik eğriye ait davranış verilmiştir.



Şekil 3.7: Hiperbolik gerilme-şekil değiştirme davranışı (Hardin ve Drnevich 1972b)

Seed ve Idriss’de (1970) kumlar için dinamik davranış eğrileri önerilmiştir. killer ve çakıllar için ise başka deneylere ihtiyaç duyduğunu belirtmiştir. Bu eğriler

Seed ve diğ. (1986)'da yenilenmiş ve çakıllar da eğrilere dahil edilmiştir. Özellikle yüksek plastisiteli killer için ise Vucetic ve Dobry'de (1991) ampirik eğriler sunulmuştur ve killerin dinamik davranışları üzerindeki en etkili parametrenin plastisite indisi olduğu belirtilmiştir.

Farklı araştırmacılar tarafından da benzer eğriler farklı veri setleri ve değişkenler ışığında oluşturulmuştur.

Darendeli (2001)'de OCR, efektif gerilme, çevrim sayısı (N) ve frekans (f) olmak üzere 4 parametreye bağlı eğriler oluşturulmuştur. Resonant kolon ve burgusal kesme deneyleri ile dinamik parametreler elde edilmiştir.

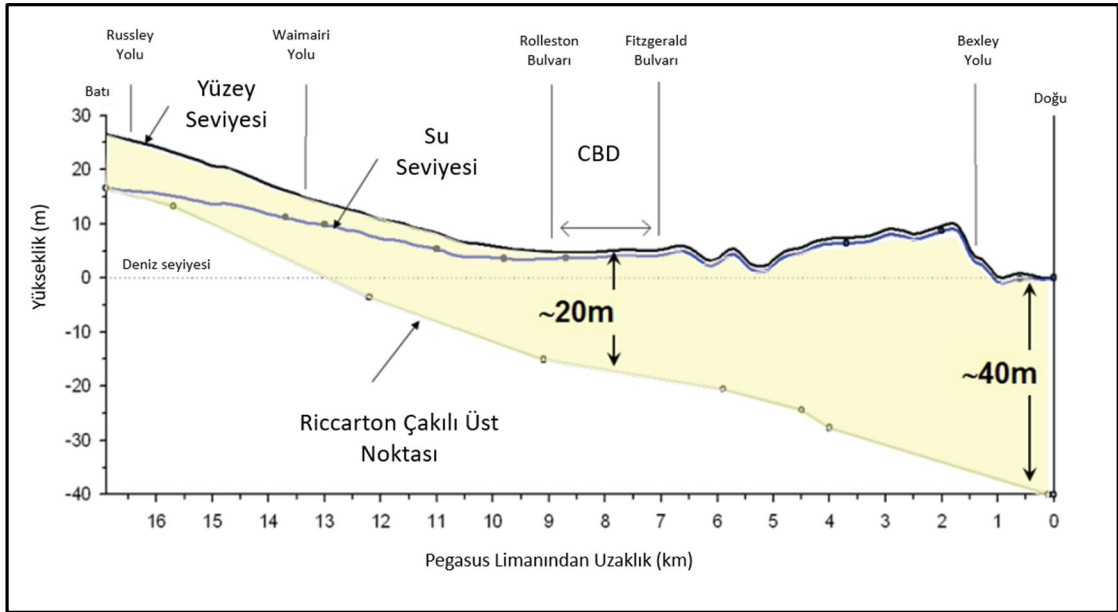
Bu eğrilerin laboratuvar ortamında belirlenmesinde laboratuvar aletlerinin yükleyebilecekleri maksimum gerilmeler, deprem senaryosuna ve malzemenin etki altında kaldığı gerilmeye kıyasla daha düşük seviyededir. Bu nedenle yüksek deformasyonlar için belirlenen ampirik eğrilerin düzeltilmesine ihtiyaç duyulmaktadır (Phillips ve Hashash 2009). Bu düzeltme işlemi için Groholski ve diğ. (2016) tarafından önerilen genel karesel ve hiperbolik model bu çalışmada kullanılmıştır.

Darendeli (2001) ve Roblee ve Chiou (2004) çalışmalarında, kullanılan laboratuvar test teknolojilerinin yıllara bağlı gelişmesi nedeni ile özellikle sahadan alınan derin numunelerde yüksek basınçlar altında deneyler gerçekleştirilmiştir ve buna bağlı olarak yeni modül azalım eğrileri derin zemin numuneleri için daha tutarlı sonuçlar vermektedir.

### **3.4 Yer Tepki Analizi için Deprem Kaydı**

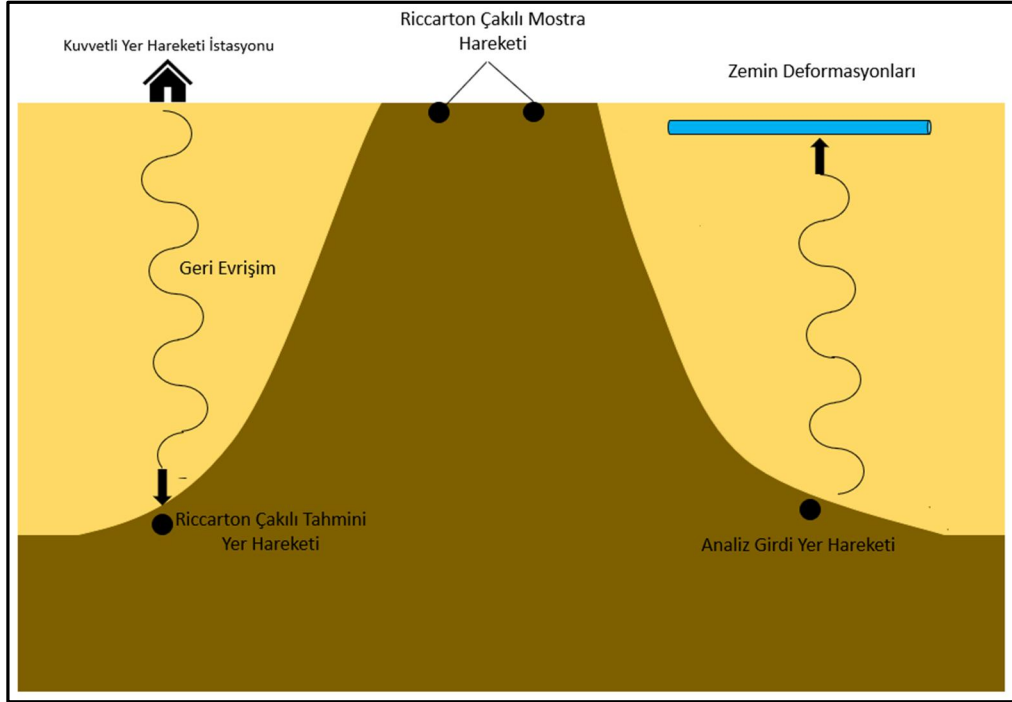
Yer tepki analizlerinin gerçekleştirilebilmesi için gerekli olan girdilerden biri olan deprem kaydının belirlenmesi ve işlenmesi gerekmektedir. Deprem olarak 22 Şubat Christchurch depremi seçilmiştir. Deprem kaydının belirli bir bölgede kullanılabilmesi için fay yapısının ve ana kaya zemin özelliklerinin kaydın alındığı bölge ile uyumlu olması gerekmektedir. Bu çalışma özelinde doğrudan mevcut bir deprem vakası üzerinde çalışılacağı için bölgenin fay yapısı ile uyumlu depremler aranmamıştır. Fakat istasyonlara bağlı olarak ana kayaya (mühendislik ana kayasına)

göre deprem kaydı elde edilmelidir. Bölgeye ait çalışmalar incelendiğinde ana kaya tespit edilememiştir. Fakat genel zemin profiline oranla daha rijit olan Riccarton Çakıl (RÇ) formasyonu mühendislik ana kayası olarak seçilmiştir. RÇ formasyonunun bölgedeki geometrik değişimi Şekil 3.8’de verilmiştir (Cubrinovski ve diğ. 2010). Silva (1998)’e göre eşdeğer-doğrusal gerçekleştirilen ters evrişim analizlerinde daha gerçekçi sonuçlar elde etmek amacıyla istasyon deprem kayıtlarında filtreleme yapılması gerektiği belirtilmiştir. Buna bağlı olarak kayıtlar 4. mertebede 15Hz için filtrelenmiştir.

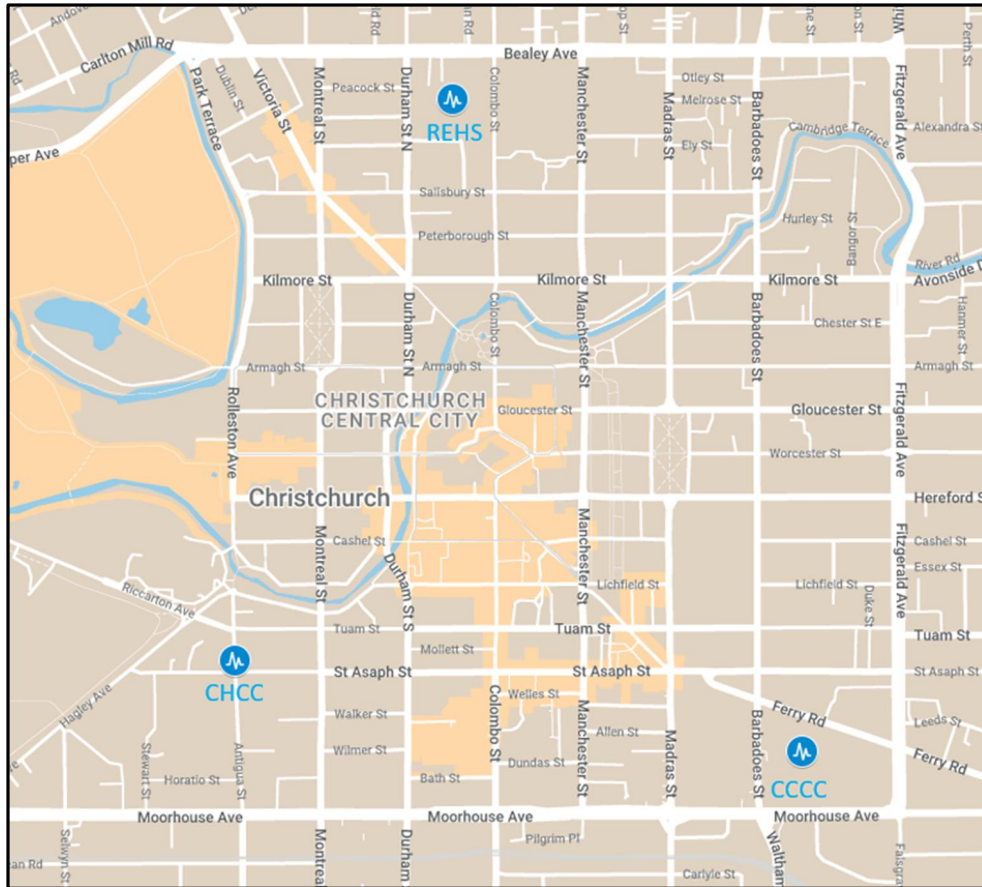


Şekil 3.8: Christchurch için basitleştirilmiş yeraltı profili (Cubrinovski ve diğ. 2010)

Yer tepki analizinin girdi noktası olarak seçilen RÇ formasyonundaki deprem kaydının belirlenmesi için inceleme alanına en yakın olan istasyonların ivme kayıtları kullanılarak ters evrişim yöntemi ile girdi depremleri oluşturulmuştur. Yer tepki analizinde 2 farklı deprem kaydı türü bulunmaktadır. Analiz tabanındaki yarı uzay durumuna deprem kayıtlarına göre değişiklik göstermektedir. Analizlerde kullanılan deprem kaydı mostra veren bölgeden alınmış ise elastik yarı uzay kullanılmalıdır (Hashash ve diğ. 2020). Yer hareketi verileri alüvyon üzerindeki istasyondan veya alüvyonel zemin içerisinden alınmış ise rijit yarı uzay kullanılmalıdır. Ters evrişim yöntemi bu iki durum arasından elastik yarı uzay teorisine göre gerçekleştirilmiştir. Süreç Şekil 3.9’da gösterilmiştir. Ters evrişimin gerçekleştirildiği istasyonlar Şekil 3.10 üzerinde gösterilmiştir.

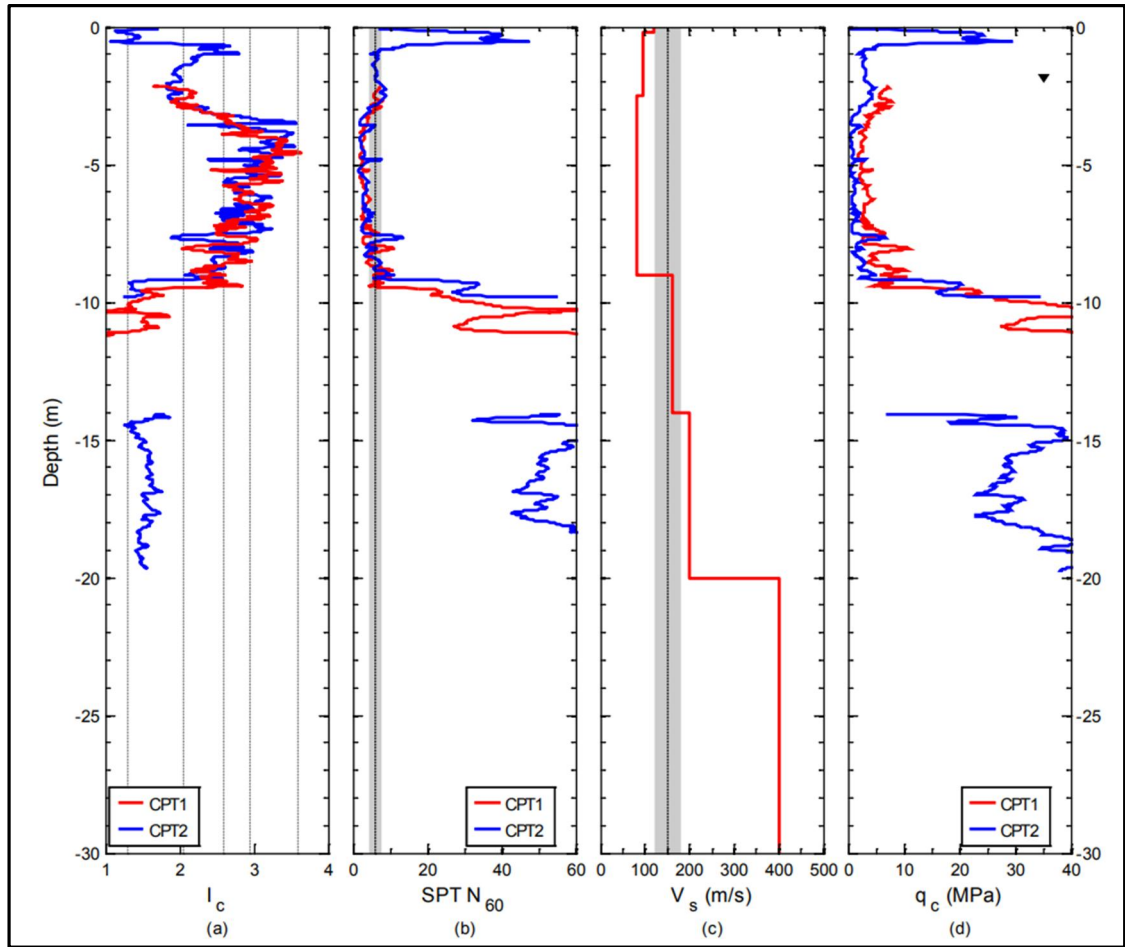


Şekil 3.9: Christchurch için basitleştirilmiş yeraltı profili (Kramer 1996'dan modifiye edilmiştir.)

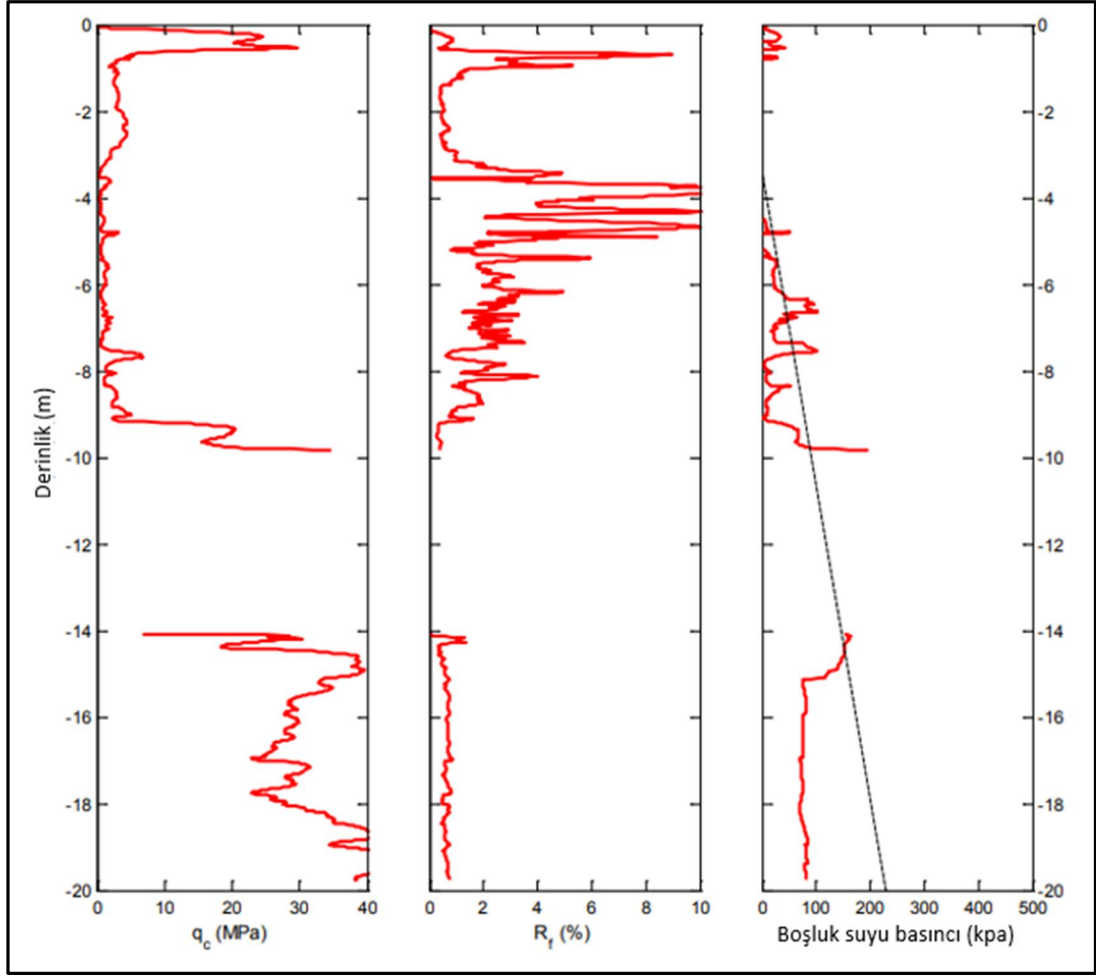


Şekil 3.10: İnceleme bölgesi deprem istasyonları (GEONET verileri kullanılarak Google Maps üzerinde üretilmiştir.)

Ters evrişim için istasyonlara ait zemin profilleri gereklidir. Bu nedenle istasyonlara ait zemin profilleri Wotherspoon ve diğ. (2015) tarafından oluşturulan teknik rapordan elde edilmiştir. Christchurch Resthaven yer hareketi istasyonu (REHS), betonarme bir yatak üzerinde, tek katlı ahşap çerçevesi bir yapı içinde kurulmuştur. İstasyona ait zemin çalışmalarında anakayaya ulaşılammış fakat 20 metre derinlikte RÇ formasyonuna ulaşılmıştır. Şekil 3.11 ve Şekil 3.12 üzerinde zemin profiline ait saha deneyi logları verilmiştir.



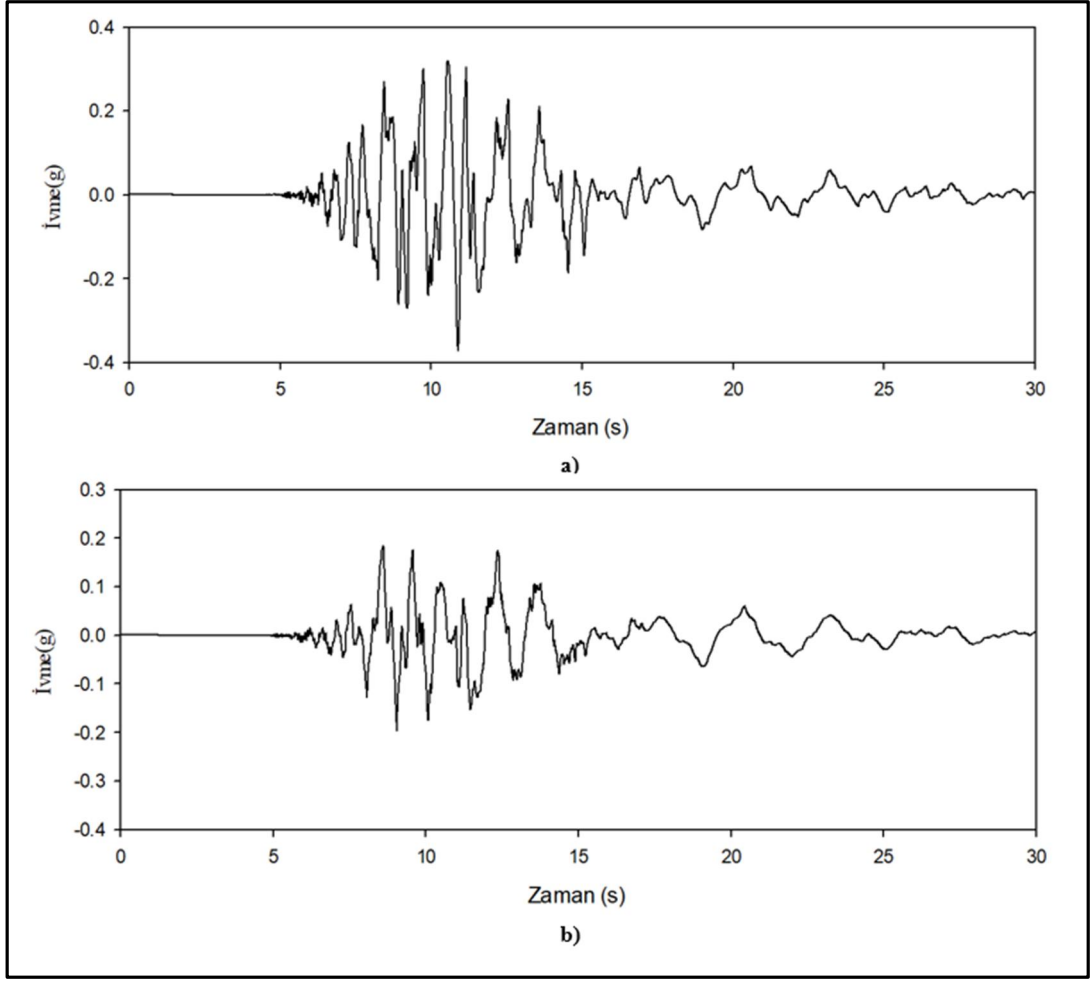
Şekil 3.11: REHS geoteknik saha araştırmaları (a) zemin davranış indeksi, (b) SPT vuruş sayıları (c) kayma dalgası hızları, (d) CPT uç direnci (Wotherspoon ve diğ., 2015)



Şekil 3.12: REHS geoteknik saha araştırmaları CPT verileri (Wotherspoon ve diğ., 2015)

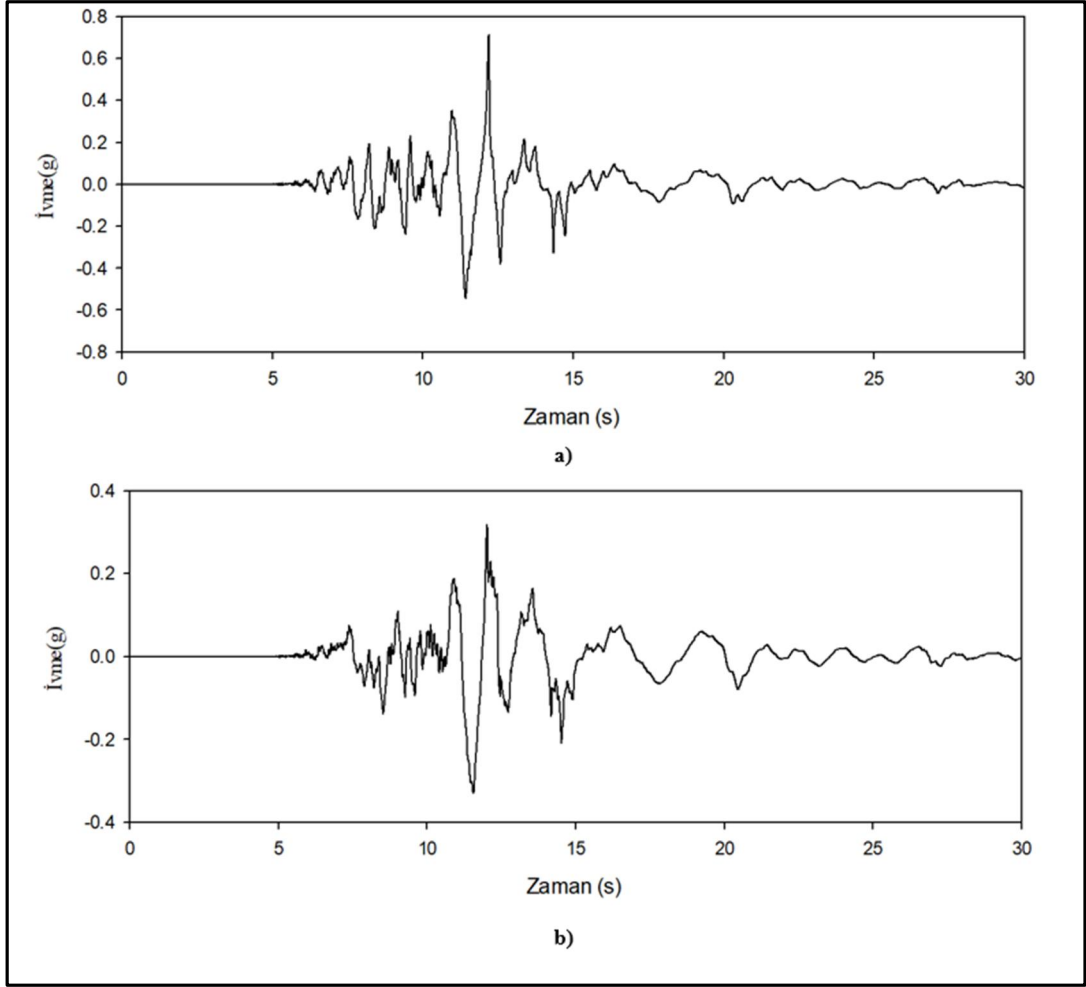
Saha verileri kullanılarak yer tepki analizi profili oluşturulmuş ve Deepsoil kullanılarak gerçekleştirilen ters evrişim analizi ile REHS istasyonu bölgesi RÇ formasyonu girdi deprem kaydı oluşturulmuştur. RÇ için oluşturulmuş ters evrişim kayıtları yer tepki analizlerinde girdi deprem kaydı olarak kullanılacaktır. Kayıtlar borulara etki edecek KYD'nın boru yönüne bağlı olarak belirlenmesi amacıyla 2 yönlü oluşturulmuştur. REHS istasyonu deprem verileri kuzey 02° doğu yönü için Şekil 3.13'te sunulmuştur.





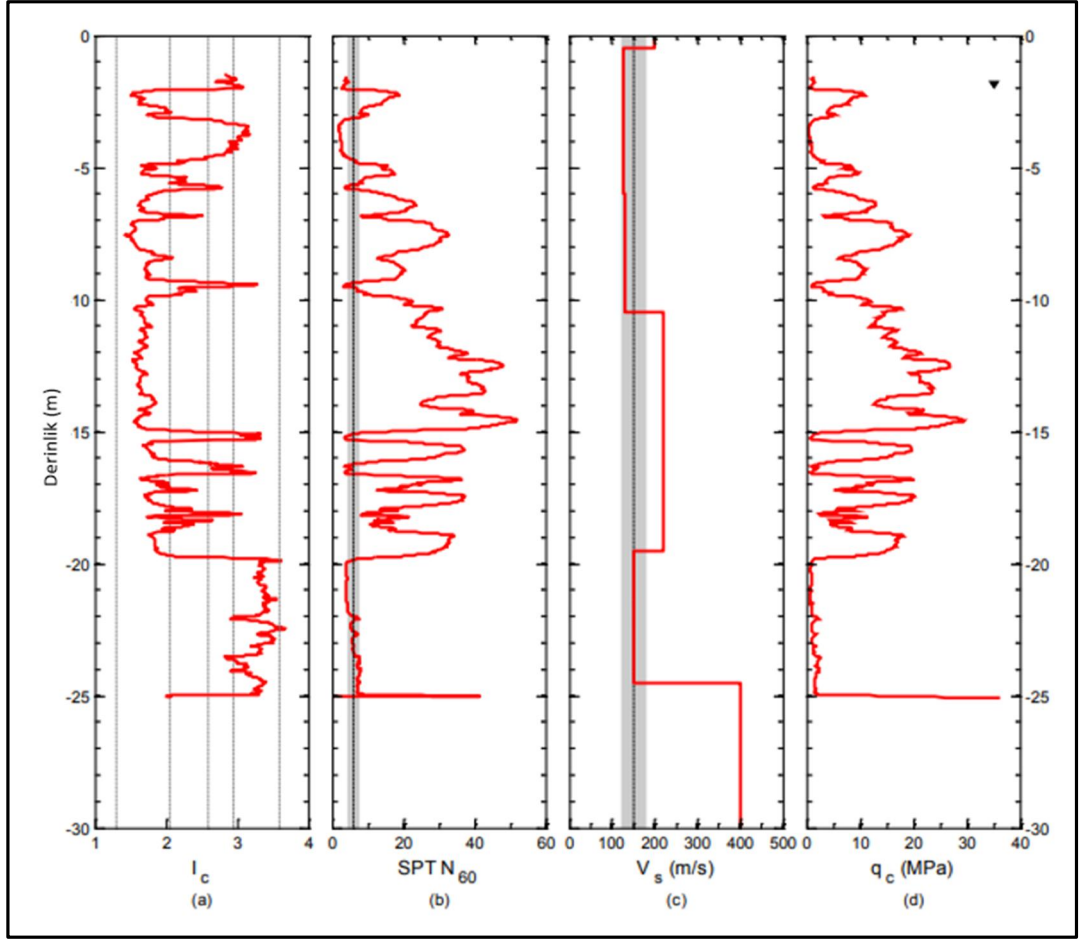
**Şekil 3.13:** Kuzey 02° doğu yönü REHS deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı

Güney 88° doğu yönü için kayıtlar Şekil 3.14'te verilmiştir.

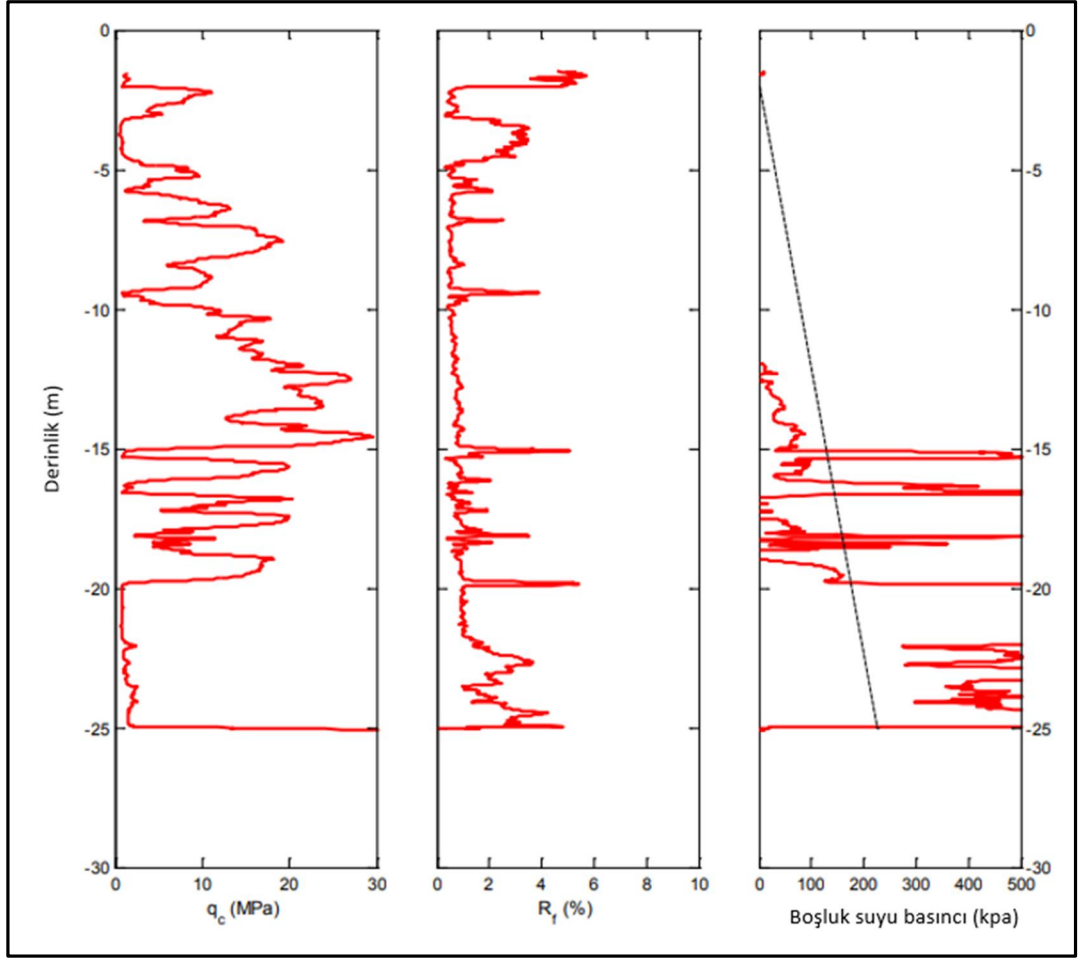


**Şekil 3.14:** Güney 88° doğu yönü REHS deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı

CBD bölgesinde bulunan Christchurch Cathedral Koleji istasyonu (CCCC) için RÇ bölgesi deprem kayıtları REHS ile aynı şekilde ters evrişim ile oluşturulmuştur. CCCC iki katlı betonarme bir yapının bodrumunda kurulmuştur. Yapılan CPT deneyinde 25 metre derinliğe ulaşıldığında CPT kesilmiş ve RÇ'ye ulaşılmıştır (Wotherspoon ve diğ. 2015). Şekil 3.15 ve Şekil 3.16 üzerinde zemin profiline ait saha deneyi logları verilmiştir.

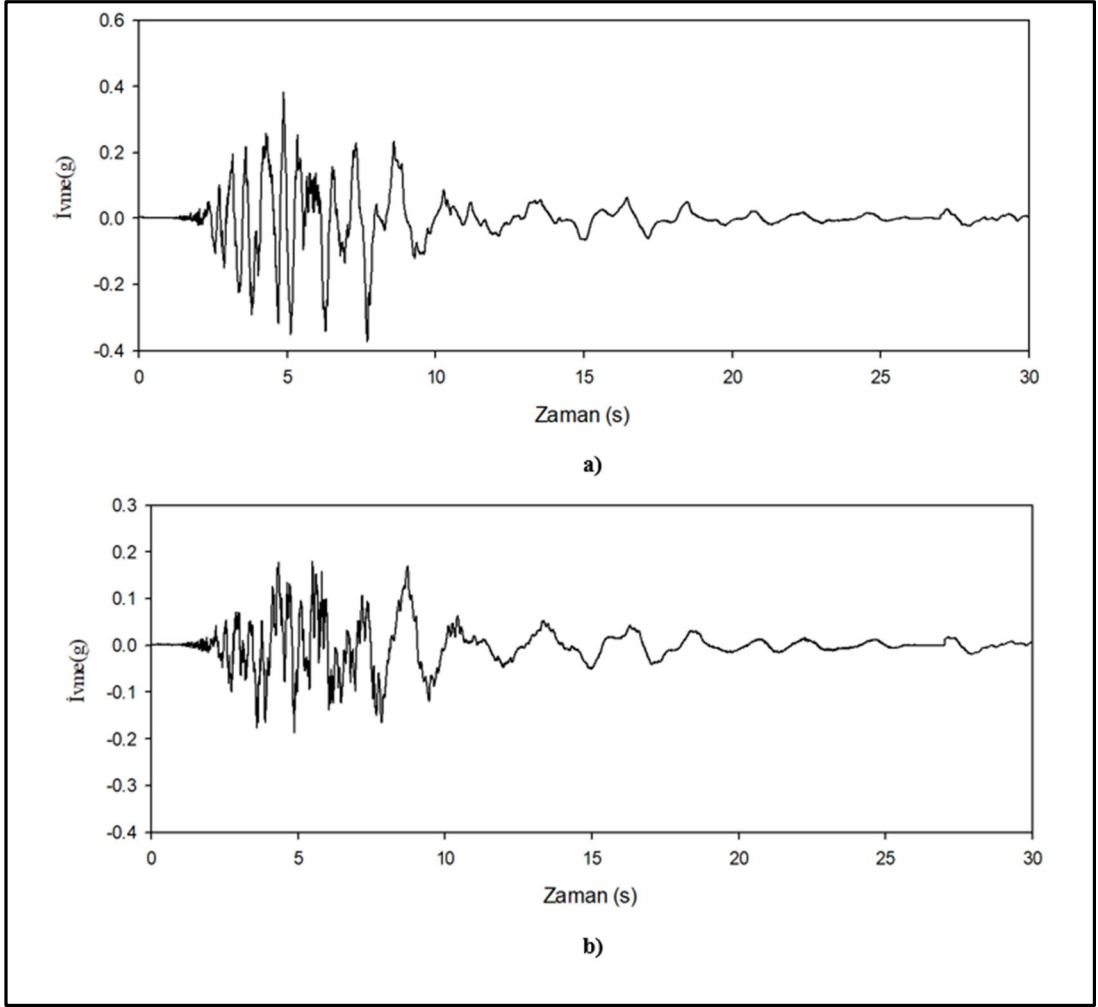


**Şekil 3.15:** CCCC geoteknik saha araştırmaları (a) zemin davranış indeksi ( $I_c$ ), (b) SPT  $N_{60}$  değerleri (c) kayma dalgası hızları, (d) CPT uç direnci (Wotherspoon ve diğ., 2015)

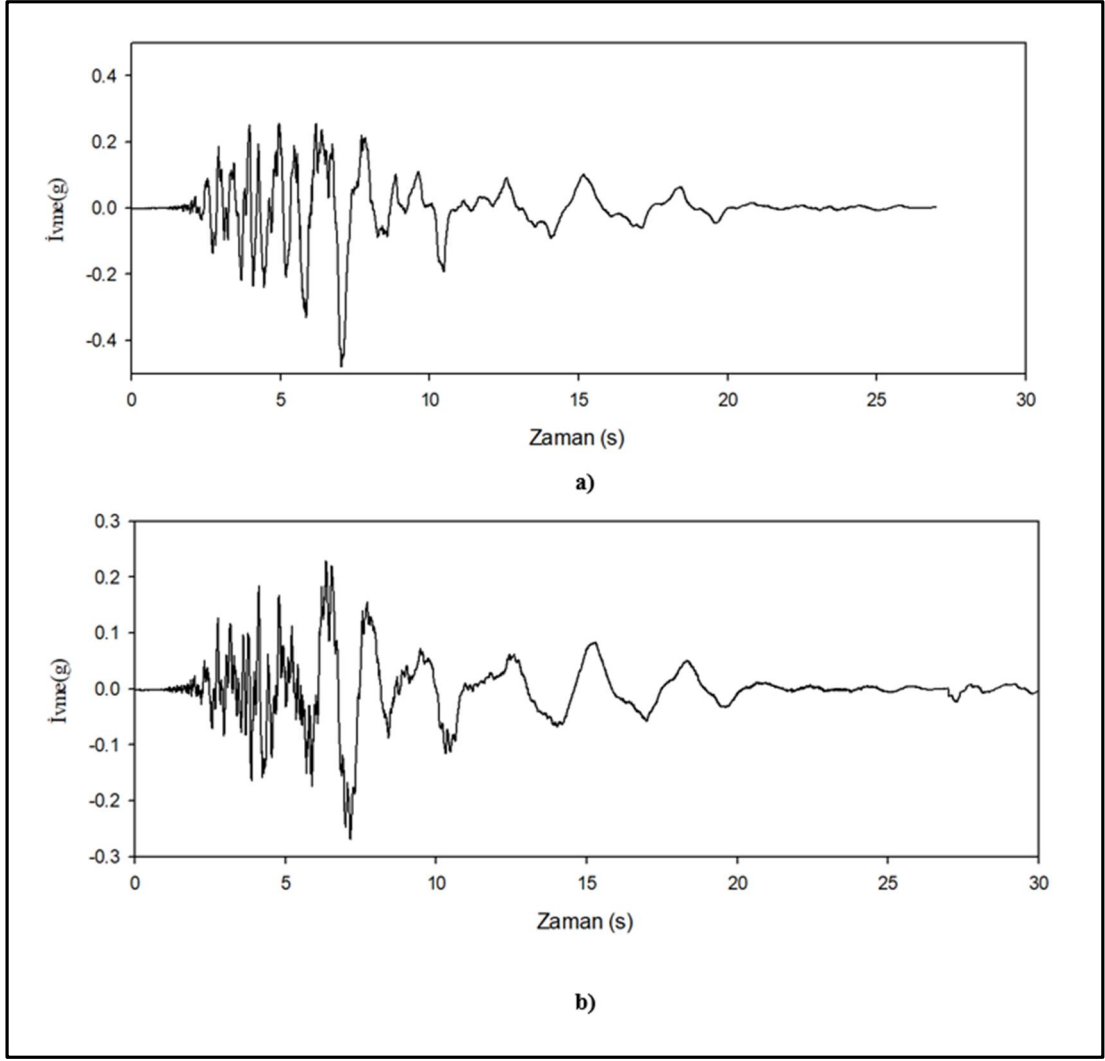


Şekil 3.16: CCCC geoteknik saha araştırmaları CPT verileri (Wotherspoon ve diğ., 2015)

2 deprem kayıt yönü için ivme-zaman kayıtları istasyon ve RÇ için Şekil 3.17’de ve Şekil 3.18’de verilmiştir.

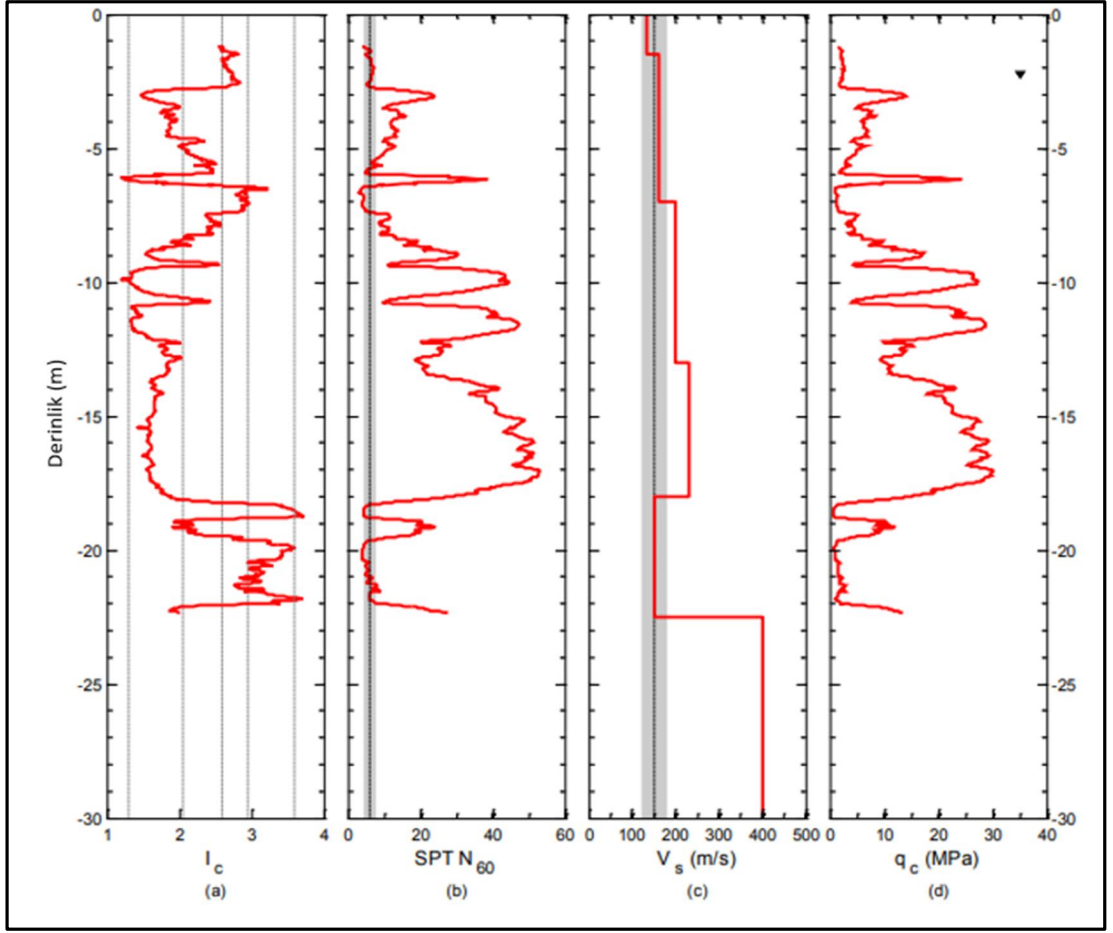


**Şekil 3.17:** Kuzey 26° batı yönü CCCC deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı

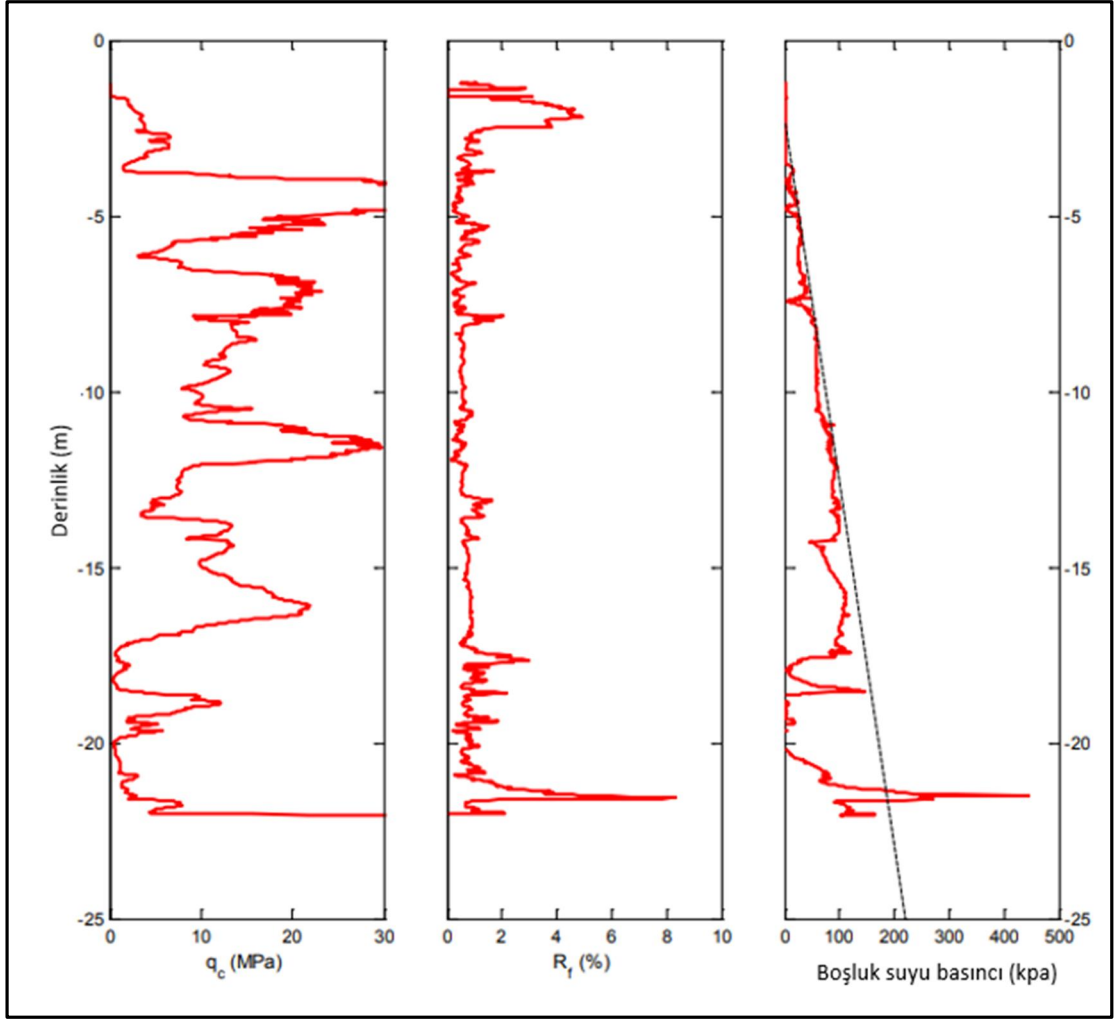


**Şekil 3.18:** Kuzey 64° doğu yönü CCCC deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı

Christchurch hastanesi istasyonu (CHHC) 22 x 55 metre boyutlarındaki 2 katlı betonarme yapının bodrumunda bulunmaktadır. 22.5 metre derinlikte RÇ'ye ulaşılması ile CPT deneyi sonlanmıştır (Wotherspoon ve diğ. 2015). Şekil 3.19 ve Şekil 3.20 üzerinde zemin profiline ait saha deneyi logları verilmiştir.



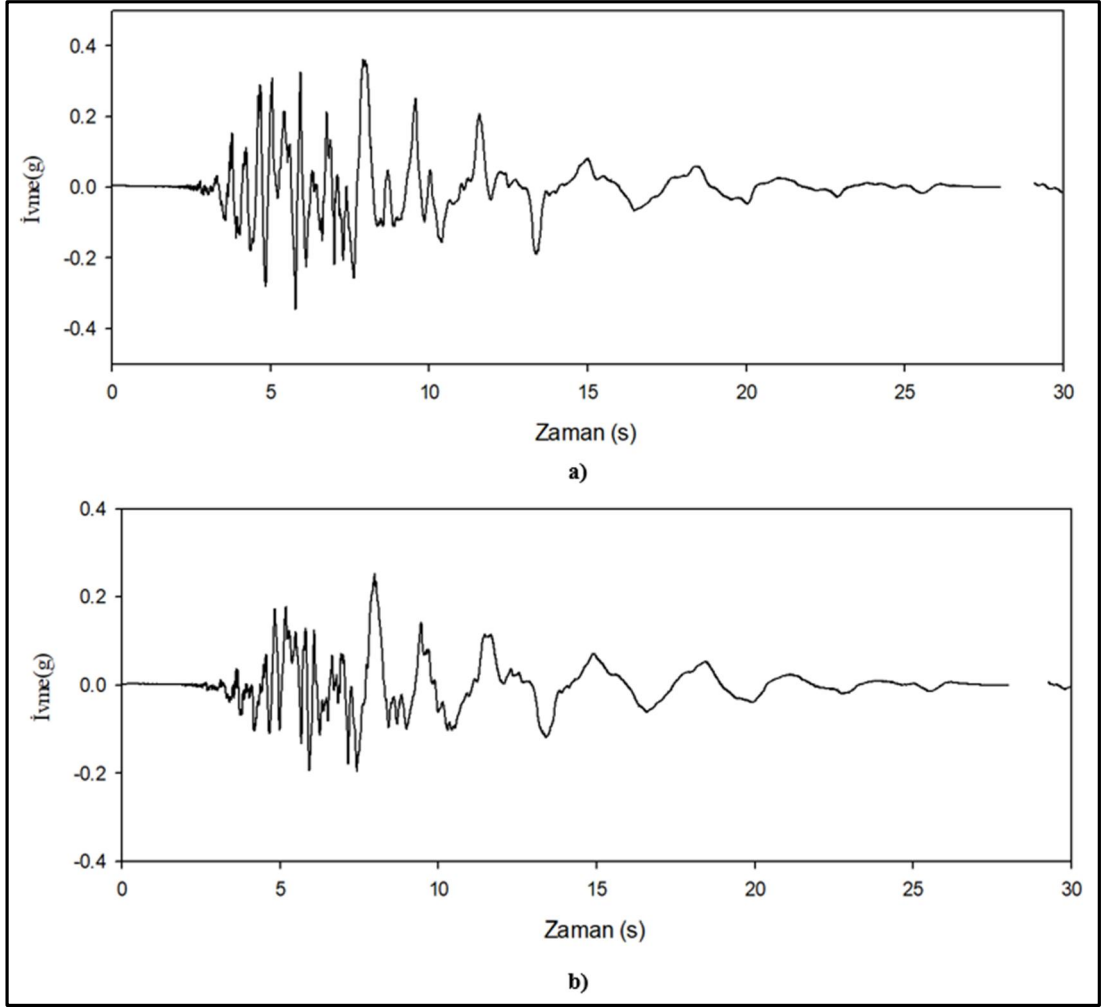
**Şekil 3.19:** CHHC geoteknik saha araştırmaları (a) zemin davranış indeksi, (b) SPT vuruş sayıları (c) kayma dalgası hızları, (d) CPT uç direnci (Wotherspoon ve diğ., 2015)



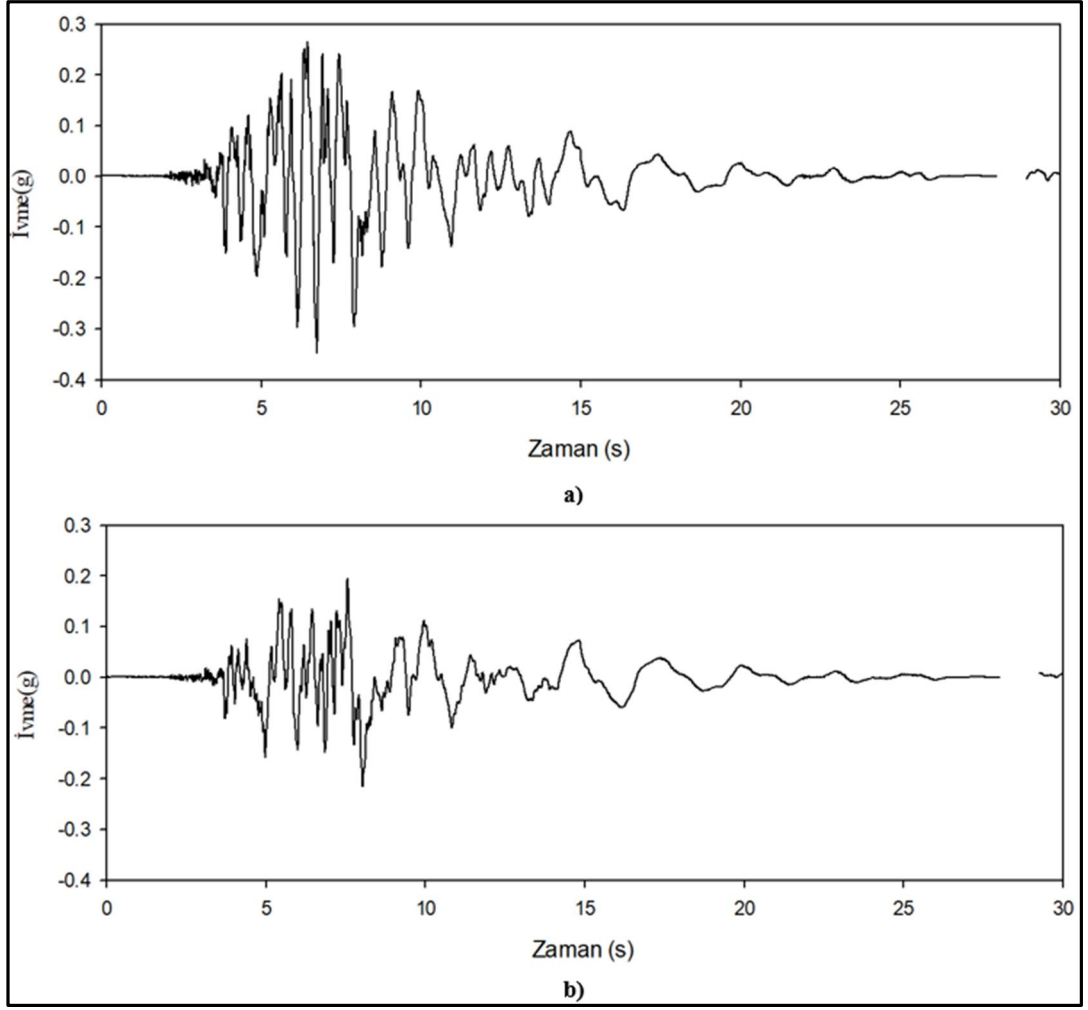
Şekil 3.20: CHHC geoteknik saha araştırmaları CPT verileri (Wotherspoon ve diğ., 2015)

2 deprem kayıt yönü için ivme-zaman kayıtları istasyon ve RÇ için Şekil 3.21’de ve Şekil 3.22’de verilmiştir.





**Şekil 3.21:** Güney 89° batı yönü CHHC deprem kayıtları **a)** İstasyon deprem kaydı, **b)** Ters evrişim RÇ deprem kaydı



**Şekil 3.22:** Kuzey 1° batı yönü CHHC deprem kayıtları a) İstasyon deprem kaydı, b) Ters evrişim RÇ deprem kaydı

## 4. BORU-ZEMİN ETKİLEŞİMİ

Depremler sonucu borularda oluşan hasarlar göz önüne alındığında, en büyük etkinin kalıcı yer deformasyonları nedeniyle oluştuğundan bahsedilebilir. Bu durum sıvılaşma özelinde değerlendirildiğinde ise sıvılaşan ve sıvılaşmayan bölgeler arasındaki (veya “çok” sıvılaşan - “az” sıvılaşan bölgeler arasındaki) geçişte yüksek hasarlardan söz edilebilir. Sıvılaşma etkisi göz önüne alındığında, sıvılaşmanın tetiklenmesi sonrası artan boşluk suyu basıncı kaynaklı zemin dayanımı düşmekte ve düşen dayanım sonucu zemin şekil değiştirmeleri artmaktadır. Ayrıca sıvılaşma sonucu boşluk suyu etkilerinden ötürü özellikle boş boruların yüzmesi de ikincil bir sorundur fakat bu çalışmada göz önüne alınmamıştır.

### 4.1 Kalıcı Yer Deformasyonları

Kalıcı yer deformasyonları farklı zemin olayları sonucu oluşabilmektedir. Sıvılaşma, şev yenilmeleri, oturmalar ve fay atımları kalıcı yer deformasyonlarına neden olan etkilerden öne çıkanlarıdır. Yatay doğrultudaki sıvılaşma kaynaklı yer değiştirmeler farklı araştırmacılar tarafından yapılmış çalışmalar ile belirlenebilir (Barlet ve Youd 1995; Bardet ve diğ. 2002). Tez kapsamında sıvılaşma kaynaklı PGD değerleri literatürde bulunan mevcut ampirik PGD belirleme yöntemlerine göre belirlenmemiştir, PGD’lerden farklı fakat PGD’ler ile ilişkili DMD parametresinin PGD’ye eşit olduğu kabulüne göre deformasyon değerleri belirlenmiştir.

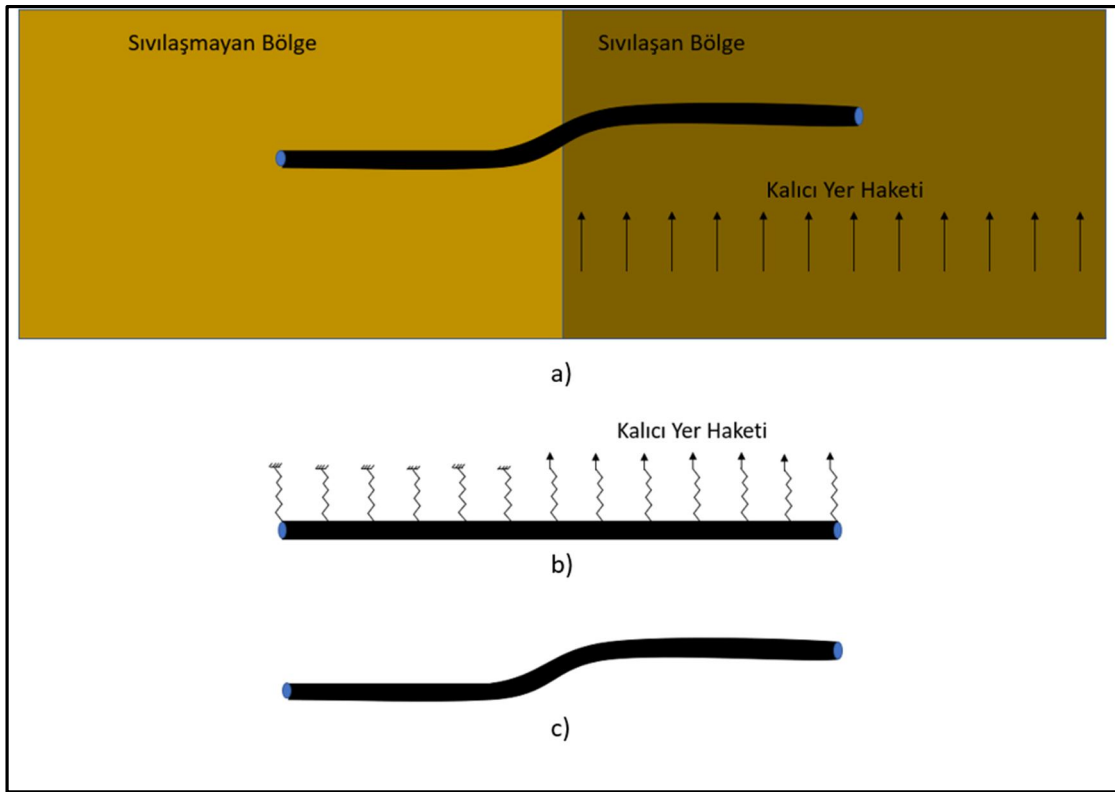
Bu çalışmada oturma kaynaklı hasarlar göz önüne alınmamıştır fakat ileriki aşamada bu etkilerin de göz önüne alınarak başka çalışmaların da yapılması gereklidir. Boruların düşey yer değiştirmelerinin doğrudan etkilerinin, eksenel yer değiştirme ile birlikte değerlendirildiği durumlarda ikinci merteye etkisiyle araştırılması gereken sorunlar analizlerin doğasında gözlemlenmiştir.

### 4.2 Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Boru Analizleri

Boru hasarlarının sonlu elemanlar ile değerlendirilmesi genellikle sadece yüksek önem taşıyan borular için uygulanmaktadır. Bu analizlerde, boru ve zemin ile

İlgili belirlenmesi gerekli olan veri sayısı diğer yaklaşımlara göre oldukça fazladır. Bu modellerin genel davranışı göz önüne alındığında, boru elemanlarına zemini sayısal olarak modelleyen yaylar, incelenen doğrultuda (eksenel, düşey ve boru eksenine dik yatay) çalışacak şekilde belirli aralıklarla bağlanır. Bağlanan yayların uçlarına ise yayların çalıştığı doğrultudaki PGD'ler kadar hareket tanımlanır.

Sonlu elemanlar ile gerçekleştirilen boru analizlerinde boruların uçlarına ve modelin sınır koşullarına ait sınırlı sayıda çalışma bulunmaktadır. Modelin sınır koşullarına bağlı davranışı başka bir çalışma kapsamında çözümlenen 10 binin üzerindeki model davranışları göz önüne alınarak basitleştirilmiştir. Şekil 4.1'de idealize sonlu elemanlar davranışı gösterilmiştir.



**Şekil 4.1:** Analiz görselleştirmesi a) Gerçek durum b) İdealize durum c) Analiz sonucu durum

Şekil 4-1'de 2 boyutlu olarak görselleştirilen model, 3 boyutlu modellenerek ve 2 eksen yükleri (yatay ve boru eksenine doğrultularında) göz önüne alınarak oluşturulmuş ve çözülmüştür.

### 4.3 Boru Malzeme Modelleri

Borulara ait malzeme özellikleri oluşturulurken çelik gibi sünek malzemelerde, doğrusal olmayan davranışın göz önüne alınması gereklidir. Beton, plastik gibi daha gevrek malzemelerde ise elasto-plastik davranışın tanımlanması yeterli kabul edilebilir. Sünek malzemelerde boruların esneme-büzülme kapasitelerinin oluşturduğu geometrik değişimleri analiz boyunca etkilerinin göz önüne alınabilmesi için sünek malzemelere ait davranış grafikleri önem taşımaktadır.

Tezde çözümlenen probleme ait davranış incelendiğinde çok eksenli yüklemeler mevcuttur. Akış kuralı (flow rule), yenilme durumu ve pekleşme kuralının göz önüne alınması ile plastik davranış, çok eksenli yüklemeler için ifade edilebilir. Göz önüne alınmış kavramlar von Mises gerilme fonksiyonu ile tanımlanabilmektedir. Buna bağlı olarak çalışmada seçilen malzeme modeli analiz yaklaşımı von Mises teorisine dayanmaktadır.

### 4.4 Zemin Modeli

Zeminin hareket etmesi halinde, gömülü borunun zeminle beraber hareket etmesi, zeminden sıyrılması veya ikisini de kısmen gerçekleştirilmesi mümkündür. Borunun zemine bağlı hareketinin sayısal olarak çözümlenmesi için doğrusal olmayan yaylar kullanılabilir. Bu yaylara ait davranış için ALA (2005)'te önerilen denklemler kullanılmıştır.

#### 4.4.1.1 Eksenel Yaylar

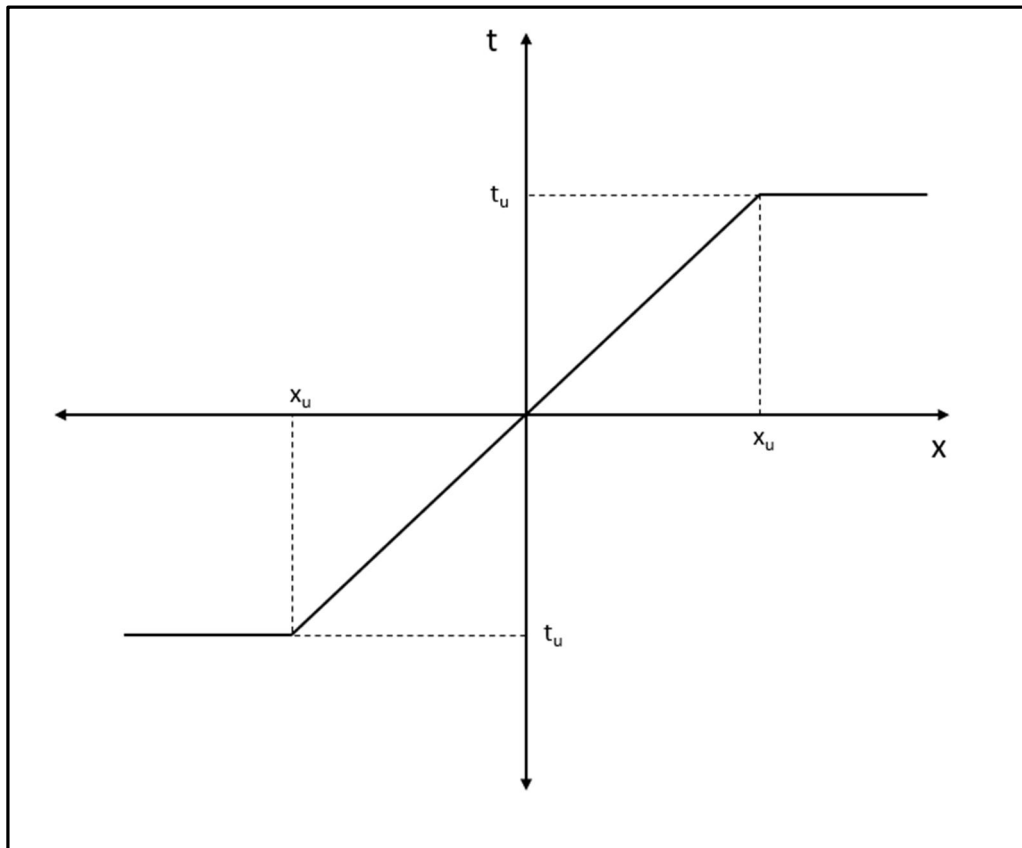
Eksenel yaylar, kazık gövdesi yük transferi teorisinden türetilmiştir. Çalışmada boruların geçtiği zeminin kum dolgu olduğu varsayılmıştır. Kumlar için, eşitlik 4.1'de birim uzunluk başına gelen kuvvet, 4.2'de ise yer değiştirme

verilmiştir (ALA 2005). Şekil 4.2’de aksenal yaya ait örnek bir yükleme-yer değiştirme grafiği verilmiştir.

$$t_u = \frac{\pi D}{2} \gamma H (1 + K_0) \tan k \varphi \quad (4.1)$$

$$x_u = 50.8 - 101.6 \text{ mm arası (sıkıdan gevşeye)} \quad (4.2)$$

Eşitliklerde  $t_u$ , borunun her birim uzunluğu için boru eksenini doğrultusundaki maksimum zemin direnci  $x_u$ , maksimum zemin direnci sırasında oluşan aksenal yer değiştirme,  $D$ , boru dış çapı,  $\gamma$ , zemin efektif birim hacim ağırlığı,  $H$ , boru orta noktasının zemin yüzeyine göre derinliği,  $K_0$ , sükunet durumundaki yanal toprak basıncı,  $\varphi$ , zemin içsel sürtünme açısı ve  $k$ , zemin-boru yüzeyi arasındaki sürtünme katsayısıdır.



Şekil 4.2: Doğrusal olmayan aksenal yükleme-yer değiştirme yayları

#### 4.4.1.2 Yanal Yaylar

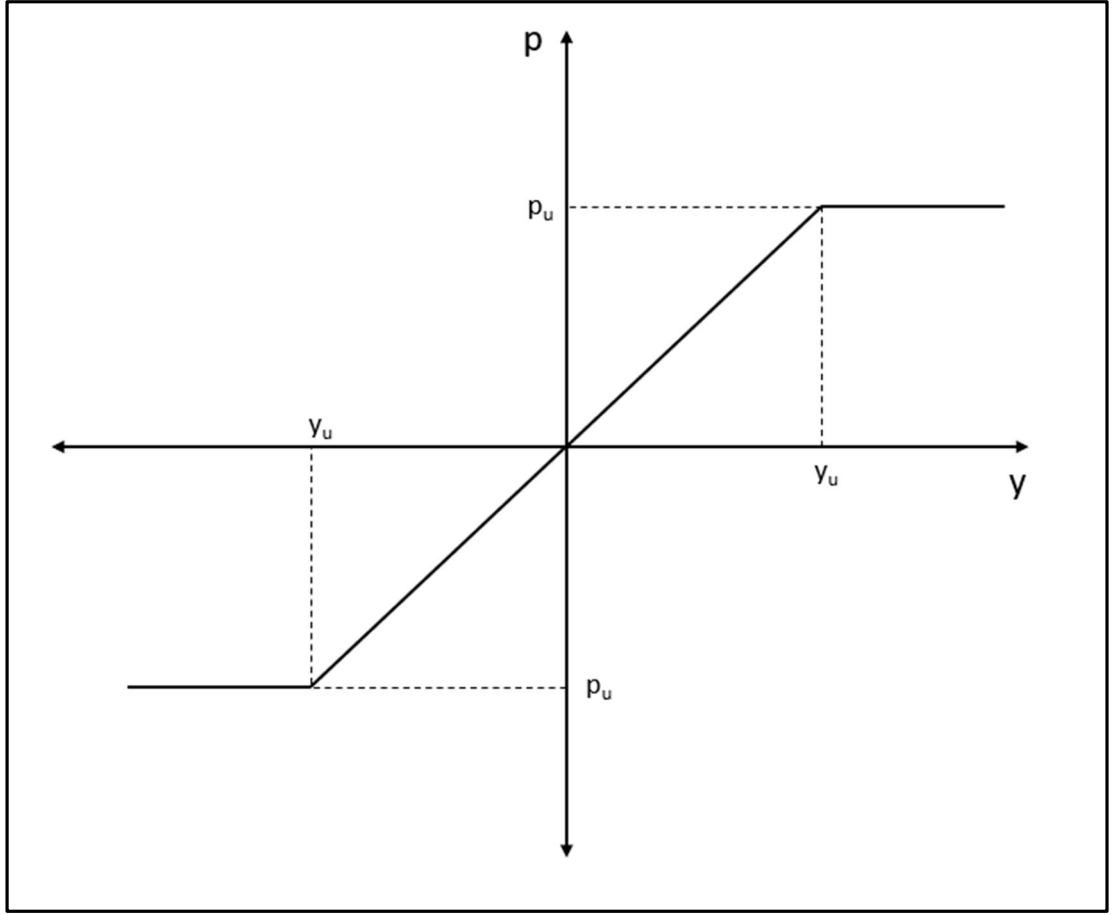
Yanal yaylar, ankraj plakasının düşey çekme ile taban oturması teorisine ve laboratuvar testlerine göre üretilmiştir (ALA 2005) ve davranış Şekil 4.3'te gösterilmiştir. Burada

$$p_u = \gamma H N_{qh} D \quad (4.3)$$

$$y_u = \begin{cases} 0.07 - 0.10 \left( H + \frac{D}{2} \right) & \text{gevşek kumlarda} \\ 0.03 - 0.05 \left( H + \frac{D}{2} \right) & \text{orta sıkı kumlarda} \\ 0.02 - 0.03 \left( H + \frac{D}{2} \right) & \text{sıkı kumlarda} \end{cases} \quad (4.4)$$

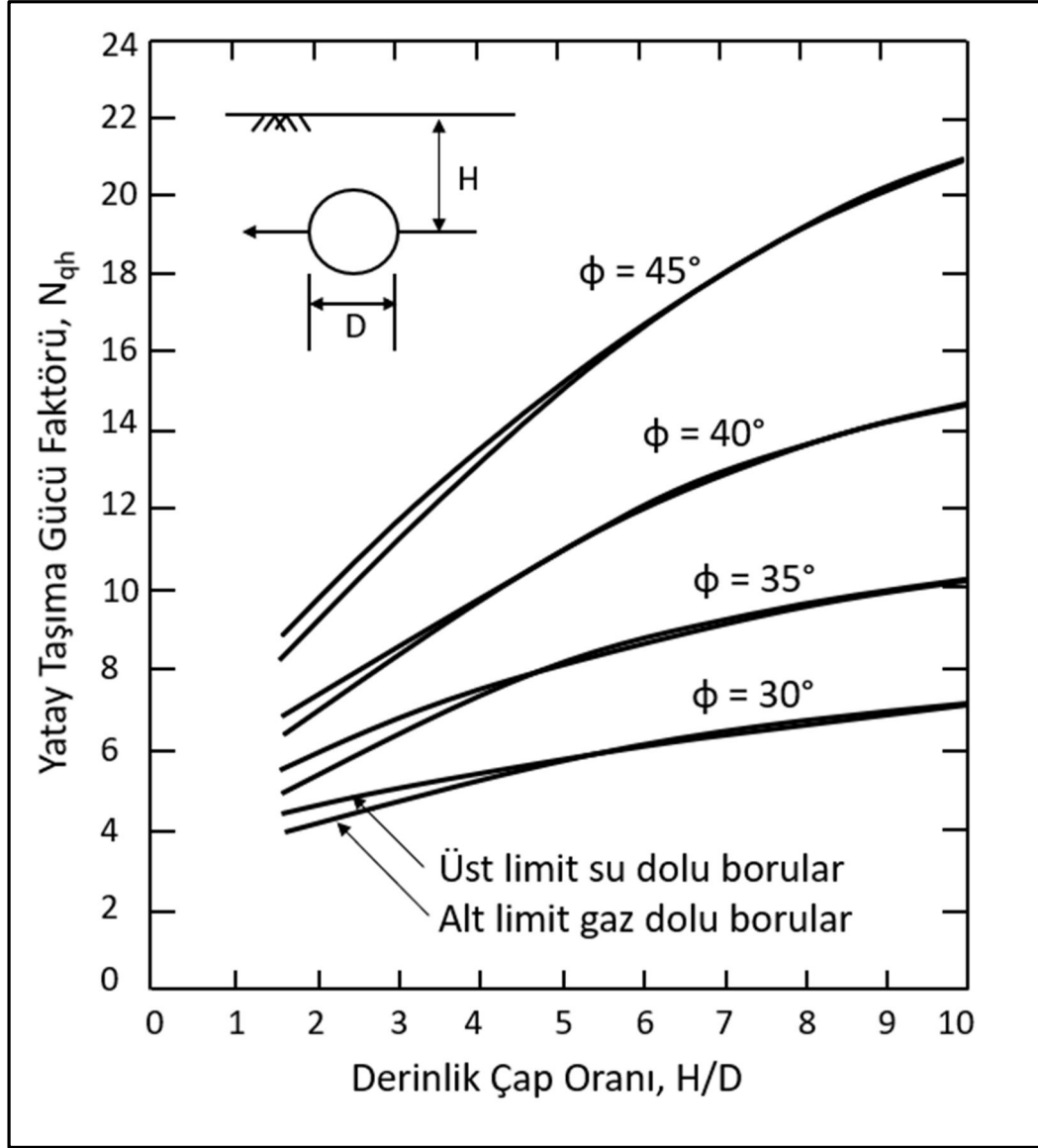
olarak hesaplanabilir

Eşitliklerde  $p_u$ , borunun her birim uzunluğu için boruya yanal doğrultudaki maksimum zemin direnci,  $y_u$ , maksimum zemin direnci sırasında oluşan yanal yer değiştirme,  $D$ , boru dış çapı,  $\gamma$ , zemin efektif birim hacim ağırlığı,  $H$  boru orta noktasının zemin yüzeyine göre derinliği ve  $N_{qh}$  Şekil 4.4'ten elde edilebilecek taşıma gücü faktörüdür. Şekil 4.3'te yatay yaya ait yükleme-yer değiştirme grafiği verilmiştir.



Şekil 4.3: Doğrusal olmayan yanal yüklemeye-yer değiştirme yayları





Şekil 4.4: Kumlar için borularda yanal taşıma gücü faktörü (ASCE 1984)

#### 4.4.1.3 Düşey Yaylar

Düşey yaylar aşağı yönlü olarak ve yukarı yönlü olarak 2 farklı durumda oluşturulur. Aşağı yönlü yaylar taban taşıma gücü teorisine, yukarı yönlü yaylar ise ankrajlarda çekme davranışı teorisine dayanmaktadır (ALA 2005). Eşitlik 4.5 ve 4.6'da kumlar için aşağı yönlü kuvvet ve yer değiştirme formülleri verilmiştir.

$$q_u = \gamma H N_q D + \frac{1}{2} + \gamma D^2 N_\gamma \quad (4.5)$$

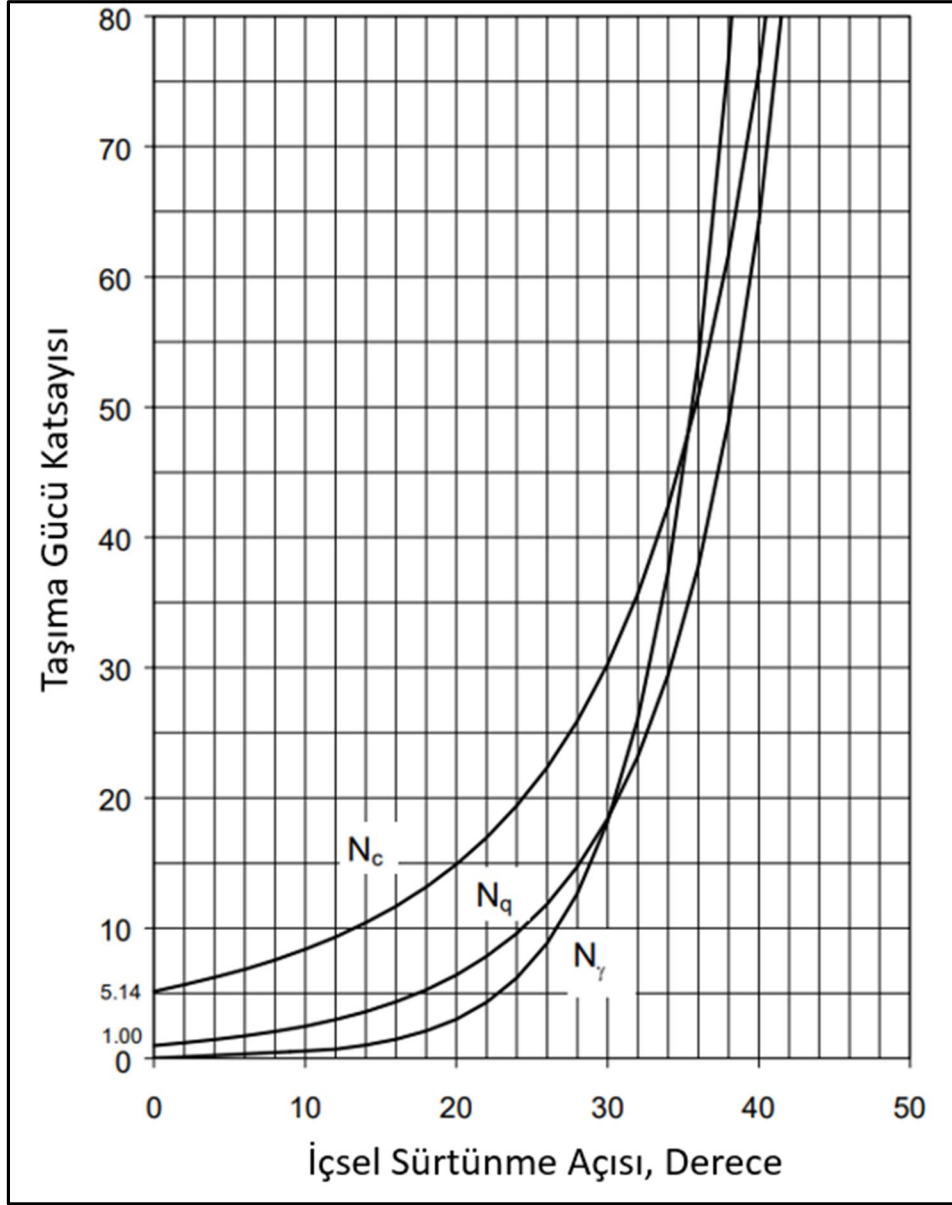
$$z_u = 0.10D - 0.15D \quad (4.6)$$

Eşitlik 4.7 ve 4.8'de kumlar için yukarı yönlü kuvvet ve yer değiştirme formülleri verilmiştir.

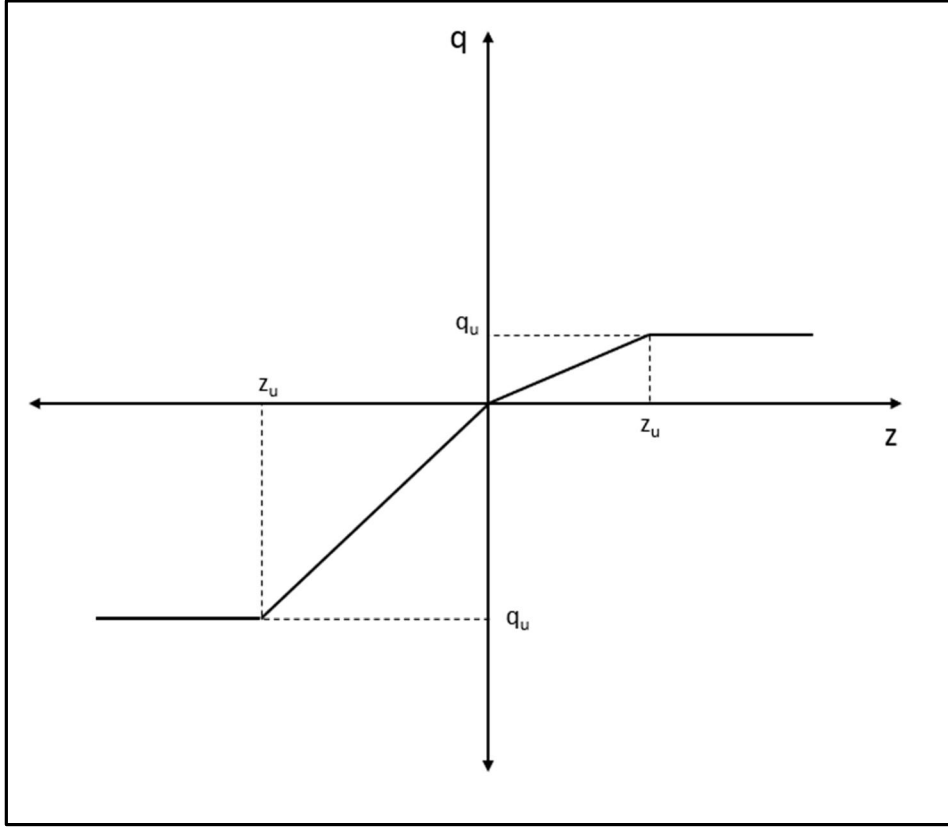
$$q_u = \gamma H N_{qv} D \quad (4.7)$$

$$z_u = 0.01H - 0.015H \text{ sıkı kumdan gevşek kuma doğru} \quad (4.8)$$

Eşitliklerde  $q_u$ , borunun her birim uzunluğu için düşey doğrultudaki maksimum zemin direnci,  $z_u$ , maksimum zemin direnci sırasında oluşan düşey yer değiştirme,  $D$ , boru dış çapı,  $\gamma$ , zemin efektif birim hacim ağırlığı,  $H$  boru orta noktasının zemin yüzeyine göre derinliğidir.  $N_c$ ,  $N_q$  ve  $N_\gamma$  Şekil 4.5'te verilmiştir. Şekil 4.6'da düşey doğrultudaki yay yükleme-şekil değiştirme davranışı verilmiştir.



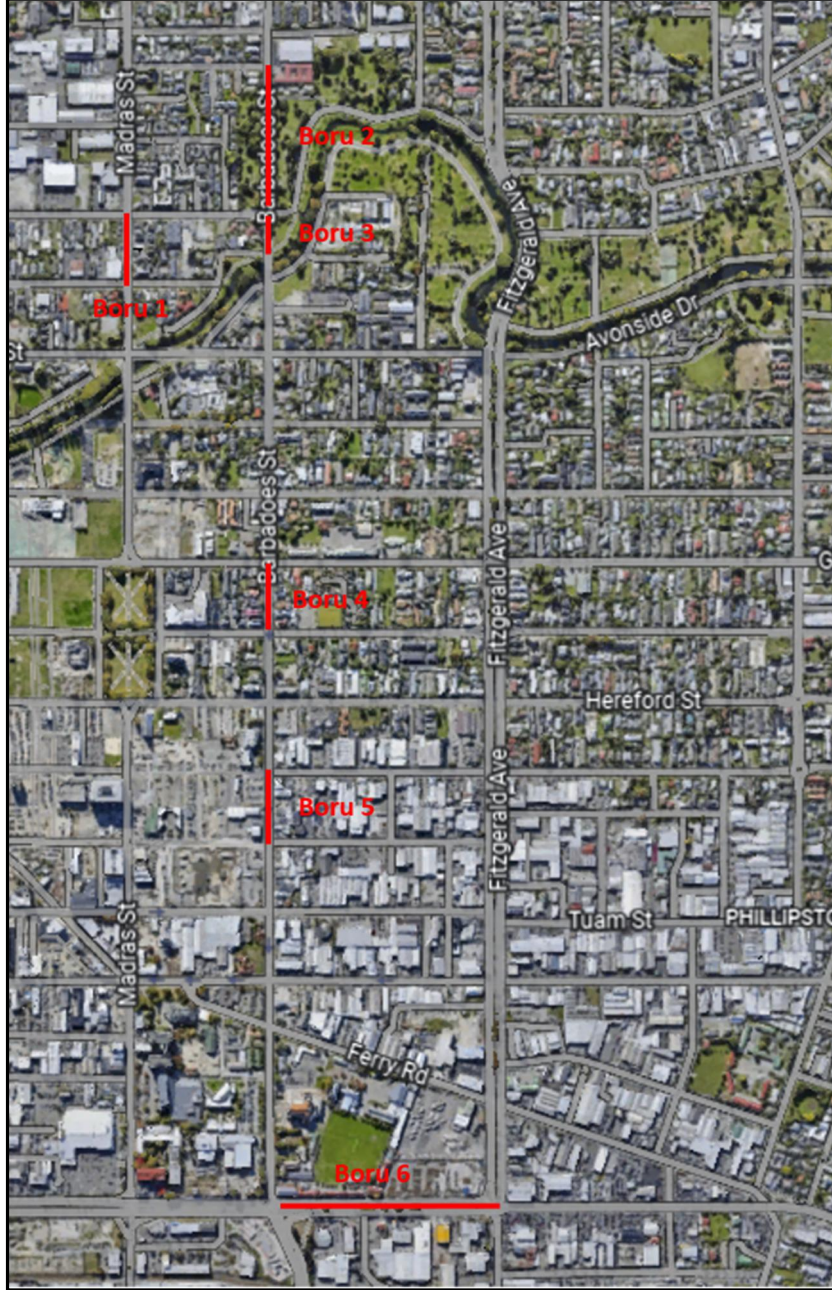
Şekil 4.5: Kumlar için borularda yanal taşıma gücü faktörü (ALA 2001)



Şekil 4.6: Doğrusal olmayan düşey yükleme-yer değıştirme yayları

## 5. BORU ANALİZ PARAMETRELERİ

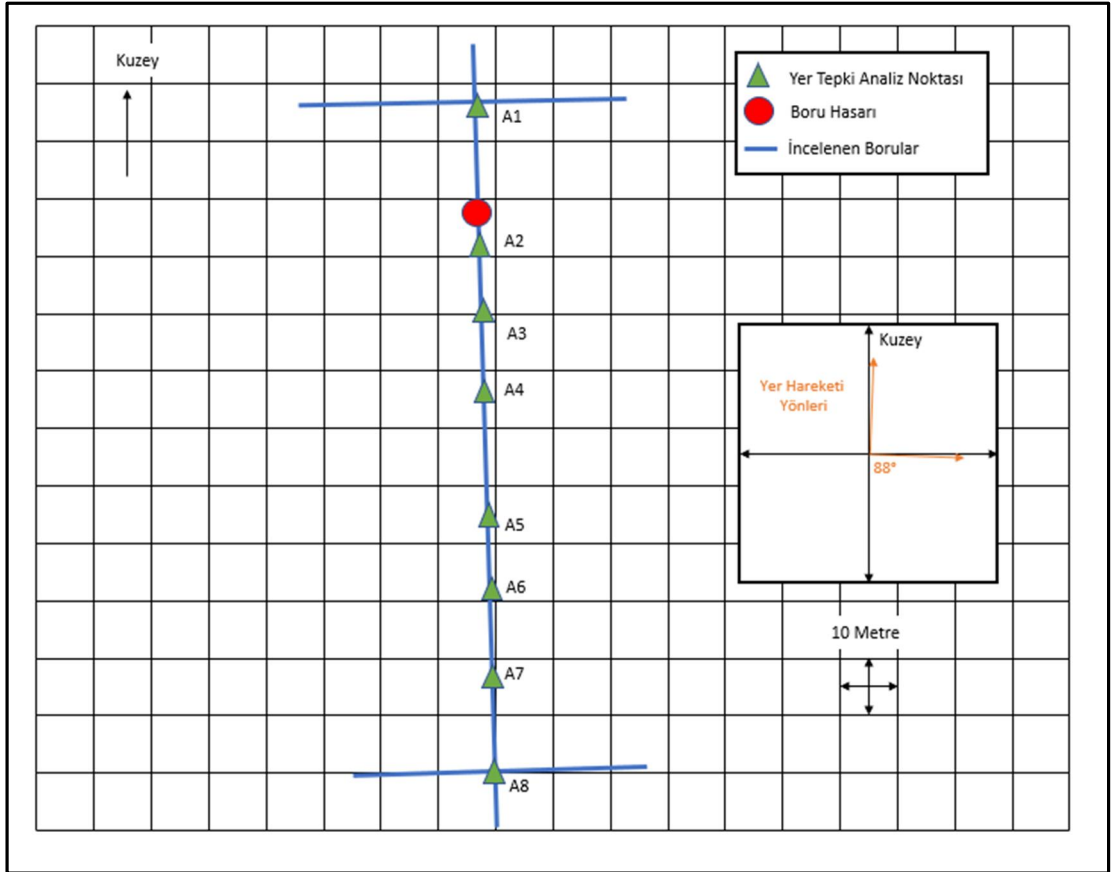
Analiz yapılmak üzere 6 farklı boru seçilmiştir. Boruların seçiminde boru malzemelerinin aynı olması ve boruların seçildiği bölgede kayma dalgası deney verilerinin olması belirleyici kriterlerdendir. Seçilen boru konumları Şekil 5.1’de verilmiştir.



Şekil 5.1: İncelenen boru konumları

## 5.1 Boru Konum Özellikleri

Boru konumlarındaki zemin verileri ile yapılan yer tepki analizlerinde zemin yer değiştirmeleri tespit edilmiştir. Birinci boruya ait kritik konumlar Şekil 5.2’de sunulmuştur. İlk boru için yer hareketlerinin hassasiyetini belirlemek amacıyla mümkün olan en fazla sayıda analiz gerçekleştirilmiştir. Diğer borularda ise daha sınırlı sayıda analizle boru bölgesi zemin hareketleri belirlenmiştir.



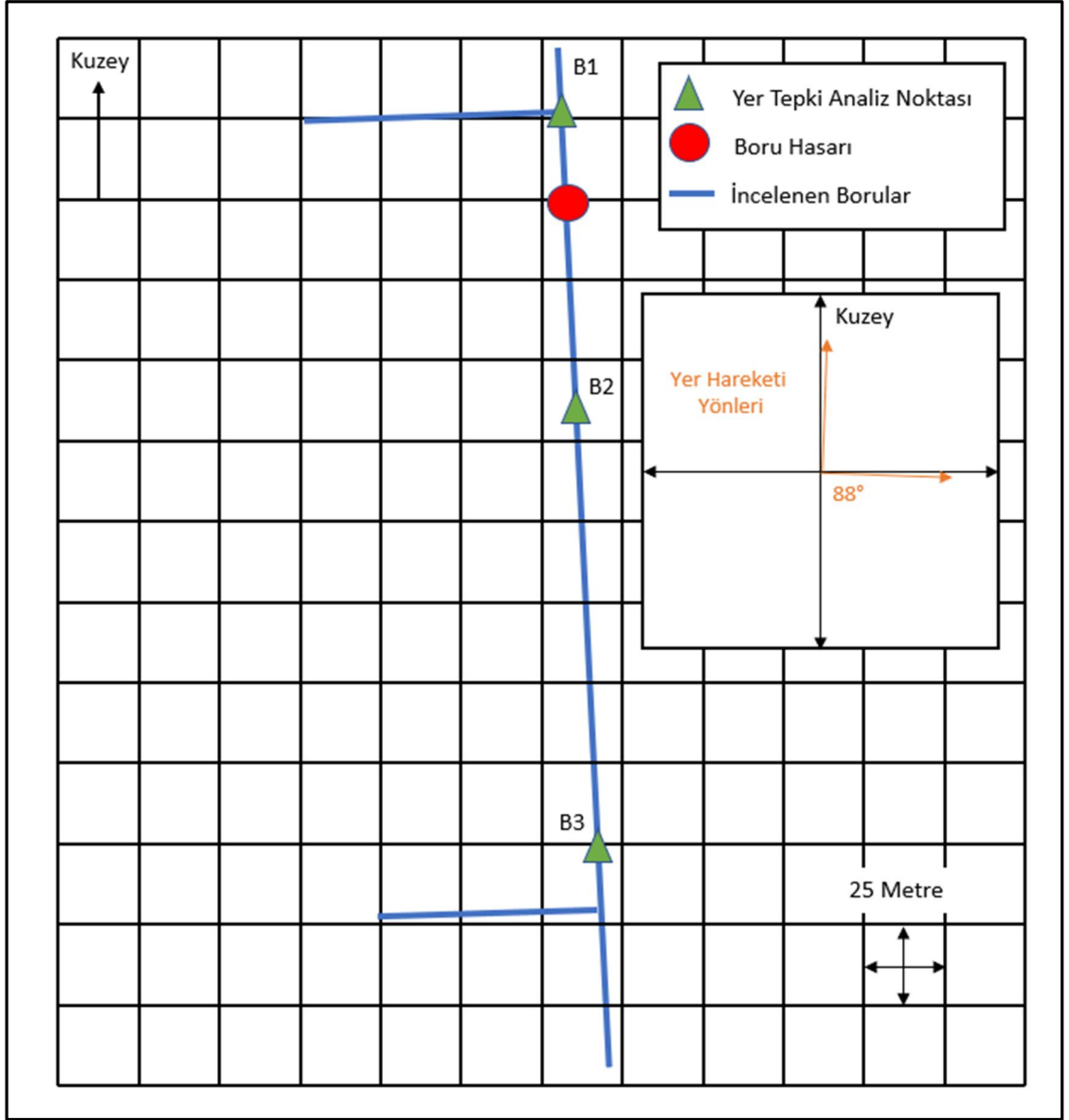
Şekil 5.2: Boru 1 analiz konumları ve yer hareketi yönü

1-4 boru bölgelerine en yakın ivme kayıt istasyonu REHS istasyonudur ve bu istasyon ile elde edilen ters evrişimli ivme kayıtları yer tepki analizlerinde kullanılmıştır. Tablo 5.1’de 2 deprem kaydı yönünde, boru eksenine doğrultusunda ve boruya dik doğrultuda yer hareketi bileşenleri verilmiştir.

**Tablo 5.1:** Boru 1 analiz noktalarına ait deformasyonlar

Analiz Noktası	N02E Yönü	S88E Yönü	Boruya Dik Hareket	Boru Ekseninde Hareket
A1	7 cm	27 cm	27 cm	7 cm
A2	5 cm	26 cm	26 cm	5 cm
A3	4 cm	23 cm	23 cm	4 cm
A4	5 cm	25 cm	25 cm	5 cm
A5	5 cm	28 cm	28 cm	5 cm
A6	5 cm	23 cm	23 cm	5 cm
A7	6 cm	25 cm	25 cm	6 cm
A8	6 cm	24 cm	24 cm	6 cm

Şekil 5.3'te Boru 2 için analiz konumları, Tablo 5.2'de analiz yer hareketleri verilmiştir.



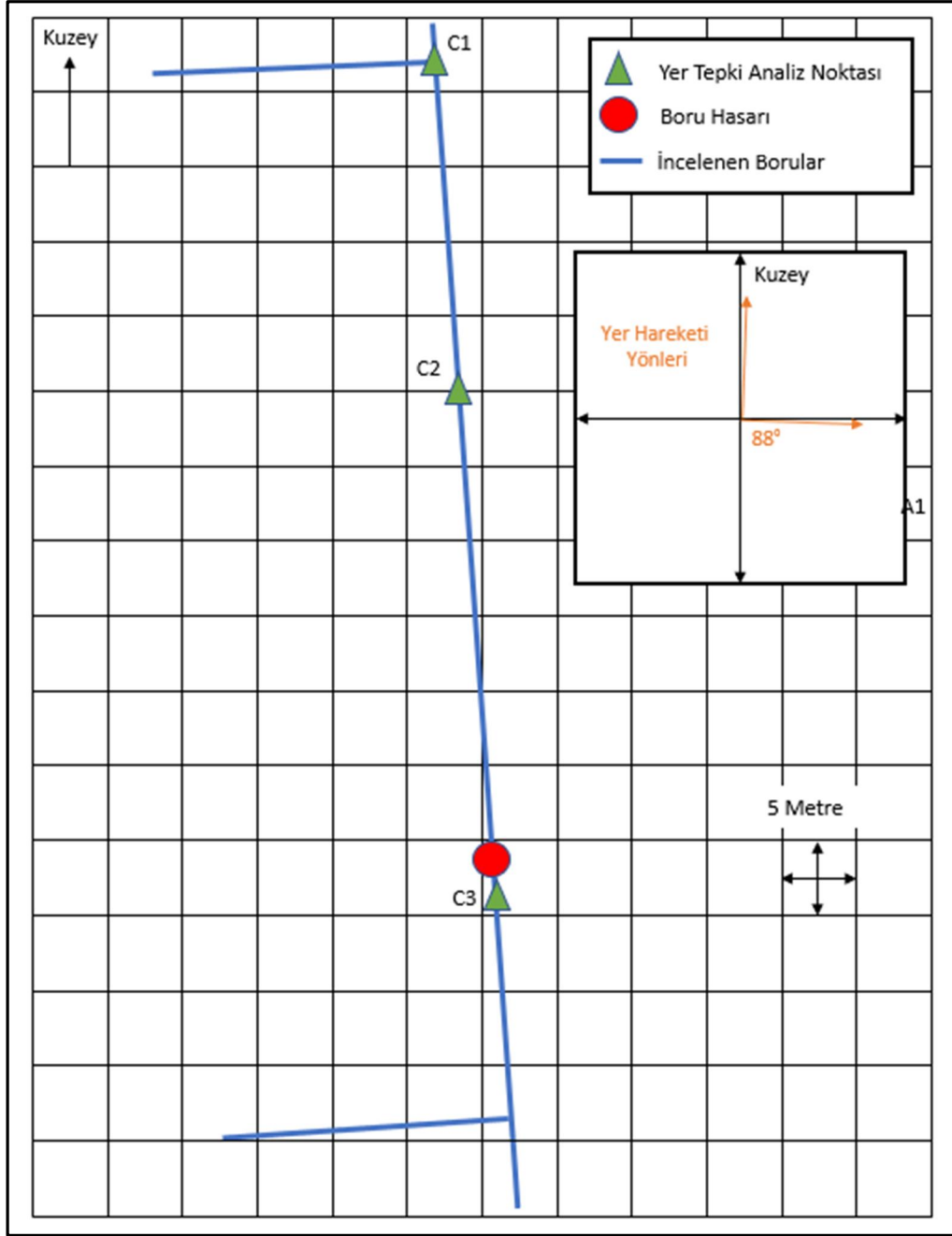
Şekil 5.3: Boru 2 analiz konumları ve yer hareketi yönü

Tablo 5.2: Boru 2 analiz noktalarına ait deformasyonlar

Analiz Noktası	N02E Yönü	S88E Yönü	Boruya Dik Hareket	Boru Ekseninde Hareket
B1	12 cm	35 cm	35 cm	12 cm
B2	4 cm	19 cm	19 cm	5 cm
B3	4 cm	26 cm	26 cm	6 cm

Şekil 5.4'te Boru 3 için analiz konumları, Tablo 5.3'te analiz yer hareketleri verilmiştir.



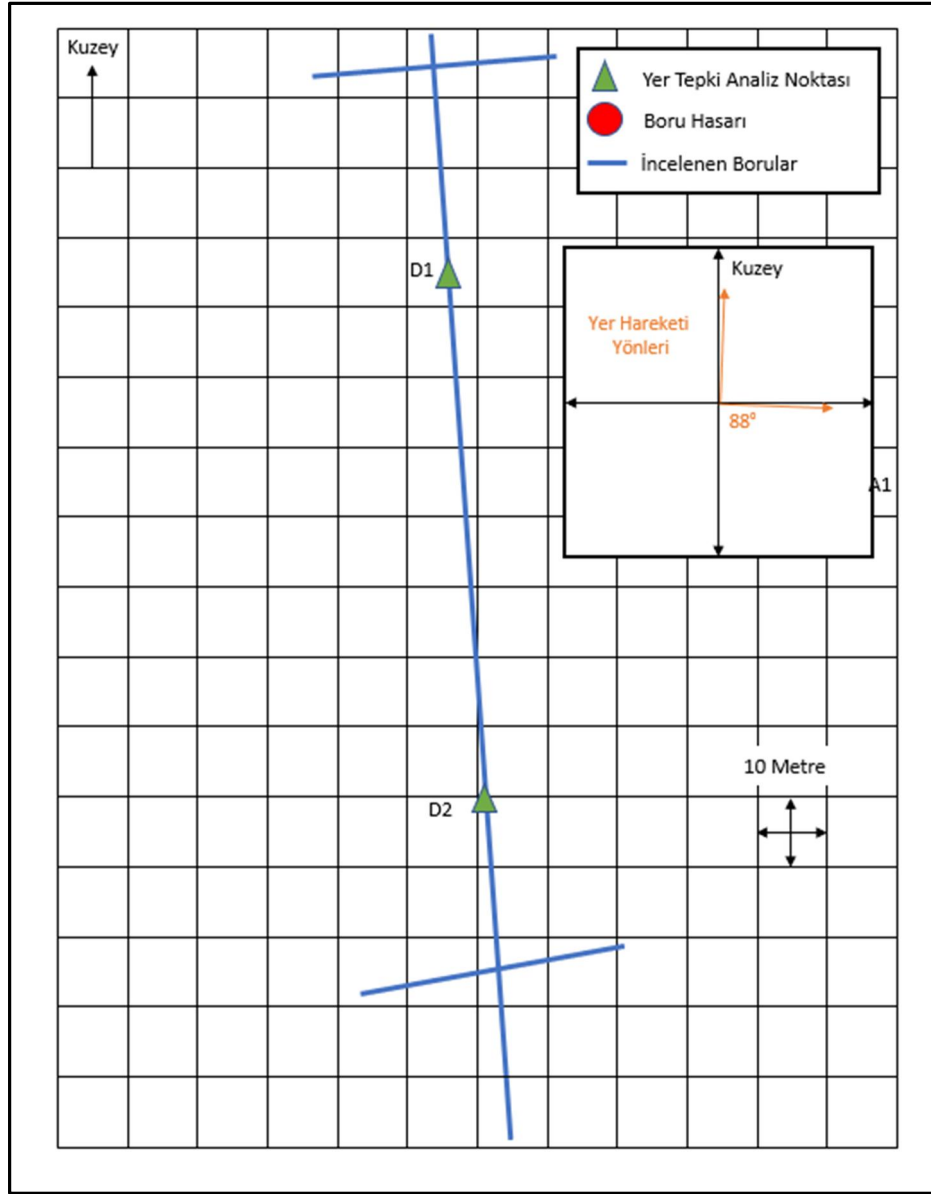


Şekil 5.4: Boru 3 analiz konumları ve yer hareketi yönü

Tablo 5.3: Boru 3 analiz noktalarına ait deformasyonlar

Analiz Noktası	N02E Yönü	S88E Yönü	Boruya Dik Hareket	Boru Ekseninde Hareket
C1	4 cm	25 cm	25 cm	4 cm
C2	4 cm	21 cm	21 cm	4 cm
C3	4 cm	20 cm	20 cm	4 cm

Şekil 5.5'te Boru 4 için analiz konumları, Tablo 5.4'te analiz yer hareketleri verilmiştir. Boru 4'te hasar bulunmamaktadır.



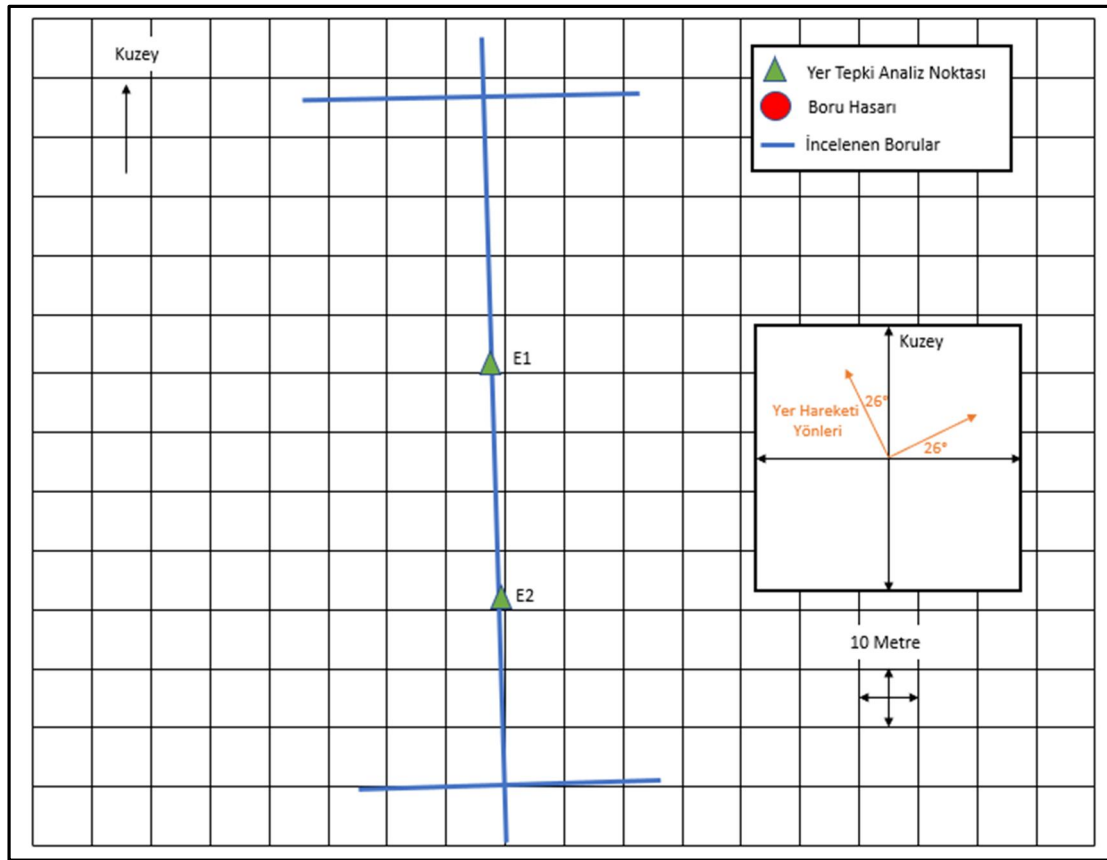
Şekil 5.5: Boru 4 analiz konumları ve yer hareketi yönü

Tablo 5.4: Boru 4 analiz noktalarına ait deformasyonlar

Analiz Noktası	N02E Yönü	S88E Yönü	Boruya Dik Hareket	Boru Ekseninde Hareket
D1	5 cm	22 cm	22 cm	5 cm
D2	5 cm	25 cm	25 cm	5 cm

Şekil 5.6'da boru 5 için analiz konumları ve Tablo 5.5'te analiz yer hareketleri verilmiştir. Boru 5'te hasar bulunmamaktadır. Boru 5 - Boru 6 analiz bölgesine en

yakın istasyon CCCC'dir. Bu nedenle bölge girdi depremi olarak CCCC ters evrişim kaydı kullanılmıştır.

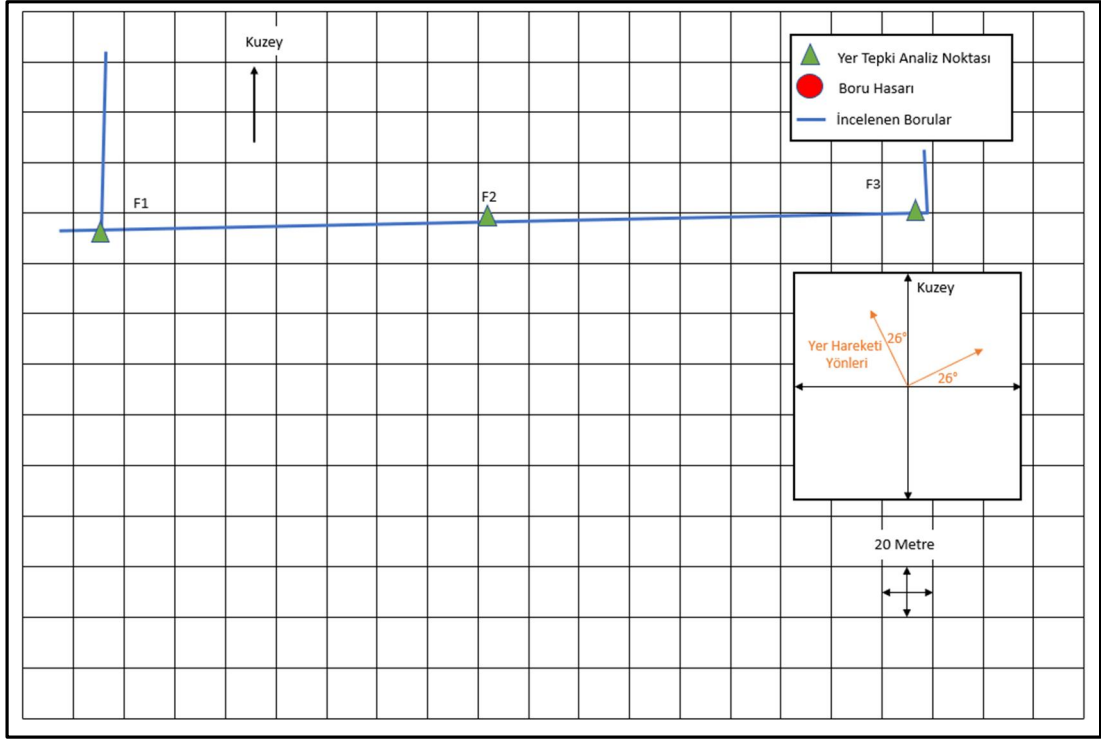


Şekil 5.6: Boru 5 analiz konumları ve yer hareketi yönü

Tablo 5.5: Boru 5 analiz noktalarına ait deformasyonlar

Analiz Noktası	N64E Yönü	N26W Yönü	Boruya Dik Hareket	Boru Ekseninde Hareket
E1	22 cm	5 cm	22 cm	6 cm
E2	17 cm	4 cm	25 cm	7 cm

Şekil 5.7'de boru 6 için analiz konumları verilmiştir. Tablo 5.6'te analiz yer hareketleri verilmiştir. Boru 6'da hasar bulunmamaktadır.



Şekil 5.7: Boru 6 analiz konumları ve yer hareketi yönü

Tablo 5.6: Boru 6 analiz noktalarına ait deformasyonlar

Analiz Noktası	N64E Yönü	N26W Yönü	Boruya Dik Hareket	Boru Ekseninde Hareket
F1	15 cm	6 cm	11 cm	11 cm
F2	35 cm	11 cm	25 cm	27 cm
F3	29 cm	18 cm	29 cm	19 cm

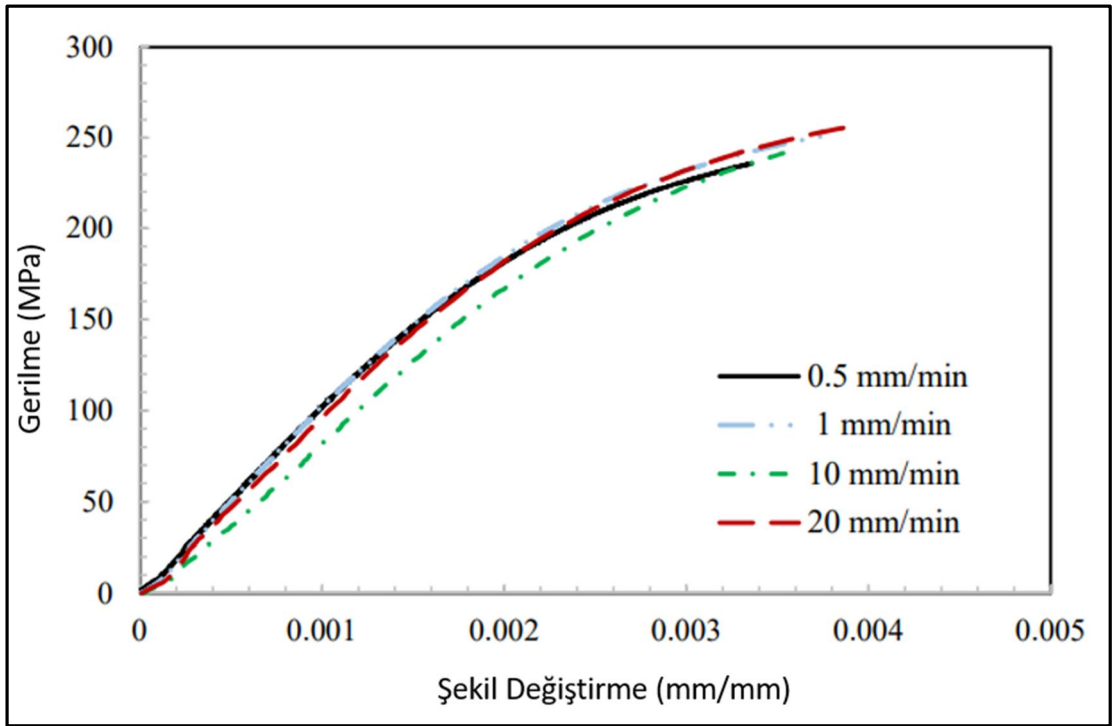
## 5.2 Boru Dayanım Özellikleri

1-5 numaralı borular 100 mm'lik dış çapa, 6 numaralı boru ise 150 mm'lik dış çapa sahiptir. Boru 2 1970'lerde, diğer borular ise 1910'larda döşenmiştir. Döküm demir borular 1980'lere kadar sıklıkla kullanılsa da günümüzde kullanılmamaktadır.

Döküm demir borulara ait et kalınlıkları doğrudan elde edilememiştir. Boruların döşendiği döneme ait en yakın yönetmelik BS 78:1917'dir. İçinde sıvı

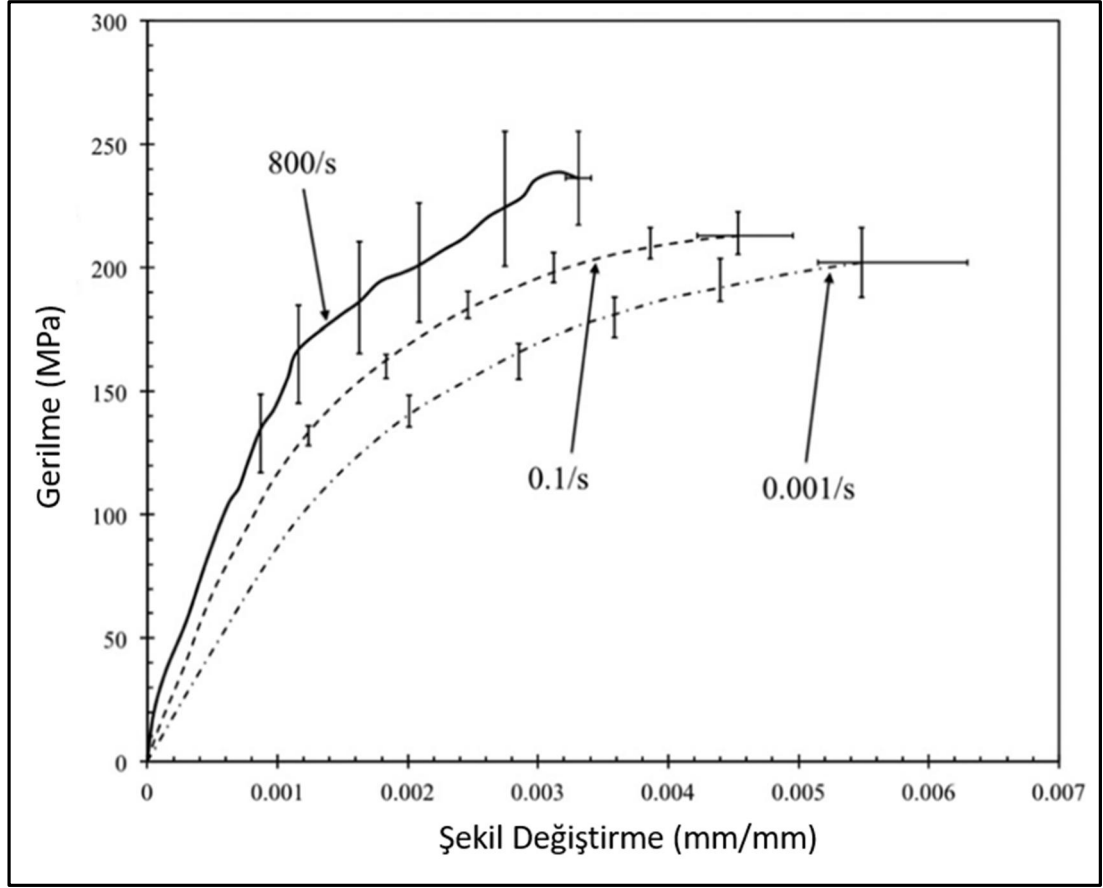
geçen 100 mm'lik borular için 10 mm et kalınlığı ve 150 mm'lik boru için 10.92 mm et kalınlığı dönemin yönetmeliğinde minimum koşul olarak verilmiştir.

Bölgedeki döküm demir borulara ait gerilme-şekil değiştirme davranışı ile ilgili doğrudan deney verisi bulunmamaktadır. Buna bağlı olarak başka bölgelerdeki döküm demir borular üzerinde yapılan deneyler kullanılarak bölge malzeme dayanımları belirlenmiştir. Kullanılan gerilme-şekil değiştirme grafikleri tez kapsamında 2 farklı çalışmaya dayanılarak elde edilmiştir. Bunlardan birincisi Debnath ve diğ. (2021) tarafından elde edilen gerilme şekil değiştirme grafiğidir (Şekil 5.8).



Şekil 5.8: Döküm demir boru gerilme-şekil değiştirme davranışı (Debnath ve diğ. 2021)

İkinci gerilme şekil değiştirme grafiği ise Brauer ve diğ. (2017) tarafından elde edilmiştir (Şekil 5.9). Çalışmalardaki gerilme-şekil değiştirmeler; deney gerçekleştirme hızına, alaşım dağılımlarına ve numunenin paslanma davranışına göre değişiklikler göstermektedir.



Şekil 5.9: Döküm demir boru gerilme-şekil değiştirme davranışı (Brauer ve diğ. 2017)

Yukarıda açıklanan çalışmalara ait boru malzeme özelliklerinin kullanılması tez kapsamında boru davranışını tam olarak ifade edememiştir. Bunun nedeni bölge dökme demir boruları ile ilgili yayınlanan raporlarda boruların çok kötü durumda olmasıdır (Black 2013). Boruların kötü durumu, incelenen boruların akma ve yenilme gerilmelerinin analiz girdi verilerine göre daha düşük olmasına sebep olacaktır. Buna bağlı olarak her bir boru için yapılan analizlerde borunun hasar davranışından söz etmek imkansızdır. Bunun yerine boruların genel hasar ilişkileri, tez kapsamındaki incelenen boruların birlikte değerlendirilmesi ile açıklanabilir.

### 5.3 Yay Özellikleri

Boru ve zemin özelliklerine bağlı olarak yay özellikleri farklı kaynaklar yardımıyla belirlenmiştir. Boruların gömü derinlikleri değişkenlik göstermektedir. Fakat Yeni Zelanda Altyapı Tasarımı Standardı (IDS) bölüm 7'ye göre 100 mm çapın altındaki boruların yolların altından geçmesi durumunda 500 mm'den daha derine

gömülmesi şartı bulunmaktadır. 100 mm çapın üstündeki boruların ise 750 mm'den daha derine gömülme şartı mevcuttur. Boruların ilk yerleştirildiği tarihlerde bu şartlar mevcut değildir, fakat yolların yapıldığı tarihlerde bu şartlar mevcut olduğu için yolların gerekli boru derinliğini sağlayacak şekilde inşa edildiği varsayılmıştır. Buna bağlı olarak minimum gömü derinliği şartlarının sağlandığı düşünülerek boru gömü derinlikleri seçilmiştir.

Boruların tranşe dolgularının bulunduğu bölgelerin hepsi trafik akışının olduğu bölgelerdir. IDS bölüm 1'e göre yol dolgularının tamamı 2.150 t/m<sup>3</sup> kuru birim hacim ağırlığına gelene kadar sıkıştırılmalıdır. Buna bağlı olarak boru üstündeki zeminin birim hacim ağırlığı 2.150 t/m<sup>3</sup> seçilebilir.

Bölgede yapılan kanalizasyon çukurlarının çevresindeki zeminlere ait mukavemet değerleri, SCIRT tarafından yapılan deneylerde  $\phi = 30-34^\circ$  arasında bulunmuştur. İçsel sürtünme açılarının zeminlere göre dağılımı göz önüne alındığında  $30^\circ$  doğal zeminlerde daha sıklıkla görülürken, dolgularda ise  $34^\circ$  ile daha sık karşılaşılmaktadır. Yolların altındaki zeminlerin dolgu olması göz önüne alındığında incelenen borular için  $34^\circ$ 'lik içsel sürtünme açılarının kullanılması yerinde olacaktır. Dolgu malzemesinin sıklığı ise değişkenlik göstermektedir ve bu değişkenliğe bağlı olarak orta sıkı dolgu malzemesi varlığı kabul edilmiştir.

Boru ile zemin arasındaki sürtünme davranışının belirlenmesi için boru kaplaması önemli bir parametredir. Döküm demir borularında epoksi malzemesi olarak çoğunlukla katran kullanılmaktadır. Katran epoksi ve zemin arasındaki sürtünme açısının  $k = 0.87$  olarak alınması uygundur (Toprak 1998). Tablo 5.7'de bu parametreler ile elde edilen yönlere bağlı her metre için yay akma kuvvetleri Bölüm 4.5'e göre belirlenerek verilmiştir.

**Tablo 5.7:** Yay akma kuvvetleri

İncelenen Boru	Eksenel Yay Katsayısı (N)	Yatay Yay Katsayısı (N)	Düşey-Üst Yay Katsayısı (N)	Düşey-Alt Yay Katsayısı (N)
1-5	1381.66	16555	5912.5	38826.34
6	3297.15	42328.12	14109.37	92106.43

Tablo 5.8’de ise bu kuvvet değerlerine karşılık gelen yay yer değiştirmeleri mm cinsinden verilmiştir.

**Tablo 5.8:** Yay akma deplasmanları

İncelenen Boru	Eksenel Yay Deplasmanı (mm)	Yatay Yay Deplasmanı (mm)	Düşey-Yukarı Yay Deplasmanı (mm)	Düşey-Aşağı Yay Deplasmanı (mm)
1-5	3.5	18	7.15	10
6	3.5	28.5	11.38	15



## 6. SONLU ELEMANLAR ANALİZLERİ

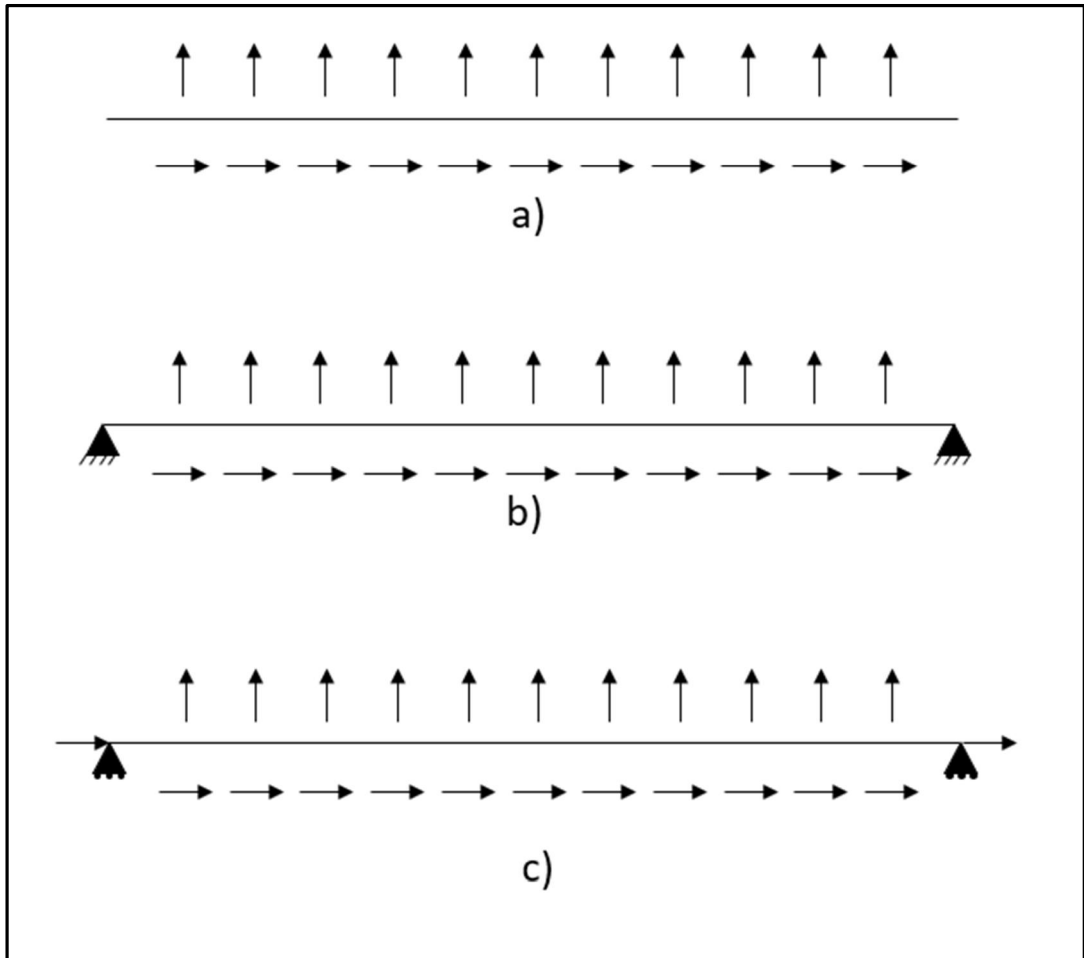
Sonlu elemanlar analizleri özellikle büyük önem taşıyan boruların analiz ve tasarımında kullanılmaktadır. Analizler zeminin doğrudan modellenmesi ile gerçekleştirilebileceği gibi zeminin yay olarak modellenmesi ile de gerçekleştirilebilir. Zeminin yay olarak modellendiği durumda, hesaplanan PGD'lerin yay uçlarına girilmesiyle, boru üzerinde oluşan etkiler belirlenmektedir.

Borular parçalı ve sürekli olarak birleştirilme şekillerine göre ayrılmaktadır. Sürekli borular parçaların iç ve dış et et bölgelerinin birbirleri ile kaynaklanması sonucu oluşturulmaktadır. Kaynaklı borularda kaynak bölgelerinin dayanım özellikleri genel olarak ana boru gövdesi dayanımından pek de farklı değildir. Örnek CI, CI ve PVC gibi borular ise çan ağzı denilen parçalar ile birleştirilebilmektedir. Aynı bu parçalar genellikle boruların zayıf bölgeleri olarak öne çıkmaktadır (Toprak ve Cirmikteli 2021). Sonlu elemanlarda boruların parçalı boru olma özellikleri göz ardı edilmiştir. Bu durumun sebepleri boruların oldukça uzun süredir kullanımda olması sebebiyle borudaki parçaların hareket kabiliyetlerinin sınırlı olacağı varsayımı ve borunun birleşim bölgelerine ait yeterli sayıda veri olmamasıdır.

Analizlerin gerçekleştirilmesinde DIANA sonlu elemanlar yazılımı kullanılmıştır. Boruların eleman sınıfı olarak, Euler-Bernoulli teorisine bağlı Sınıf-II seçilmiştir. Sınıf-II ile Sınıf-I arasındaki fark boru malzemesinin gerilme-şekil değiştirme davranışının deformasyona bağlı olarak tanımlanabilmesidir. Boru malzeme modeli olarak Von Mises plastisitesi kullanılmıştır. Von Mises plastisite malzeme modeli ile doğrudan deneysel gerilme-şekil değiştirme grafikleri kullanılarak boru malzeme özellikleri tanımlanabilmektedir. Malzeme modelinde pekleşme bölgesi için deneysel gerilme-şekil değiştirmeler, elastik bölgede ise elastisite modülleri kullanılmıştır. Analizlerde yaylar 1 metre aralıklar ile tanımlanmıştır.

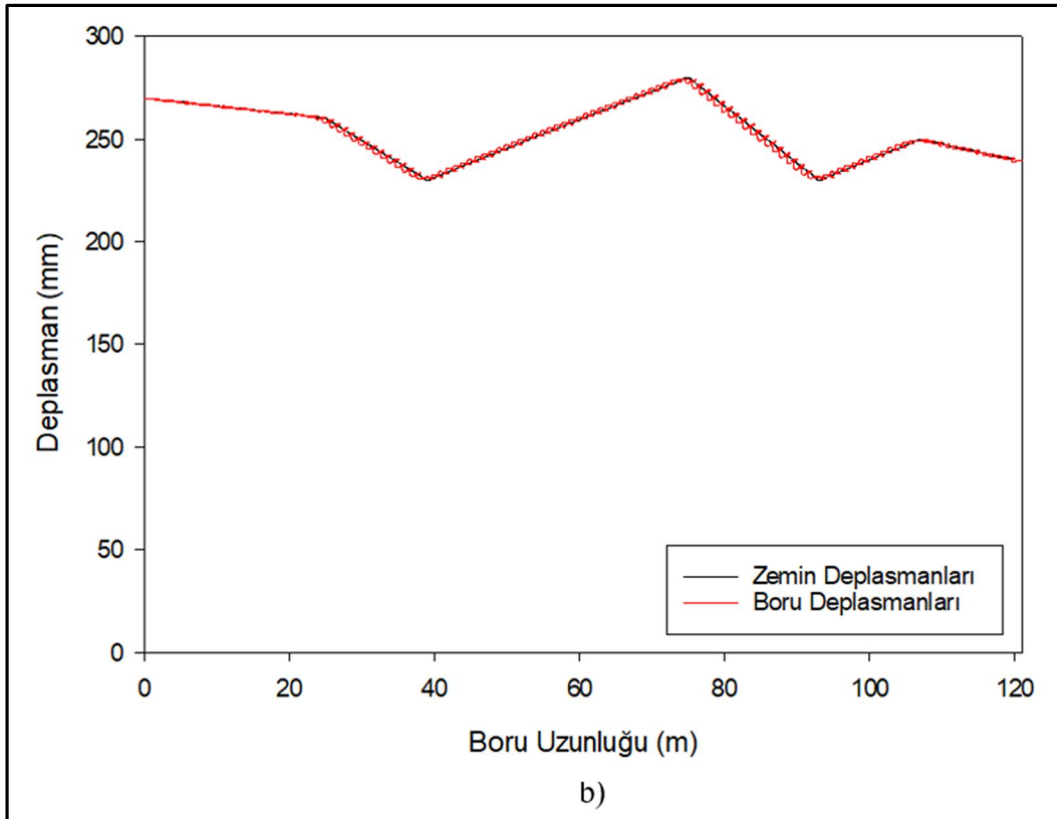
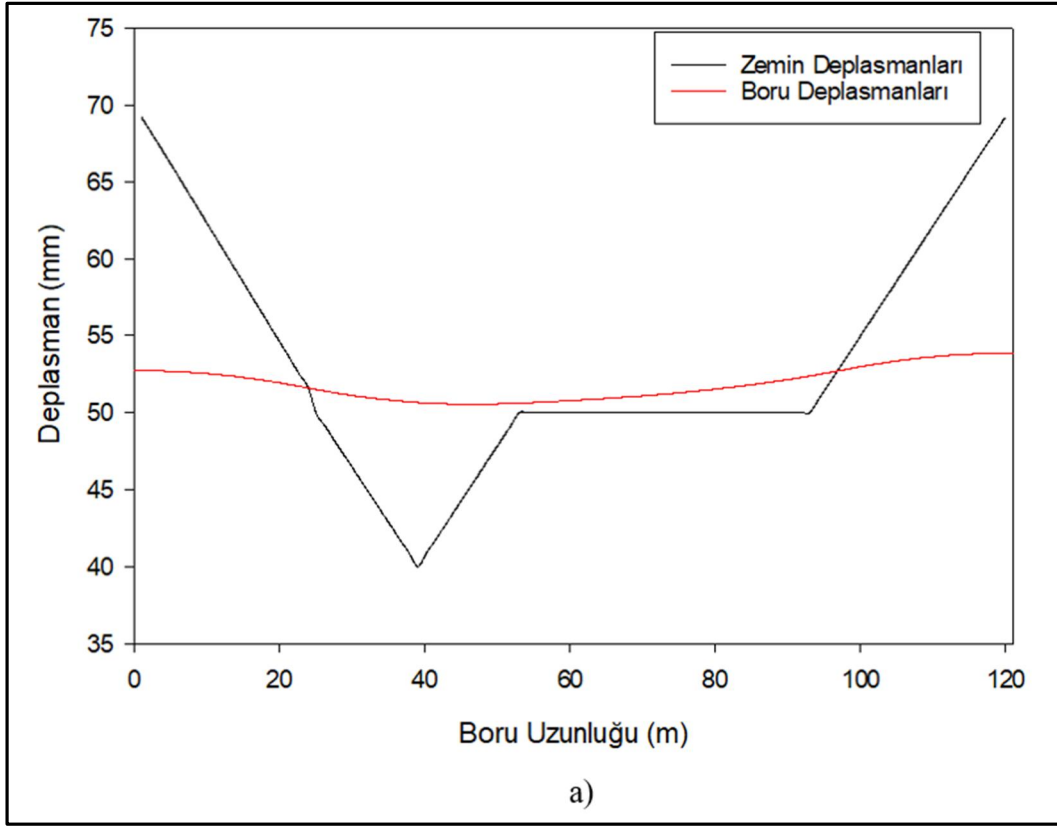
İteratif hesap yöntemi olarak Newton-Raphson seçilmiştir. Yükleme sonucu deforme olmuş boru şeklinin süreklilik halinde gerçekleşmesini sağlamak amacıyla boru ucundaki şekil değiştirmeler 100 adımda girilmiştir. Maksimum iterasyon adımı olarak 10 seçilmiştir ve 10 adımda yakınsamanın gerçekleşmesi şartına göre analizler gerçekleştirilmiştir. Analiz geometrik modelleri ve tabloları DIANA FEA kodları ile komut konsolu üzerinden oluşturulmuştur.

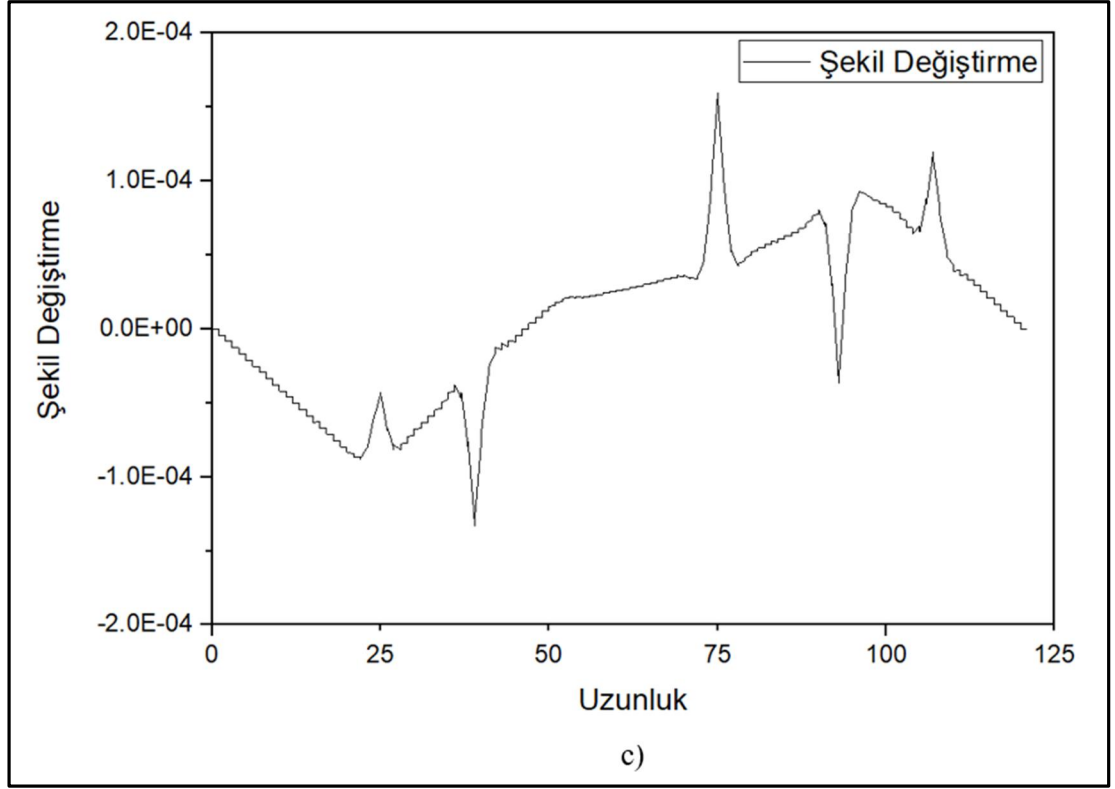
Modellerin uç durumlarındaki belirsizlik nedeniyle 3 farklı senaryo için analizler gerçekleştirilmiştir. Bu senaryoların birincisinde model uçları serbest bırakılarak borunun zemin içindeki serbest hareketi altındaki davranışı incelenmiştir. İkinci durumda boru uçlarının hareket etmediği varsayılmıştır. Son durumda ise boru uçlarında, bağlı olduğu borular nedeniyle zemin ile eş deformasyonlar olduğu kabul edilmiştir ve boru uçlarına doğrudan yer hareketi tanımlanmıştır. Bahsedilen 3 durum Şekil 6.1’de gösterilmiştir. Şekilde bulunan oklar, yer tepki analizi ile elde edilen DMD değerlerini temsil etmektedir. Yer tepki analizi bölgeleri arasında ve dışında kalan yer hareketleri, bölgedeki hareket davranışına göre oluşturulmuştur (Şekil 6.2-6.7’de zemin deplasmanı olarak verilmiştir). Yüklemeler, DMD/1000 şeklinde parçalar halinde boruya etki ettirilmiş ve DMD/1000’den artırılarak DMD değerine ulaşıldığında analiz tamamlanmıştır.



Şekil 6.1: Boru uç davranışları a) serbest uç b) mesnetli uç c) hareketli uç

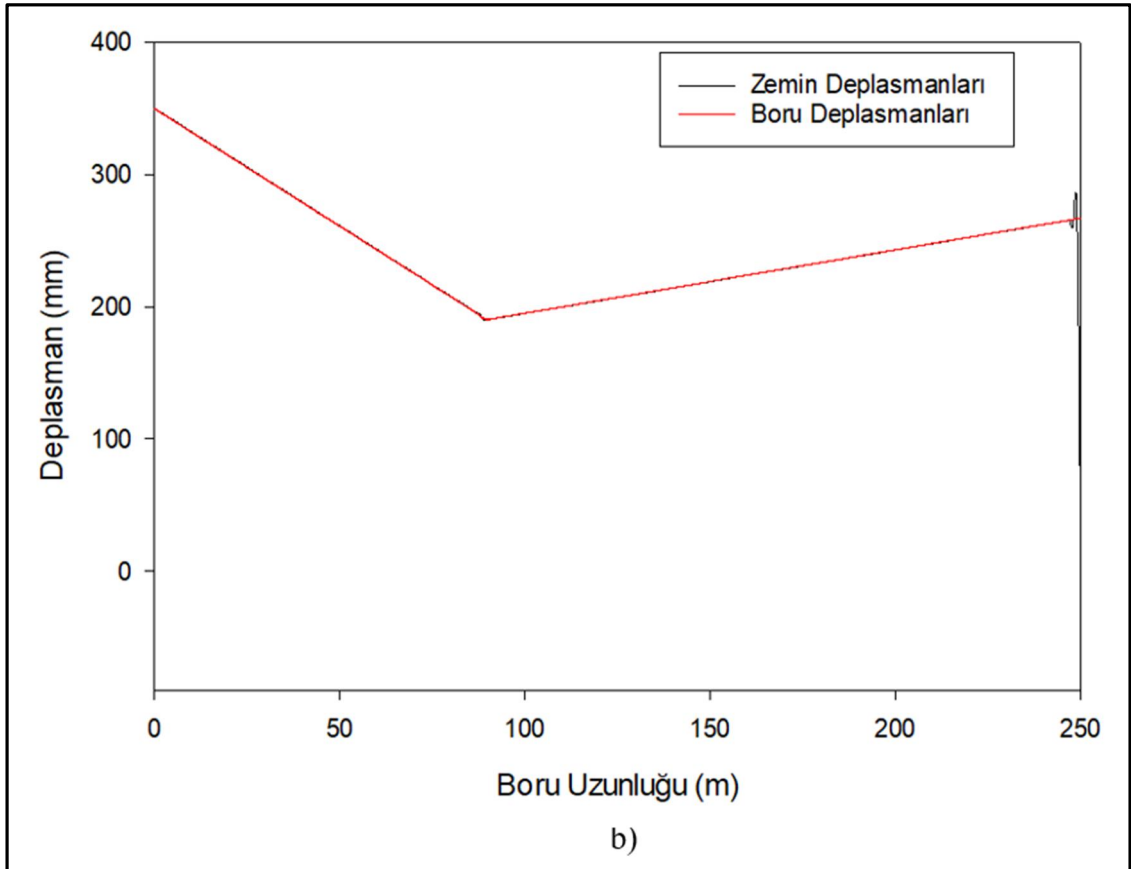
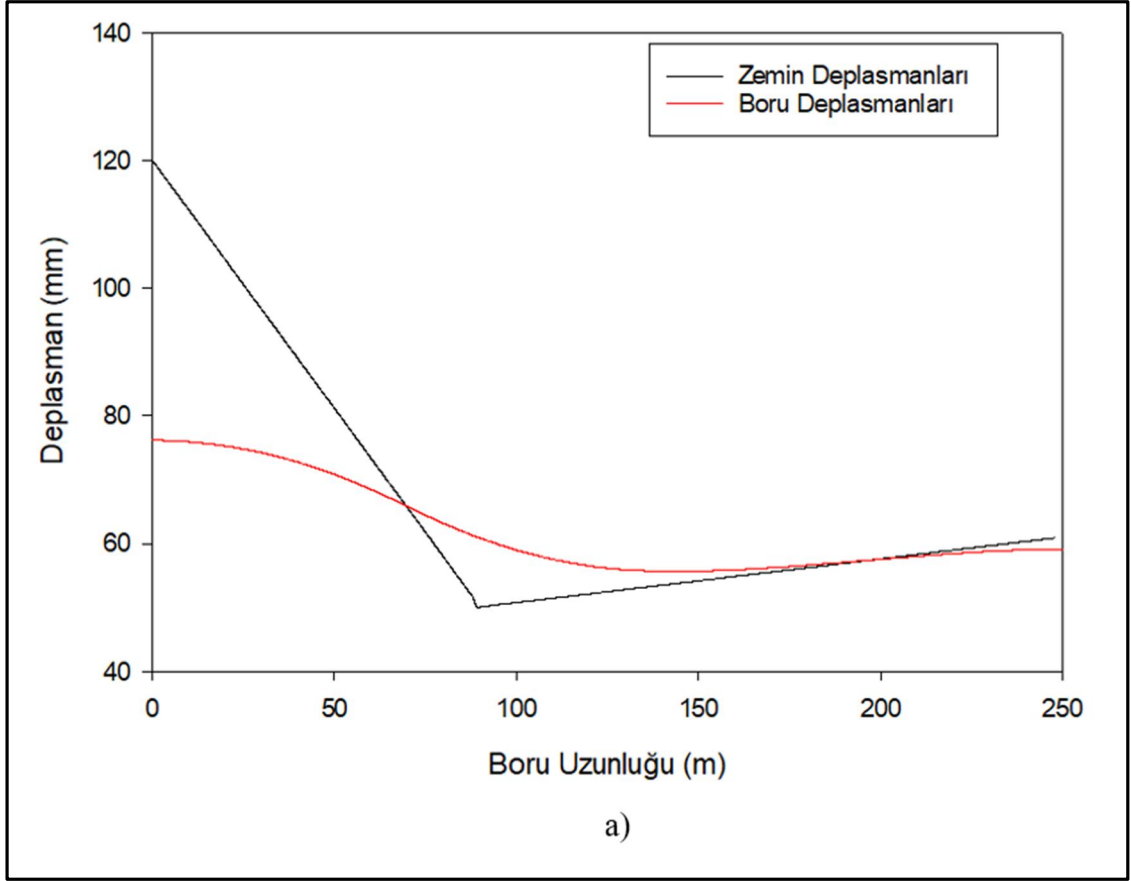
Birinci duruma ait boru yer değiştirmeleri, zemin yer değiştirmeleri ve boru şekil değiştirmeleri şekil 6.2-6.7'de verilmiştir.

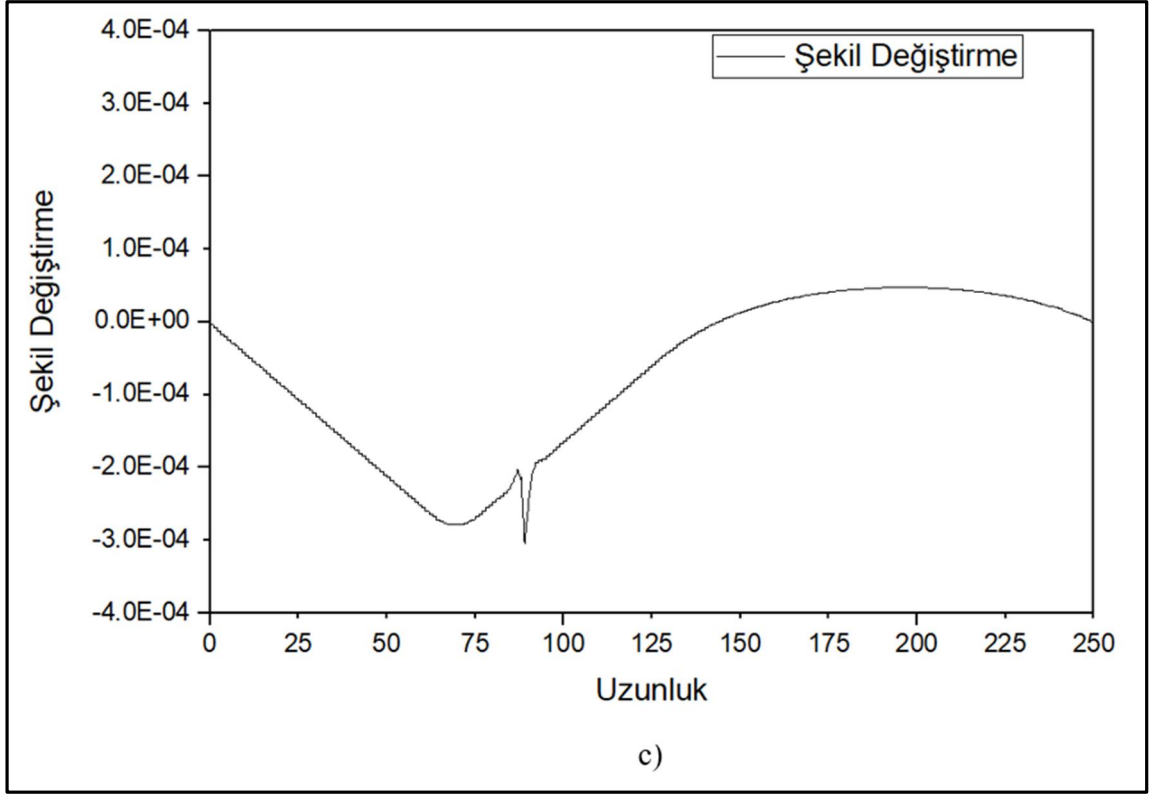




**Şekil 6.2:** Boru 1 a) Boru ve zemin eksenel yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri

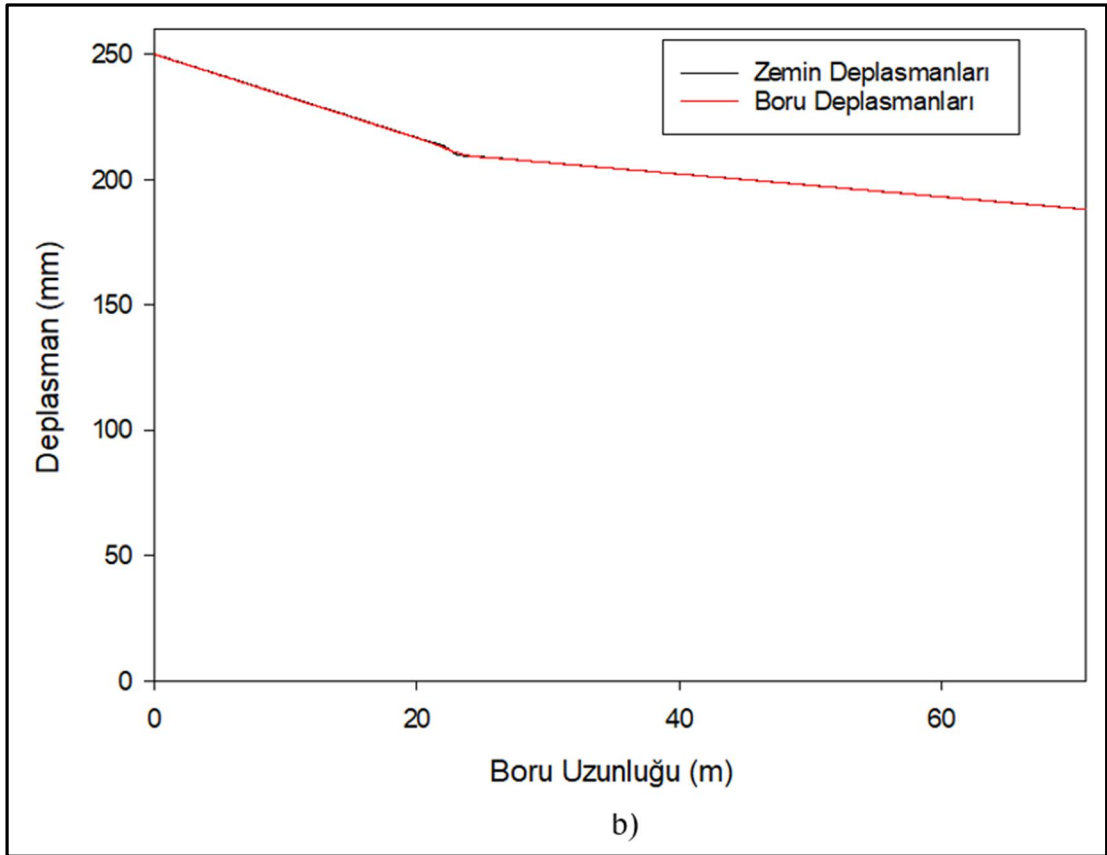
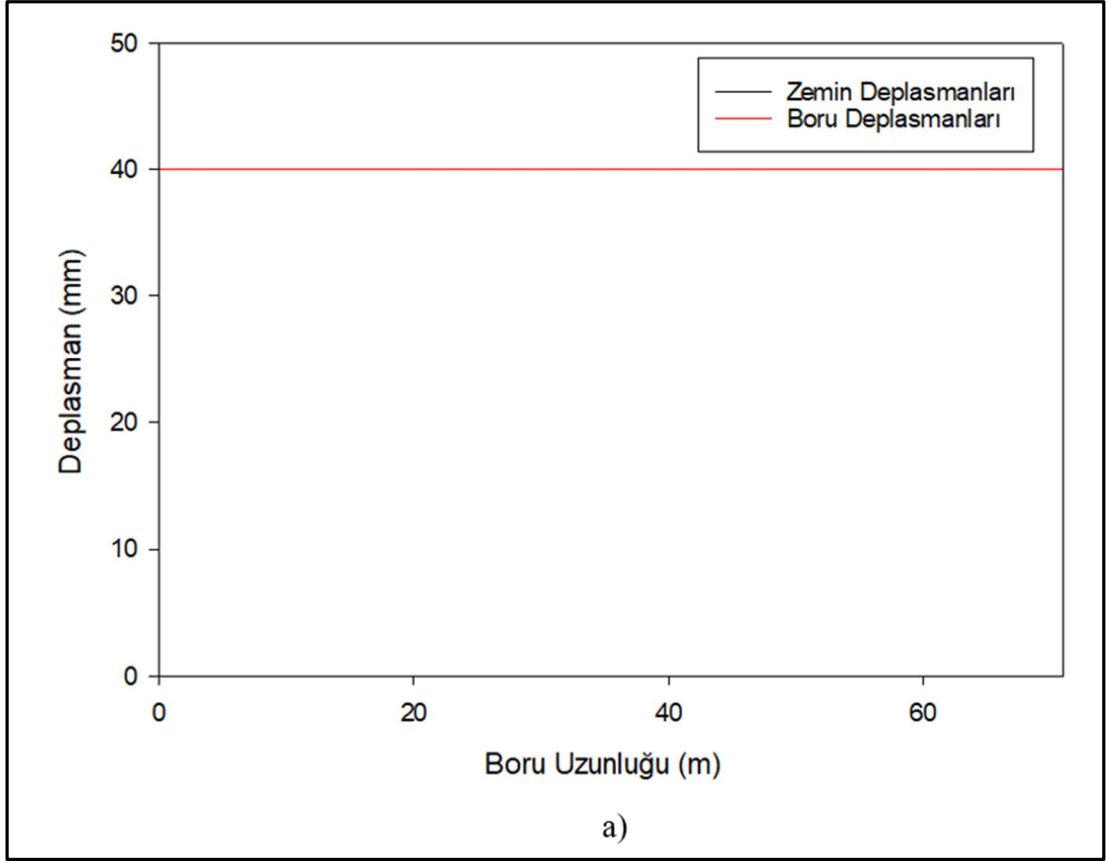
Boru 1 için eksenel doğrultudaki boru uzunluğu boyunca oluşan zemin yer değiştirmeleri maksimum 69 mm ve minimum 40 mm değerleri arasındadır. Boru yer değiştirmeleri 51-54 mm arasındadır. Boruya dik yönlü yer değiştirmelerde ise boru ve zemin yer değiştirmeleri eşit seviyededir. Boru şekil değiştirmelerindeki tepe noktalarının olduğu bölgeler zemin yer değiştirmelerinin ani olarak değiştiği bölgelerdir. Borularda yer hareketleri tek yönlü (hareket deprem anında ters 2 yönlü olarak çevrimsel şekilde gerçekleşmektedir) olarak tanımlanmıştır. Fakat çevrimsel hareket sebebiyle yer hareketleri nedeniyle oluşan basınç ve çekme değerlerinin çevrim süreciyle birbiriyle yer değiştirmesinden söz edilebilir. Bu duruma bağlı olarak basınç ve çekme durumlarının ikisi için de %0.016'lık bir şekil maksimum çekme ve basınç şekil değiştirmesi olarak belirlenmiştir. Boruda saha raporlarına göre hasar gözlemlenmiştir. Borunun ikincil (submain) boru ile bağlantısı kırılmıştır. 1910 yılında döşenmiş olan bu borunun bağlantı yerinden kırılması doğrudan boru şekil değiştirmelerinin yanında, boru yer değiştirmeleriyle de ilişkilendirilmelidir.

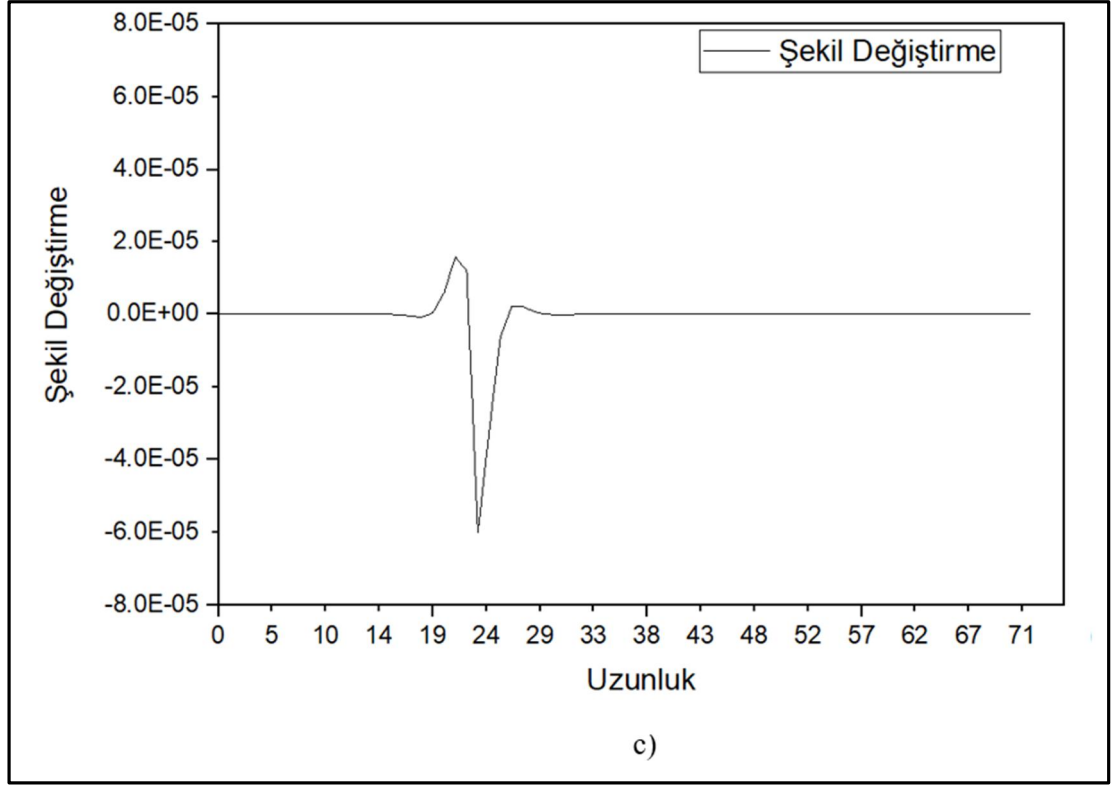




Şekil 6.3: Boru 2 a) Boru ve zemin eksenel yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri

Boru 2 için eksenel doğrultuda boru uzunluğu boyunca oluşan zemin yer değiştirmeleri maksimum 120 mm ve minimum 50 mm değerleri arasındadır. 56-76 mm aralığında boru yer değiştirmeleri oluşmaktadır. Boruya dik yöndeki yer değiştirmeler boru 1 ile aynı davranıştır. Şekil değiştirmeler incelendiğinde basınç ve çekme durumları için maksimum şekil değiştirmeler %0.03 seviyesindedir. Boruda gerçek durumda hasar gözlemlenmiştir. Boru 2 için çevre boru hasarları incelendiğinde Boru 2'ye bağlı diğer borularda da olduğu gözlemlenmiştir. Boru flanşından kırılarak hasar görmüştür.

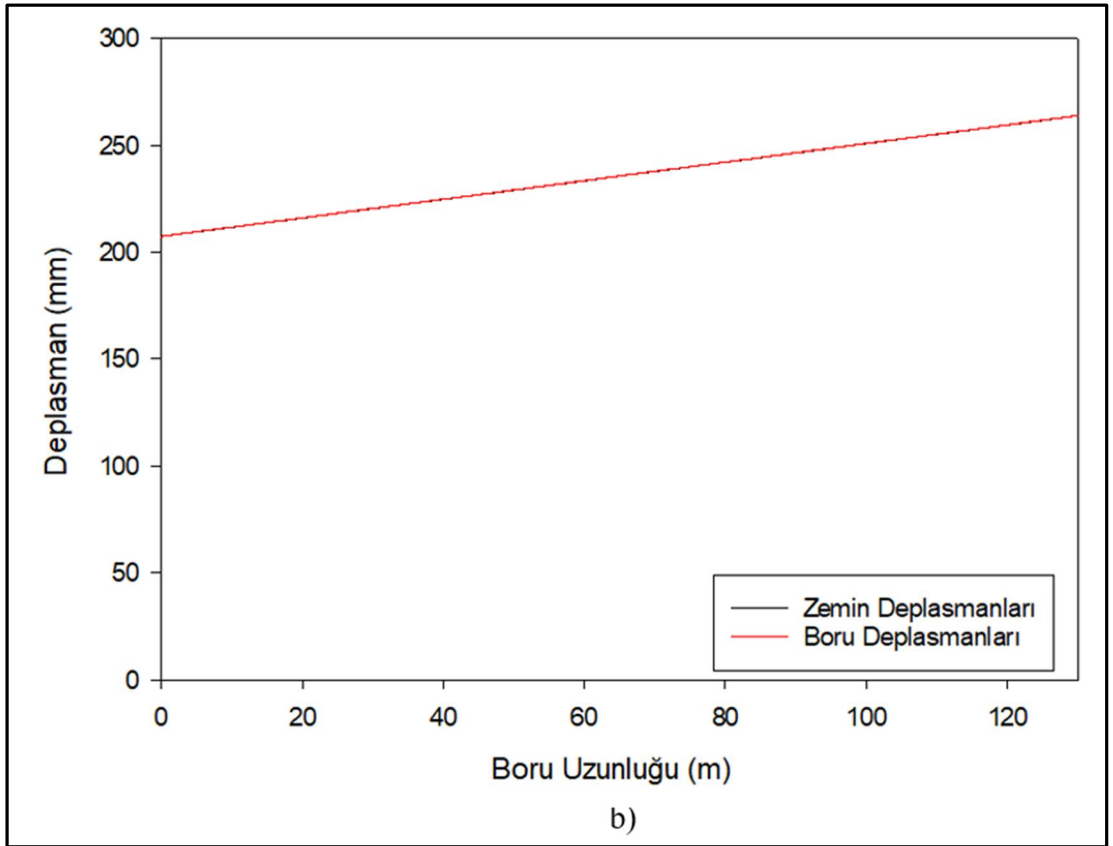
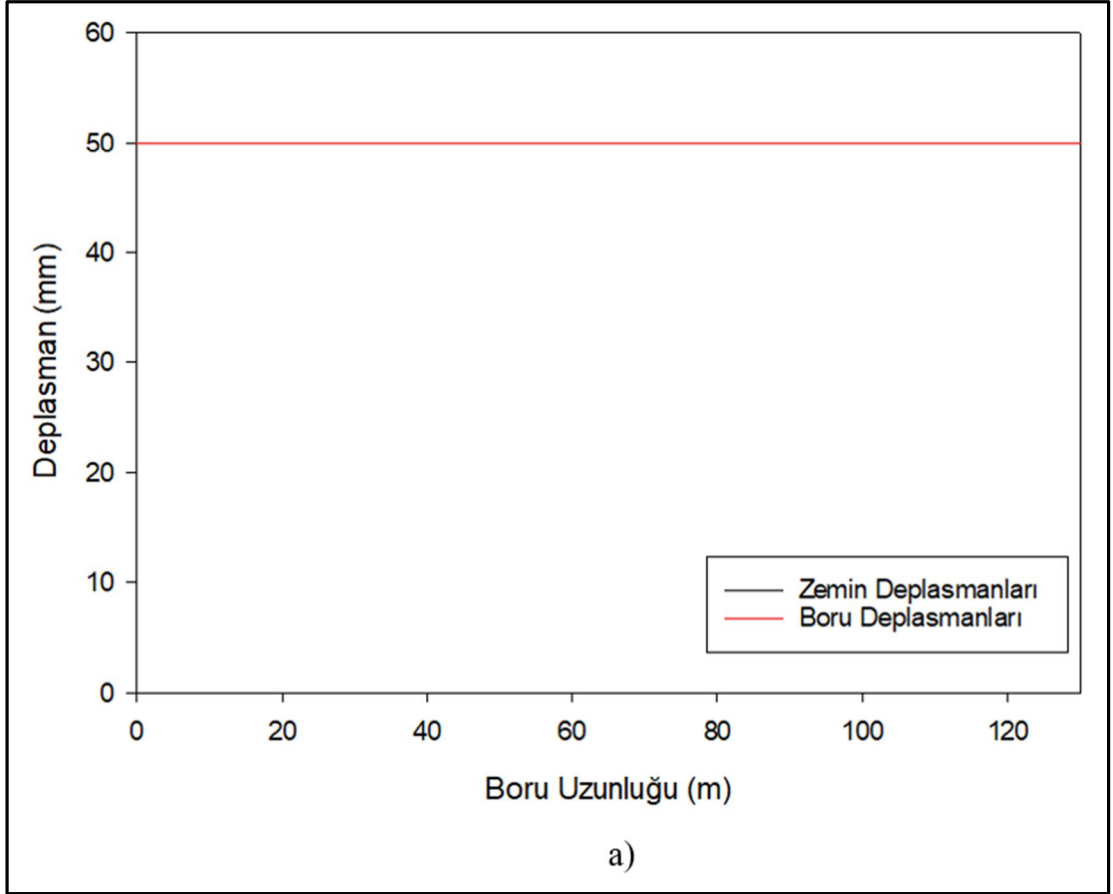


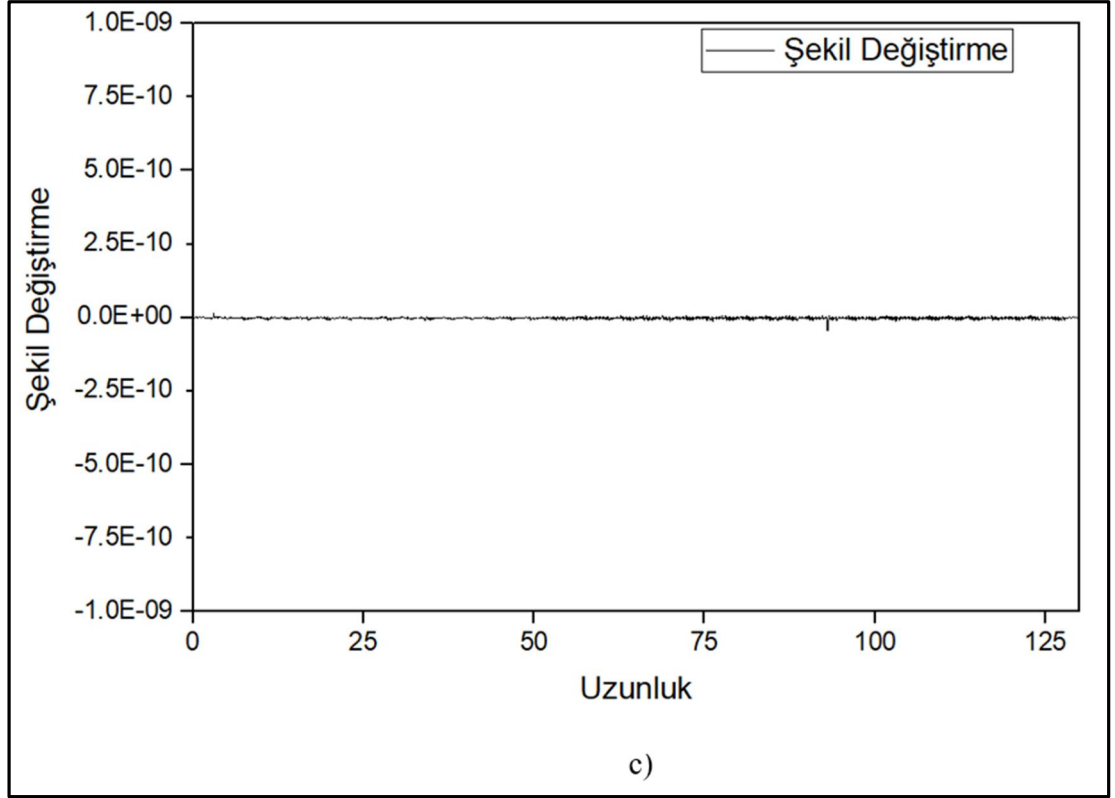


**Şekil 6.4:** Boru 3 a) Boru ve zemin eksenel yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri

Boru 3 için eksenel doğrultuda boru uzunluğu boyunca oluşan zemin yer değiştirmeleri 40 mm'dir. Boru boyunca 40 mm'lik boru yer değiştirmeleri oluşmaktadır. Boruya dik yöndeki yer değiştirmeler, boru 1 ile aynı davranıştır. Şekil değiştirmeler incelendiğinde basınç ve çekme durumları için maksimum şekil değiştirmeler %0.006 seviyesindedir. Boru 3'e ait şekil değiştirmeler, yanal yer değiştirme bölgesinde bükülen boruya etki eden, eksenel yer değiştirmelerin oluşturduğu burulma davranışı sebebiyle oluşmuştur. Boruda gerçek durumda hasar gözlemlenmiştir. Hasar karakteristiği doğrudan borunun kırılmasıdır. Analiz sonuçlarına göre boruda oluşan hasar, ani yanal deformasyon değişimi bölgesindeki eksenel deformasyonlar sebebi ile oluşmuştur.

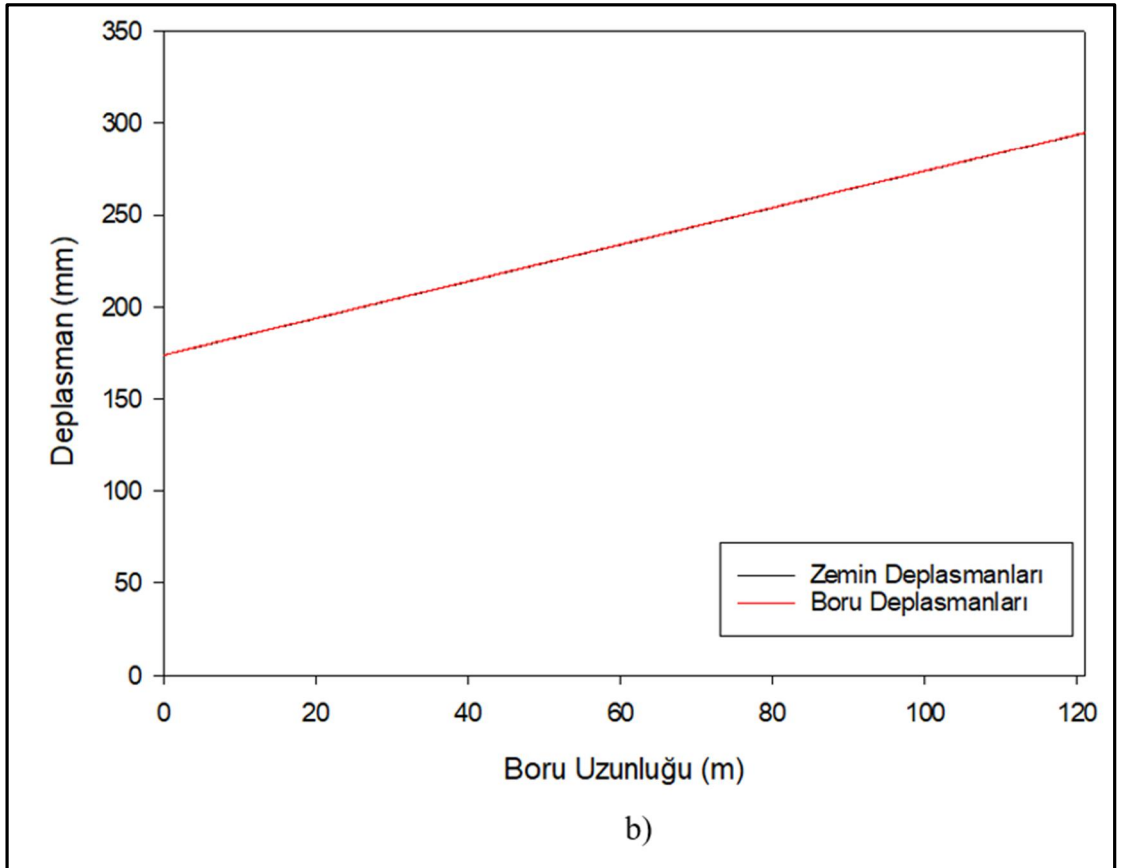
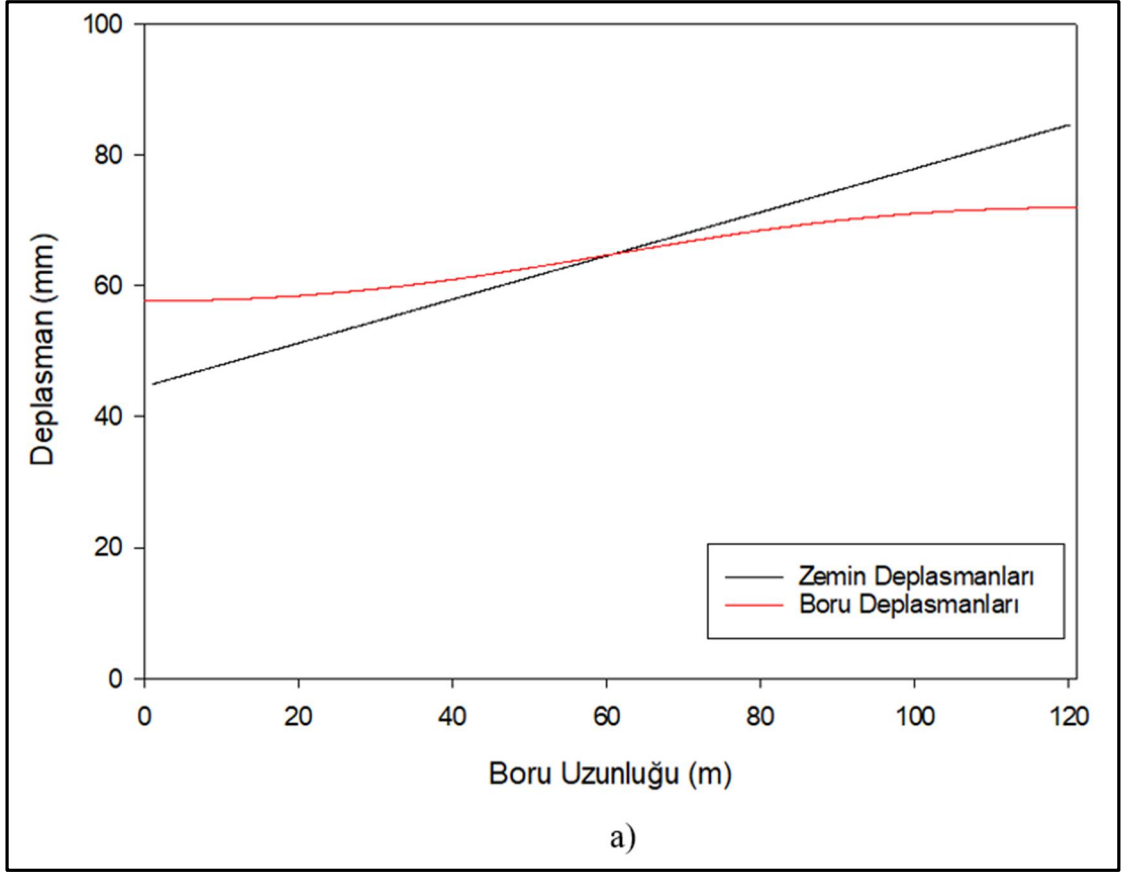


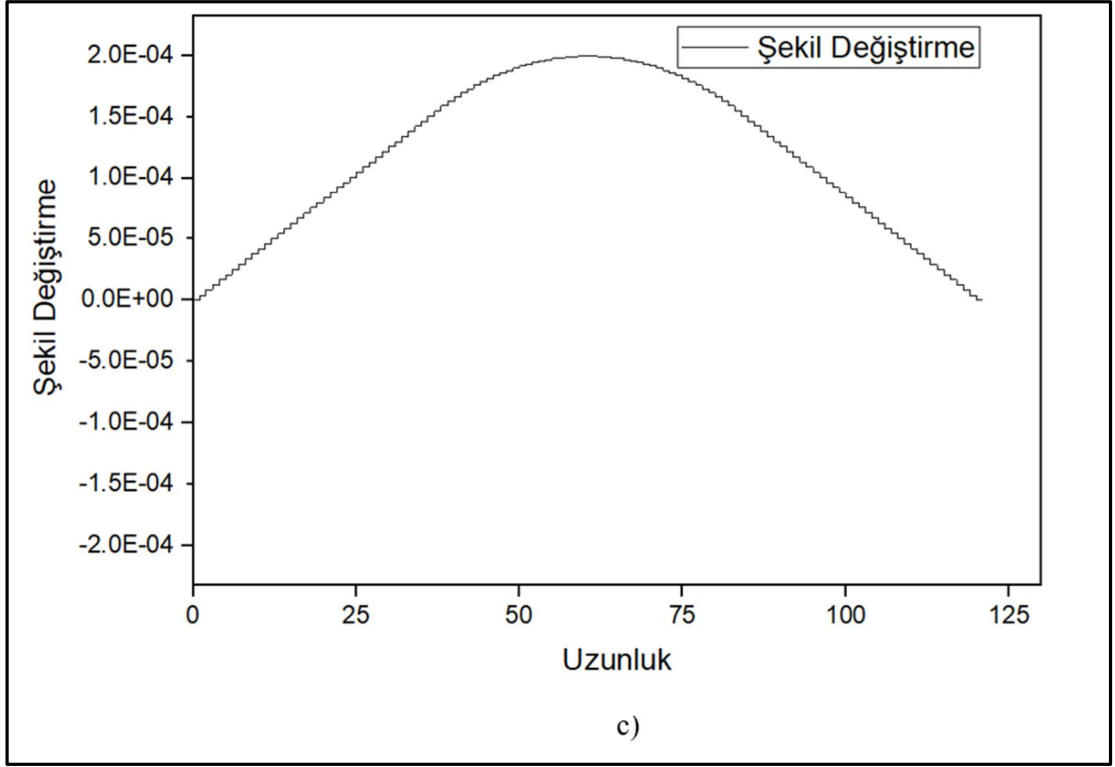




**Şekil 6.5:** Boru 4 a) Boru ve zemin eksenel yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri

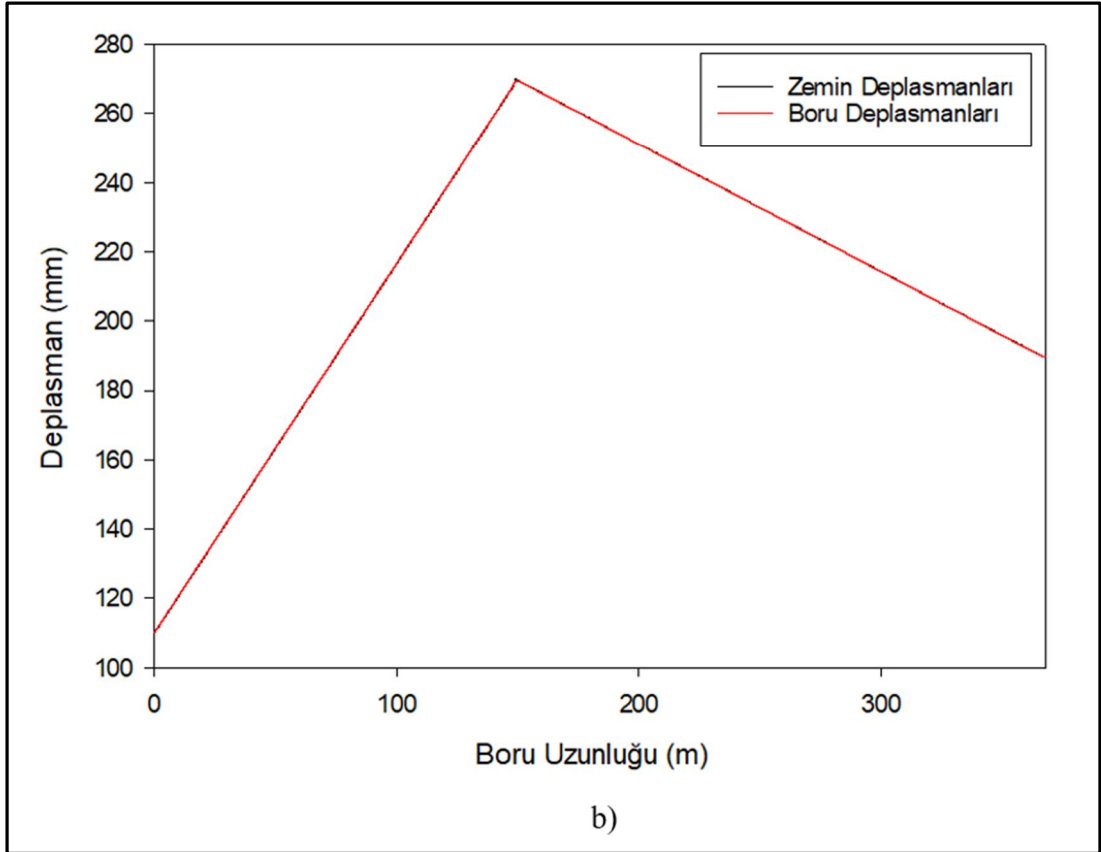
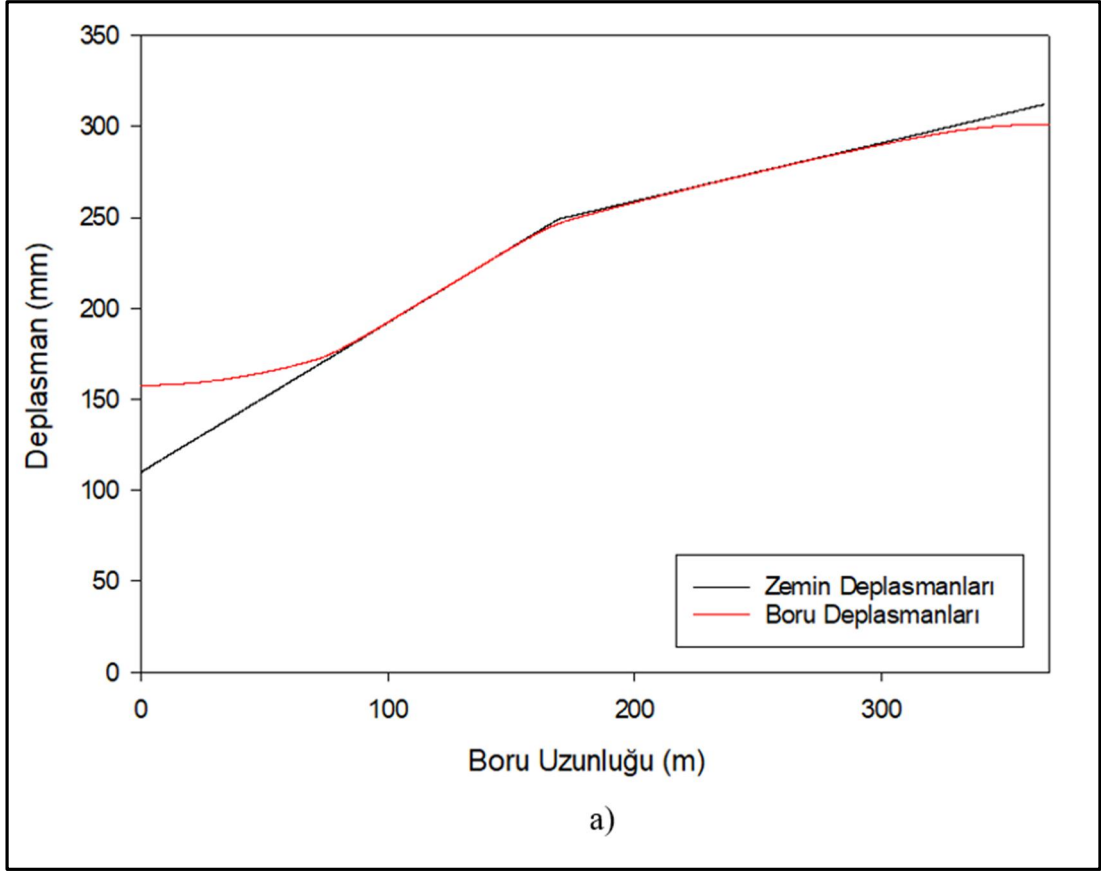
Boru 4 için eksenel doğrultudaki boru yer değiştirmeleri, boru uzunluğu boyunca oluşan zemin yer değiştirmelerinin eşit ve 50 mm'dir. Boruya dik yöndeki yer değiştirmeler Boru 1 ile aynı davranıştaadır. Şekil değiştirmeler incelendiğinde basınç ve çekme durumları için maksimum şekil değiştirmeler 0'a yakın seviyededir. Mevcut sınır koşulları için borunun sabit eksenel yer hareketi ve sabit rejimli boruya dik doğrultudaki yer altında kalması durumunda boruda çok düşük seviyede şekil değiştirmeler olduğu gözlemlenmiştir. Bu durum boruda hasar oluşma olasılığının düşük olmasından söz edilebilir fakat boru deplasmanları sebebiyle ikincil boru bağlantılarında hasar oluşması beklenebilir. Boruda gerçek durumdaki deprem sonrasında hasar oluşmamıştır.

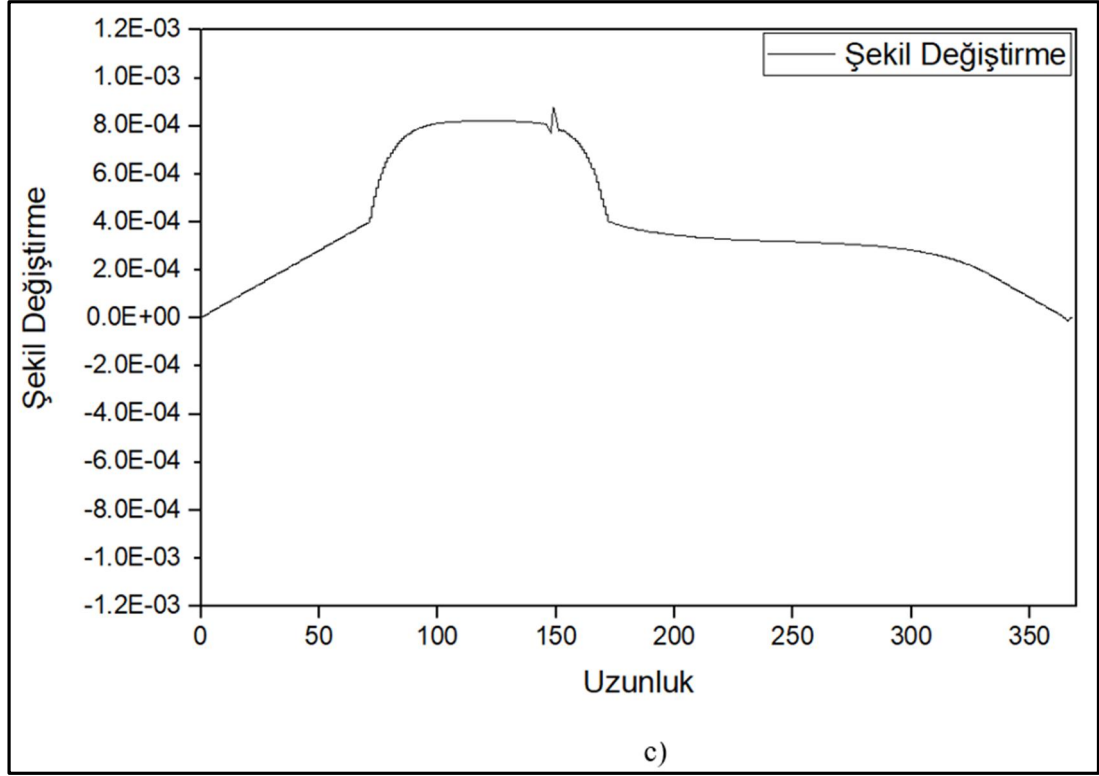




**Şekil 6.6:** Boru 5 a) Boru ve zemin aksel yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri

Boru 5 için aksel doğrultuda boru uzunluğu boyunca oluşan zemin yer değiştirmeleri maksimum 85 mm ve minimum 45 mm değerleri arasındadır. 58-72 mm arasında boru yer değiştirmeleri oluşmaktadır. Boruya dik yöndeki yer değiştirmeler Boru 1 ile aynı davranıştır. Şekil değiştirmeler incelendiğinde basınç ve çekme durumları için maksimum şekil değiştirmeler %0.02 seviyesindedir. Boruda gerçek durumdaki deprem sonrasında hasar oluşmamıştır.





**Şekil 6.7:** Boru 6 a) Boru ve zemin eksenel yer değiştirmeleri b) Boru ve zemin boruya yatay dik yer değiştirmeler c) Boru şekil değiştirmeleri

Boru 6 için eksenel doğrultuda boru uzunluğu boyunca oluşan zemin yer değiştirmeleri maksimum 312 mm ve minimum 110 mm değerleri arasındadır. 157-301 mm aralığında boru yer değiştirmeleri oluşmaktadır. Boruya dik yöndeki yer değiştirmeler Boru 1 ile aynı davranıştır. Şekil değiştirmeler incelendiğinde basınç ve çekme durumları için maksimum şekil değiştirmeler %0.09 seviyesindedir. Boruda gerçek durumdaki deprem sonrasında hasar oluşmamıştır. Fakat bu boru sonuçlar doğrultusunda en yüksek hasar riskine sahip boru olarak belirlenmiştir. Ayrıca Boru 6 ile aynı yolda paralel olarak başka bir boruda hasar oluşmuştur. Borunun çapının diğer borulardan farklı olması borunun diğer borular ile doğrudan karşılaştırmalı değerlendirilmesinin de önüne geçmektedir.

Birinci sınır koşulları için gerçekleştirilen analizlerde şekil değiştirmeler büyükten küçüğe doğru Boru 6, Boru 2, Boru 5, Boru 1, Boru 3 ve Boru 4 olarak sıralanmıştır. Boru 6 ise boru çapı bakımından diğer borulardan farklıdır. Boru 6 dışındaki borular değerlendirildiğinde Boru 2, Boru 5, Boru 1, Boru 3 ve Boru 4 olarak şekil değiştirmeler sıralanabilir. Bu borular arasında Boru 5 dışındaki borularda hasar davranışı ve analiz sonuçları uyumlu sonuçlar vermektedir. Boruların mevcut durumlarının saha incelemeleri sonucu oldukça problemli olduğu Black (2013)

raporunda sunulmuştur. Raporda BS 78:1917'e yakın özelliklerde veya BS 78:1917'e göre tasarlanması beklenen boruların minimum et kalınlıkları sağlanmamaktadır. Ayrıca döküm demir boruların yüksek seviyede paslı olduğu gözlemlenmiştir. Bu boruların servis ömrünün de sonuna geldiği raporda eklenmiştir. Şekil 6.8'de ve Şekil 6.9'da bu borulara ait resimler verilmiştir ve resimlerde boruların kötü durumu gözlenebilmektedir.



Şekil 6.8: CI Boru Genel Görünümü (Black 2013)



Şekil 6.9: CI Boru Yakın Görünümü (Black 2013)

CI borular bölgede yapılan hasar çalışmalarında asbestos çimentolu (AC) borular ile birlikte en fazla hasar göre boru olarak tespit edilmiştir (Tablo 6.1)

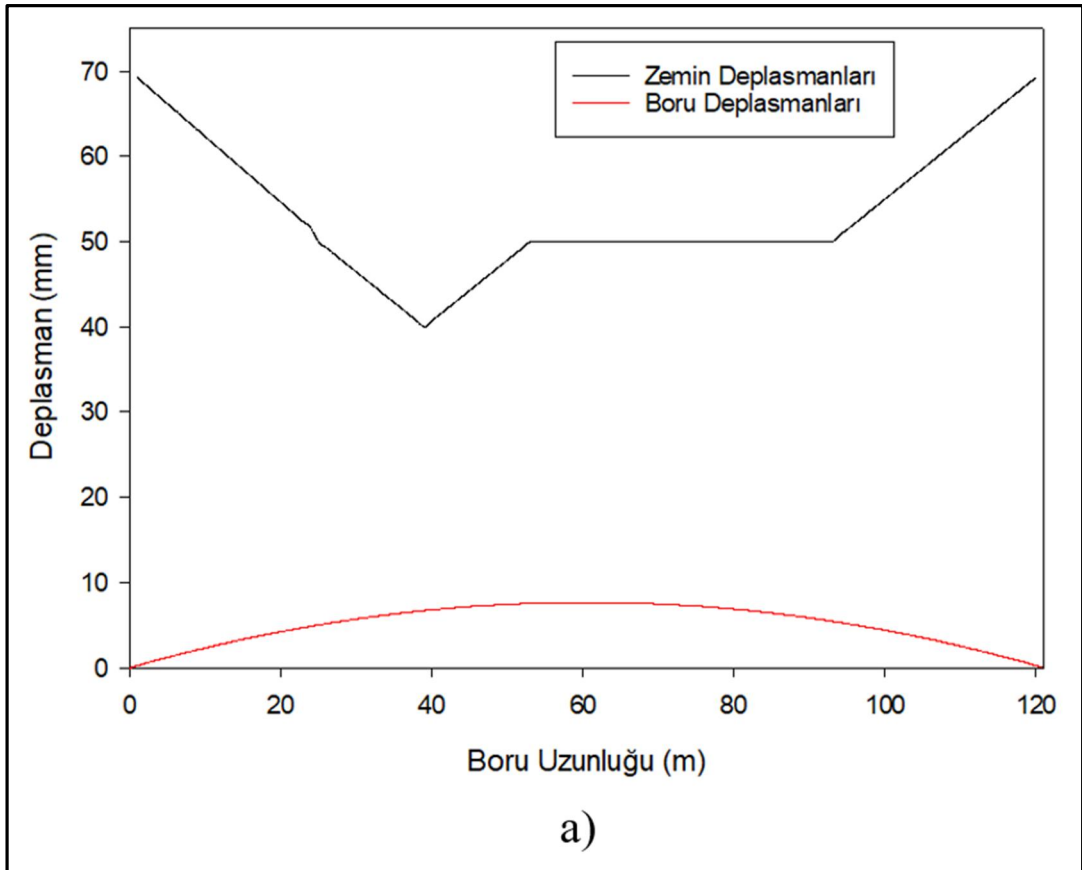
**Tablo 6.1:** Christchurch boru hasar onarım ilişkileri (T. D. O'Rourke ve diğ. 2014)

Deprem	Boru Malzemesi	Boru Uzunluğu (km)	Onarım Sayısı	Onarım Oranı
22 Şubat 2011	AC	861.5	1135	1.32
	CI	191.6	268	1.40
	PVC	208.7	71	0.34
	MPVC	149.7	16	0.11
	Diğer	301.3	155	0.51
	Toplam	1712.7	1645	0.96

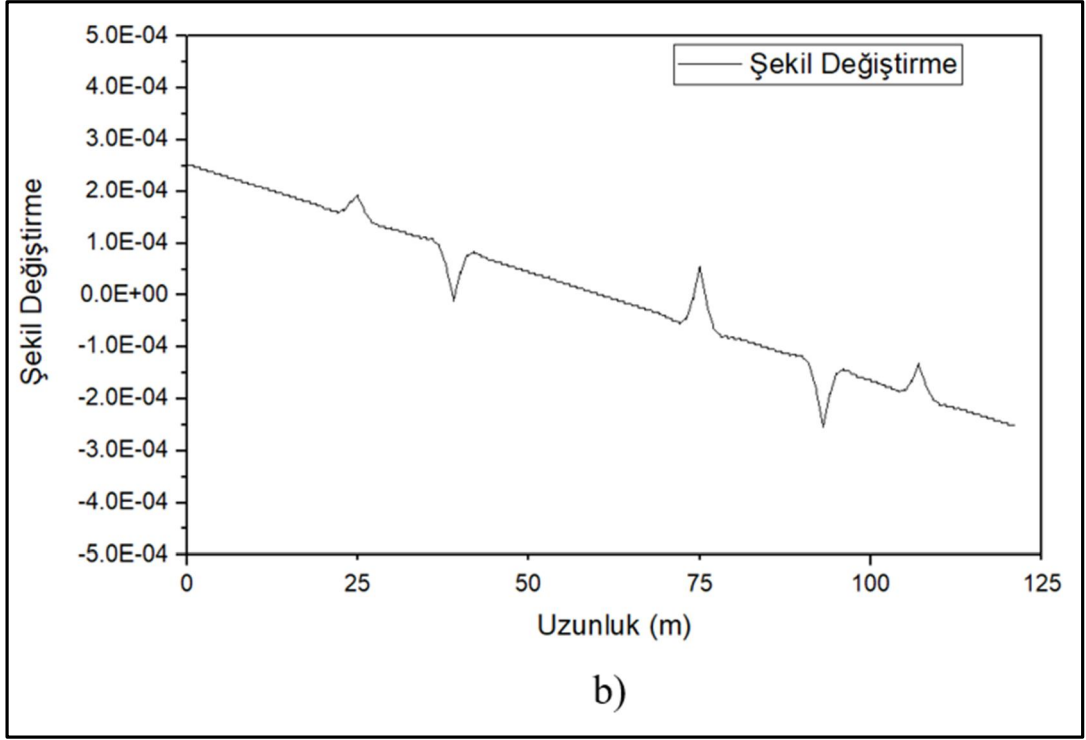
Tüm ilk durum analizleri ve boruların durumu göz önüne alındığında %0.005'lik bir şekil değiştirme altında boruların hasar göreceği ve bu boruların kullanımının uygun olmadığından açıkça söz edilebilir. Boru 1, Boru 2, Boru 3, Boru

5 ve Boru 6'nın deprem sonucunda onarımının dışında hasar görmeyen kısımlarının da yenilenmesi gerekmektedir. Boru 4 için ise borunun servis sırasındaki akış nedeniyle oluşan basınca karşı dayanabilmesi şartıyla kullanıma devam edilebilir.

İkinci durumda boru uç bölgelerinde hareketlerin aksenel yönde engellendiği varsayılarak analiz yapılmıştır. Uç bölgelerde hareketin engellenmesi şebeke boruları için en uygun yöntem olarak değerlendirilemez. Eğer borular büyük yapılara bağlı olsa idi bu davranış daha gerçekçi sonuçlar verebilirdi. Durum 2'de boruya yatay dik yöndeki hareket sınırlandırılmamıştır çünkü borunun yatay dik yönlü olarak uç hareketinin sınırlandırılması durumunda tüm borular yenilmiştir ve analizler gerçekleştirilememiştir. Şekil 6.10-6.15 arasında Durum 2 için boru ve zemin yer değiştirmeleri ile boru şekil değiştirmeleri verilmiştir.

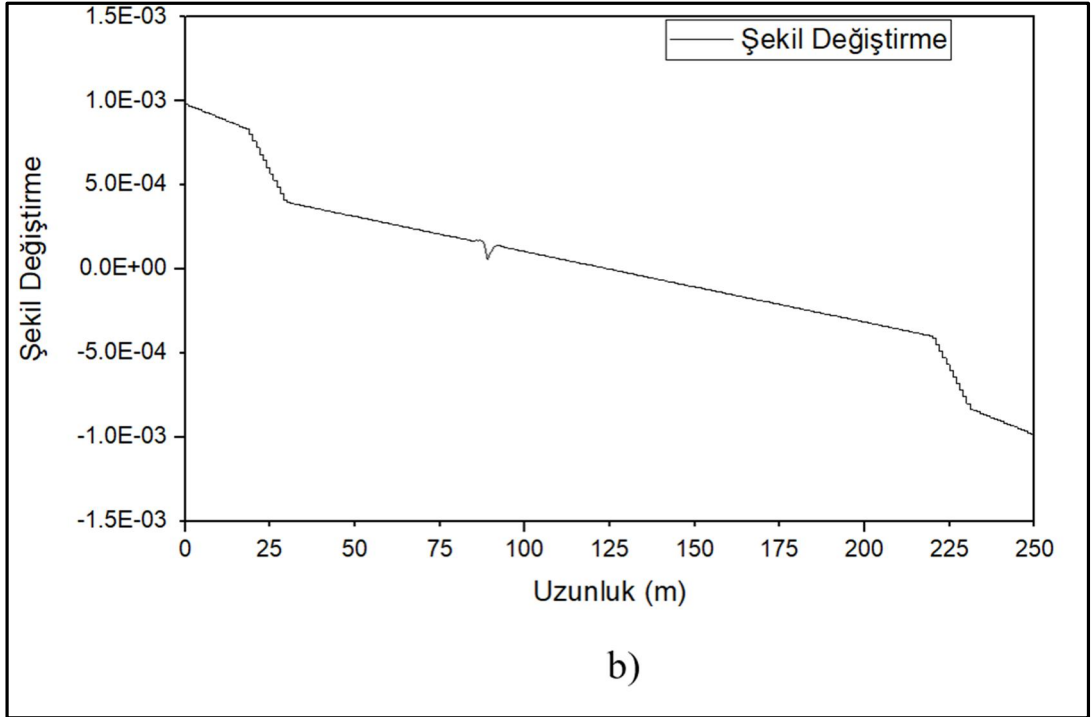
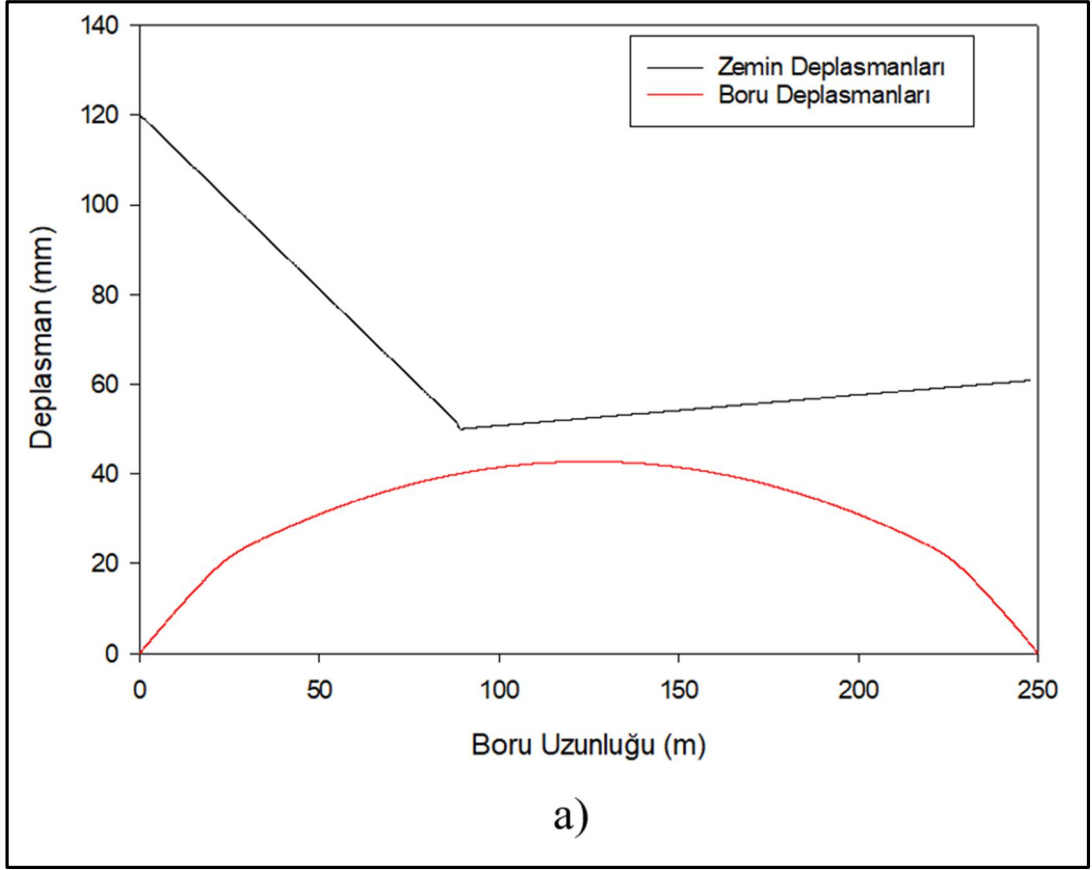






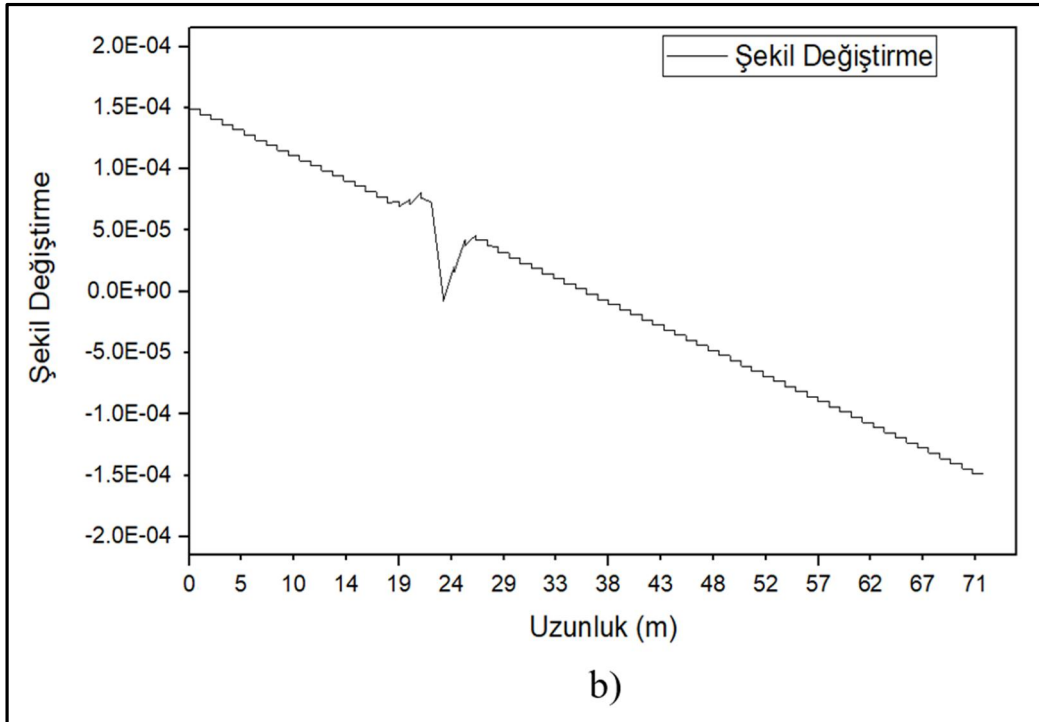
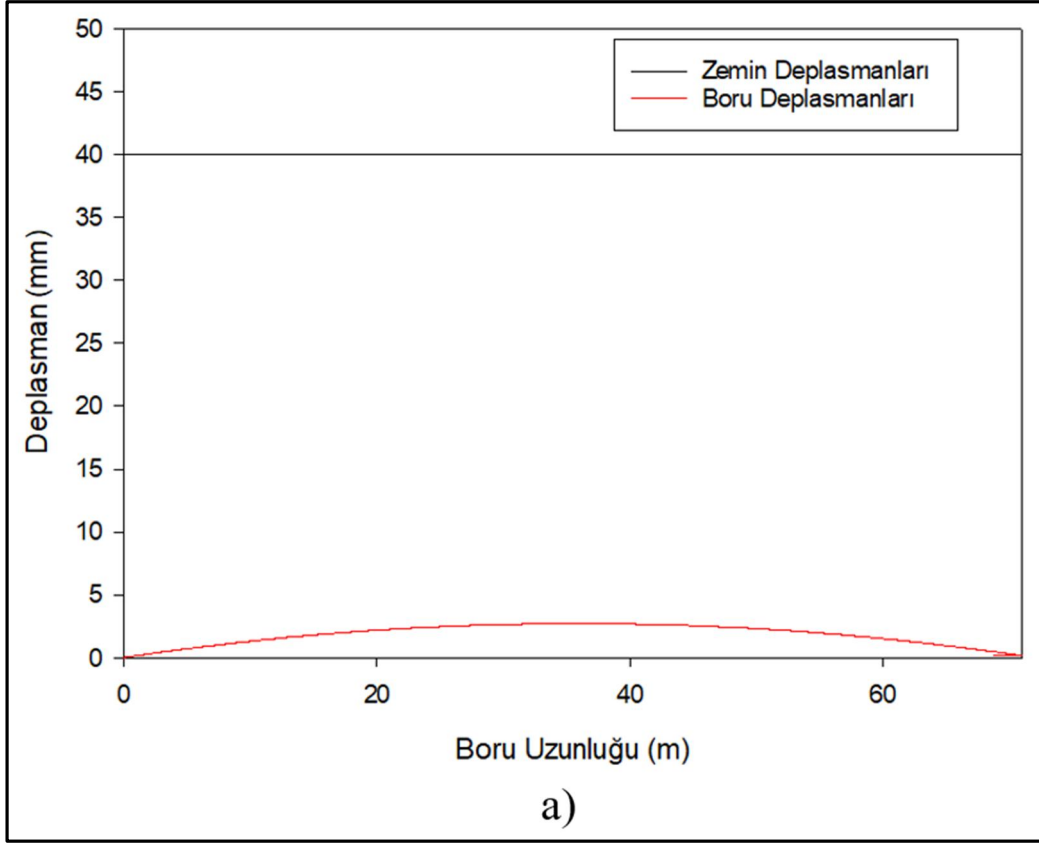
Şekil 6.10: Boru 1 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

Boru 1'e ait maksimum deplasman 7.66 mm dőzeyinde boru ortasında oluşmuştur. Maksimum Şekil değiştirme ise %0.025 seviyesinde boru uçlarında oluşmuştur.



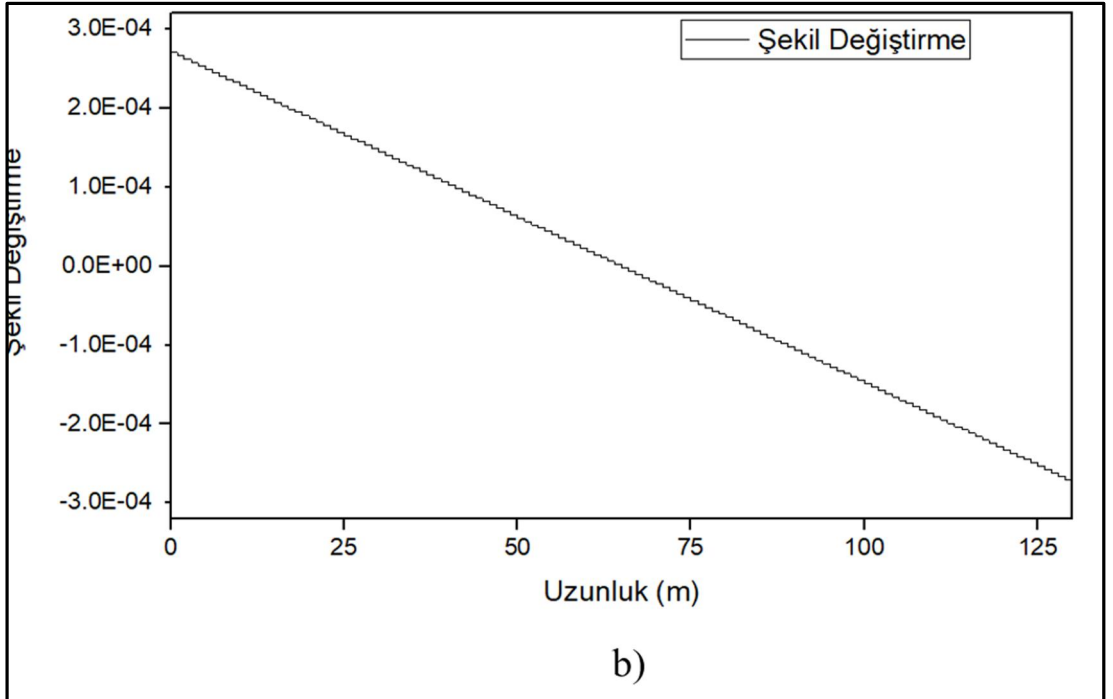
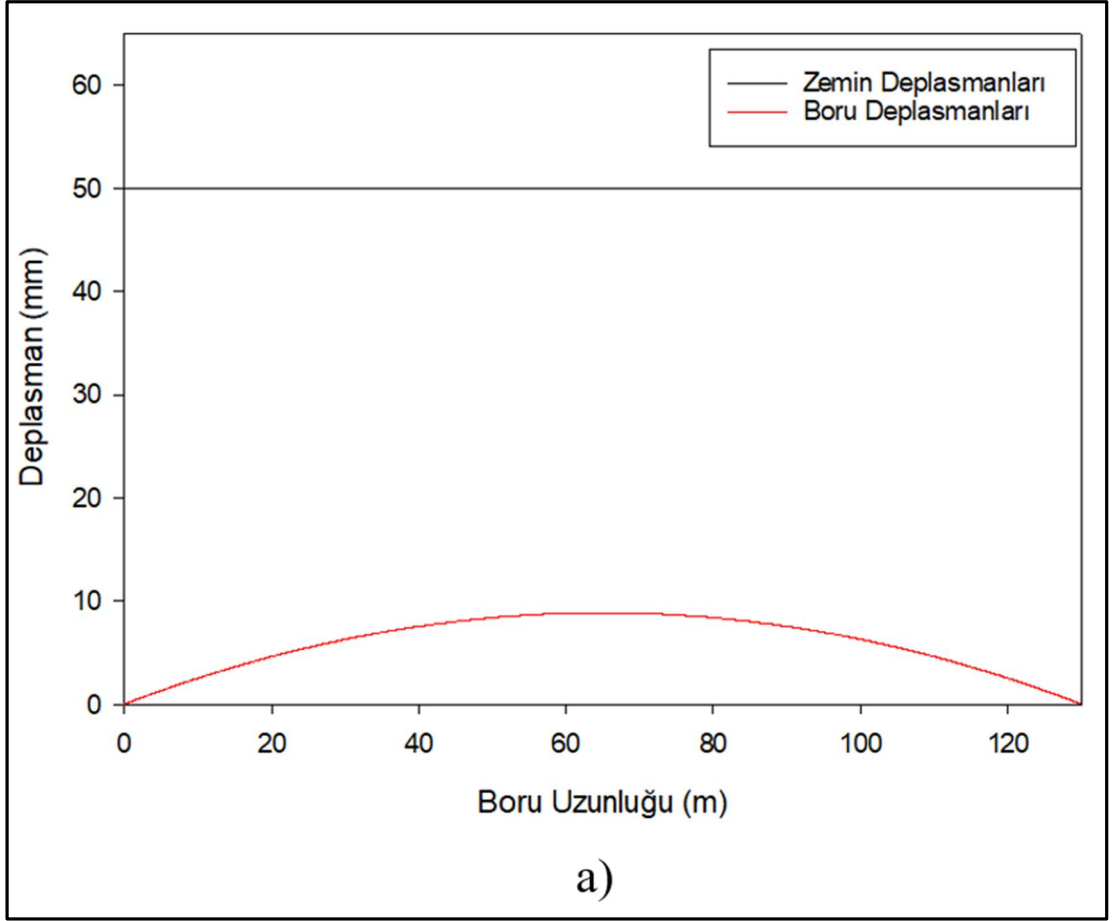
Şekil 6.11: Boru 2 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değişimi

Boru 2'ye ait maksimum deplasman 42.78 mm düzeyinde boru ortasında oluşmuştur. Maksimum şekil değişikliği ise %0.1 seviyesinde boru uçlarında oluşmuştur.



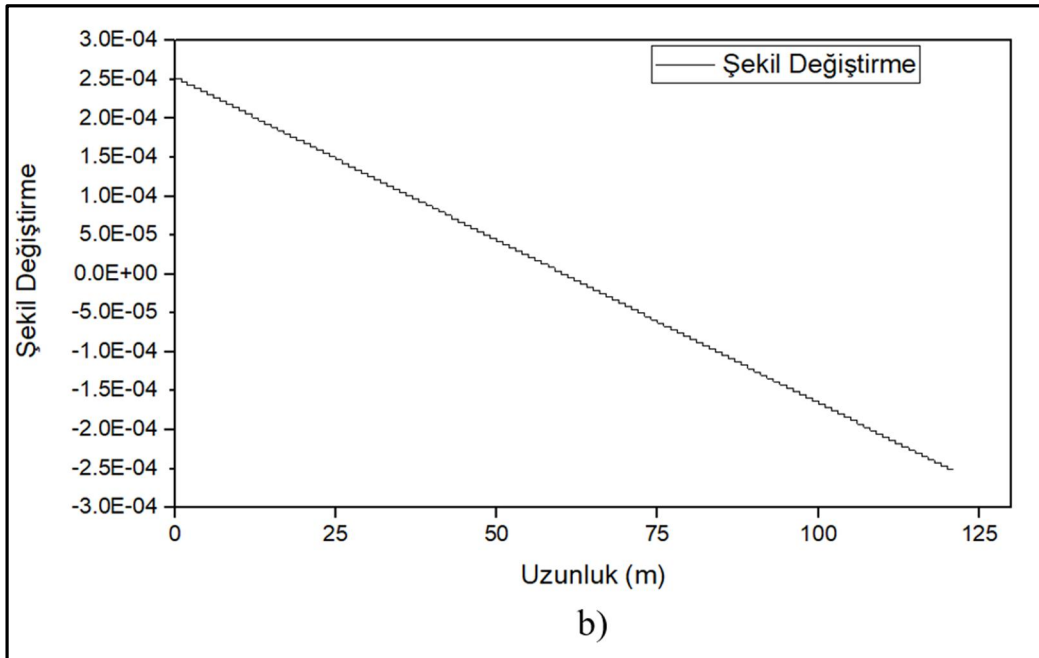
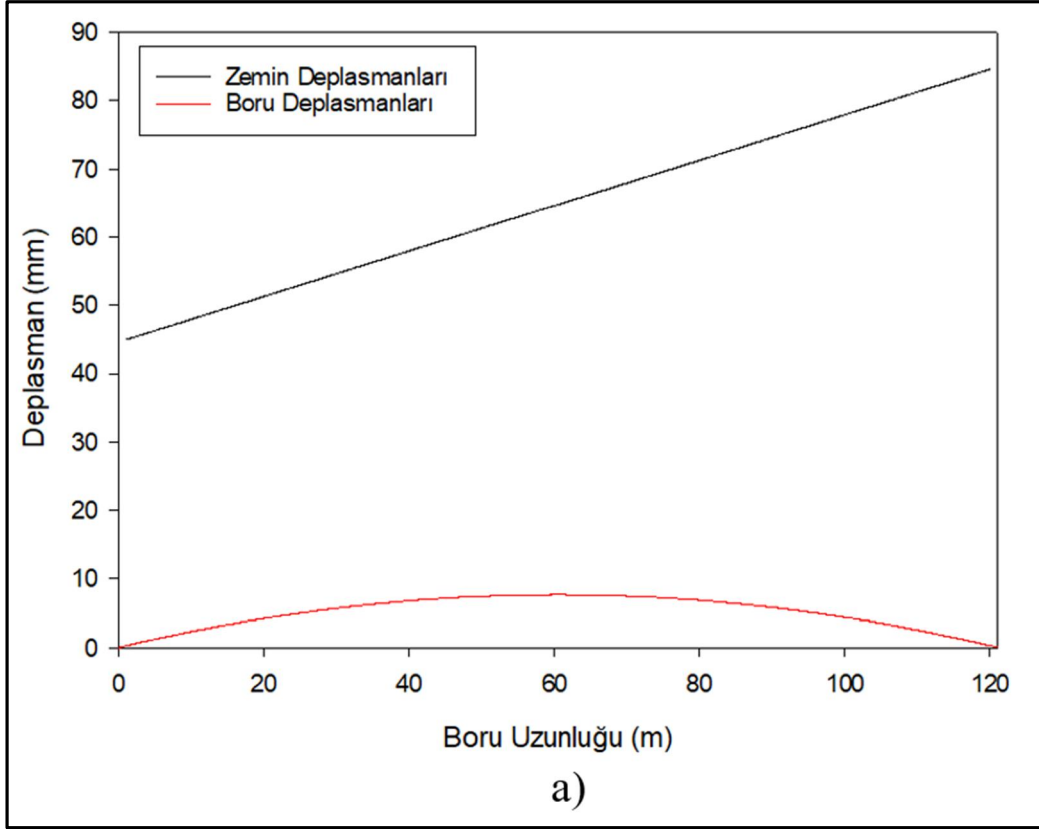
**Şekil 6.12:** Boru 3 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

Boru 3'e ait maksimum deplasman 2.71 mm düzeyinde boru ortasında olmuştur. Maksimum Şekil değiştirme ise %0.015 seviyesinde boru uçlarında olmuştur.



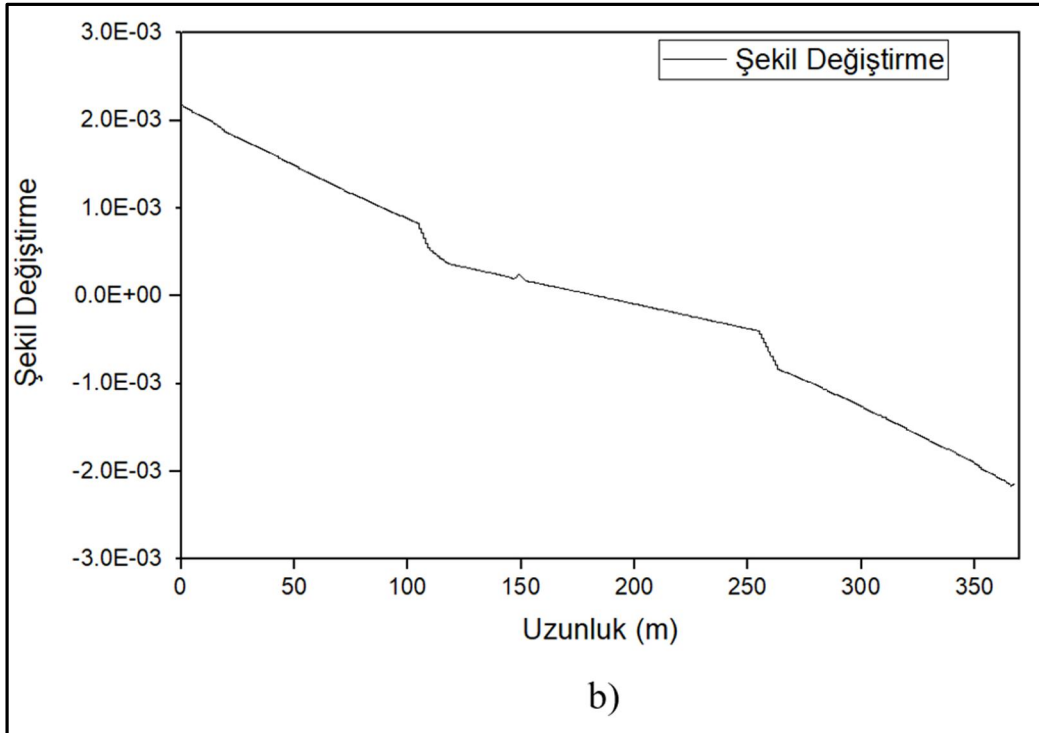
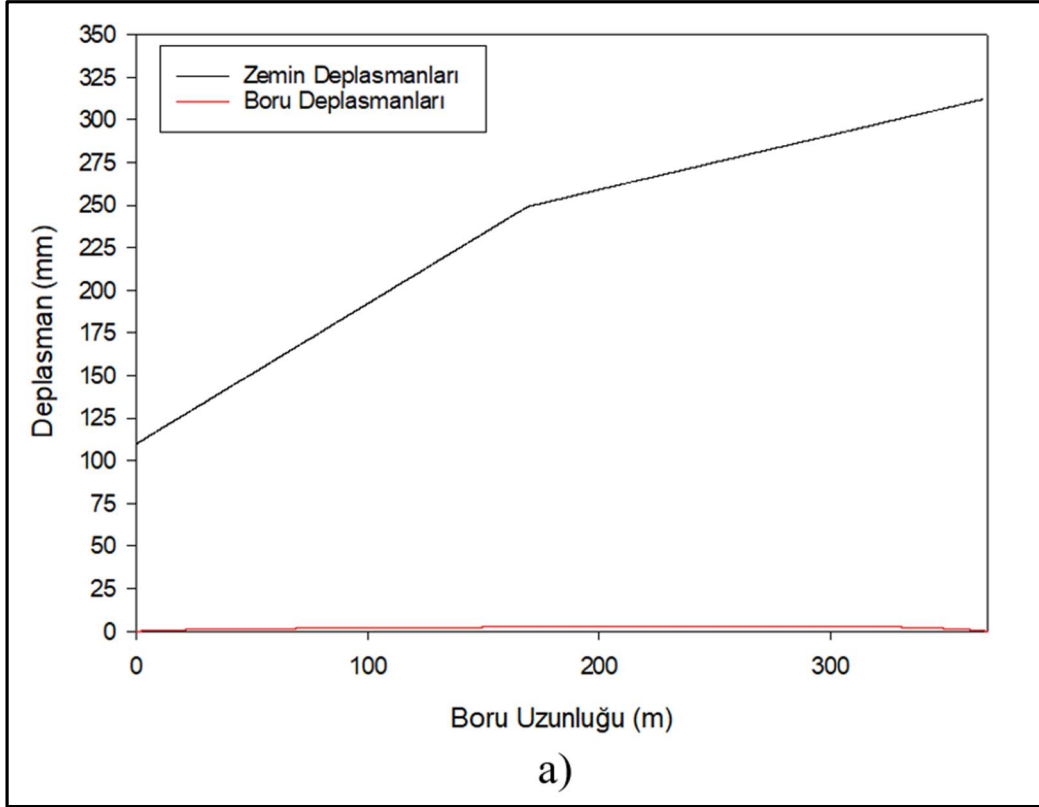
Şekil 6.13: Boru 4 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

Boru 4'e ait maksimum deplasman 8.84 mm düzeyinde boru ortasında olmuştur. Maksimum Şekil değiştirme ise %0.027 seviyesinde boru uçlarında olmuştur.



**Şekil 6.14:** Boru 5 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

Boru 5'e ait maksimum deplasman 7.66 mm düzeyinde boru ortasında olmuştur. Maksimum Şekil değiştirme ise %0.025 seviyesinde boru uçlarında olmuştur.

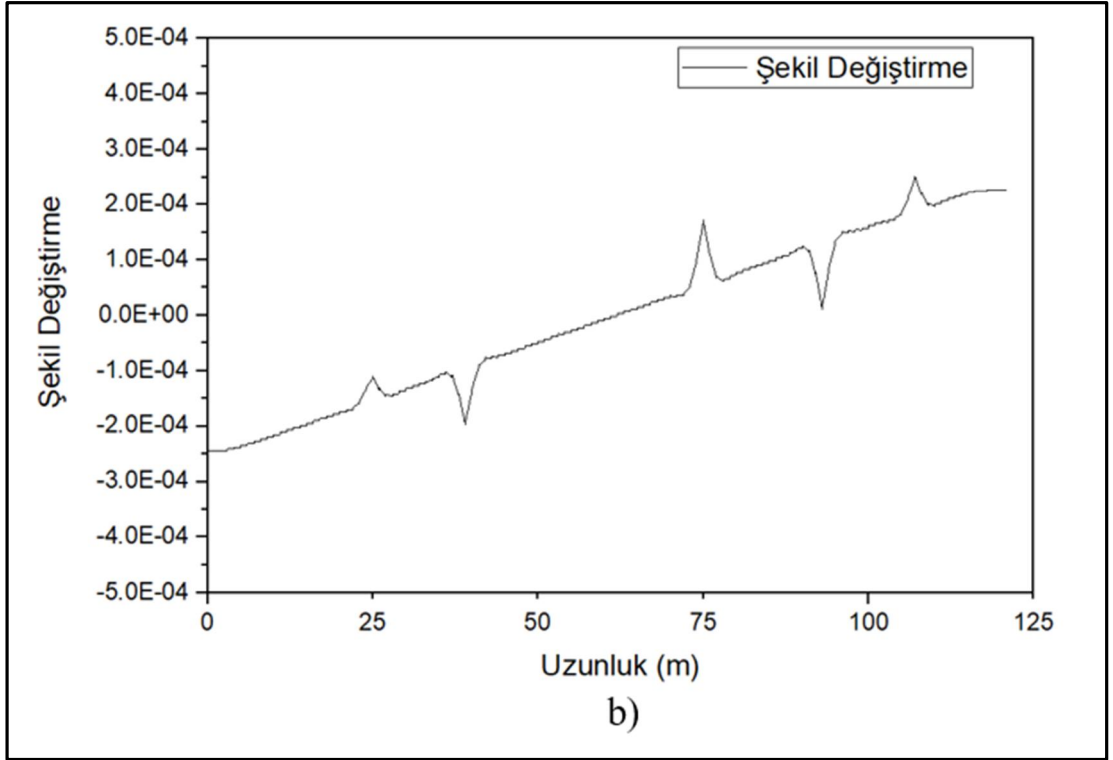
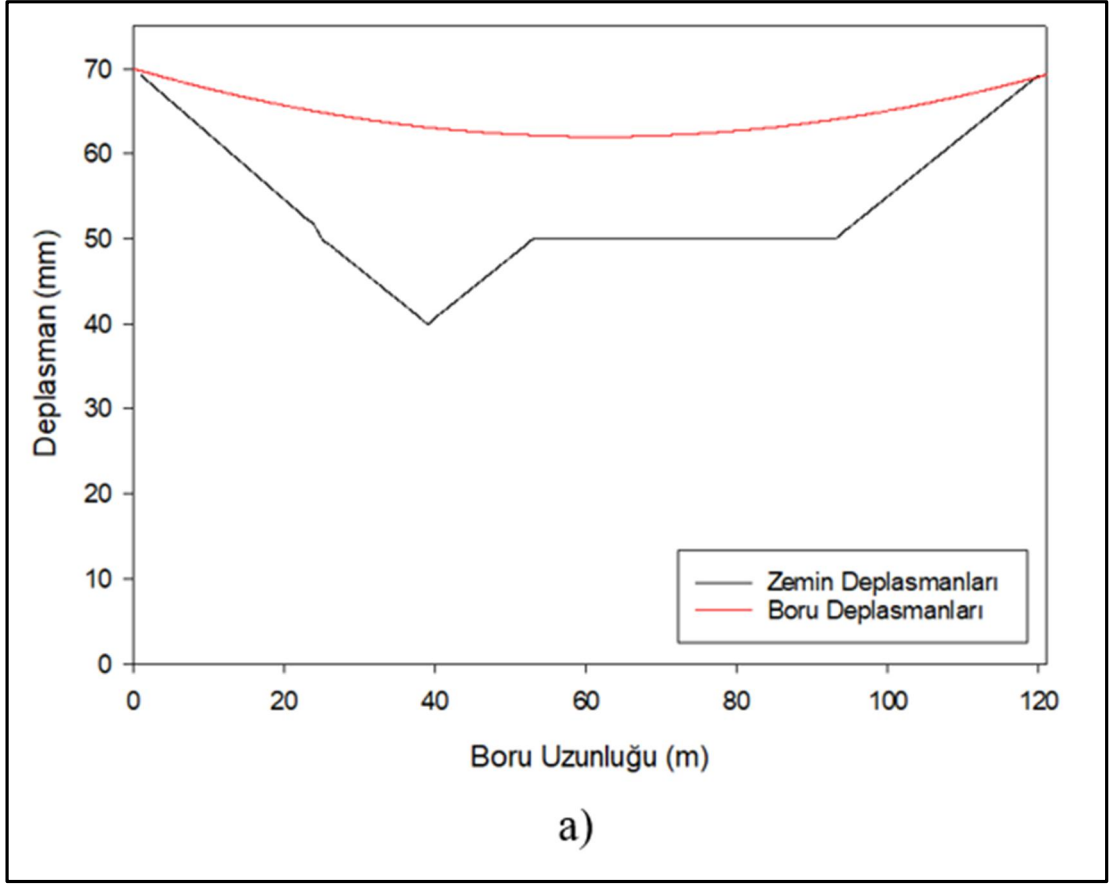


Şekil 6.15: Boru 6 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

Boru 6'ya ait maksimum deplasman 3.12 mm düzeyinde boru ortasında oluşmuştur. Maksimum Şekil değiştirme ise %0.22 seviyesinde boru uçlarında oluşmuştur.

Analizlerde boru-zemin davranışını tanımlayan yayların aktığı ve mükemmel plastik yaylardaki akma noktası kuvvetlerinin ( $t_u$ ,  $p_u$ ) borulara etki ettiği gözlemlenmiştir. Bu durum borunun zeminden sıyrılması olarak da düşünülebilir. Tüm yayların akması nedeniyle borularda oluşan yer değiştirmeler oldukça sınırlı seviyededir. Borunun mesnet bölgelerinde sabitlenmesi sebebiyle, tüm zemin yer değiştirmeleri borunun yer hareketi yönüne bağlı olarak mesnet bölgelerinde sıkışmasına ve gerilmesine neden olmuştur. Durum 1'e göre daha yüksek şekil değiştirmeler, daha düşük yer değiştirmeler oluşmuştur. Analizin gerçekleştirildiği saha göz önüne alındığında ikinci duruma ait sınır koşullarının gerçek durumu ifade etmekte zayıf kaldığı açıktır. Bunun yanında maksimum şekil değiştirmeler boru birleşim bölgelerinde oluşmakla birlikte, Boru 1, Boru 2 ve Boru 3'te gerçek durumda oluşan hasarların analizlerde boru birleşimlerinde oluşmamış olması da analiz sonuçlarına bağlı olarak bu durumun uyumsuzluğunu göstermektedir. Sınır durumu 2 için 1-2-3-4-5 nolu borular değerlendirildiğinde boru uzunluğunun kısalması, eşdeğer yer hareketleri altında boruda oluşan şekil değiştirmeyi arttırmaktadır. Boru 6 diğer borulara göre farklı çapa ve et kalınlığına sahip olduğu için boru uzunluğunun etkisi hakkında eldeki bulgularla Durum 2'de yorum yapmak eksik kalacaktır.

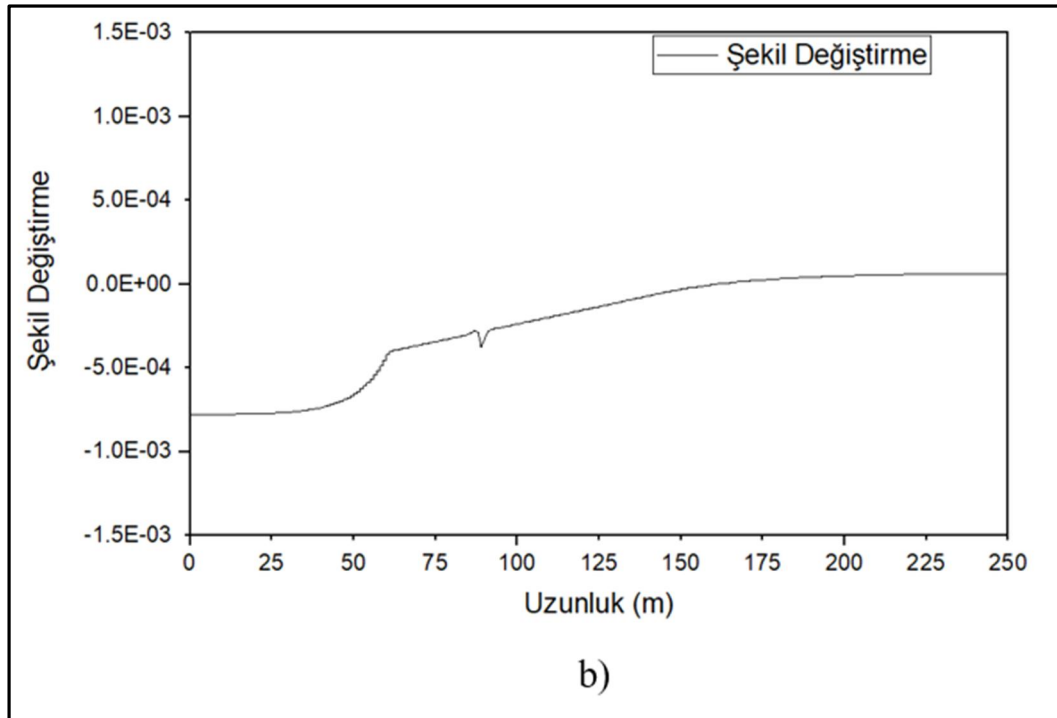
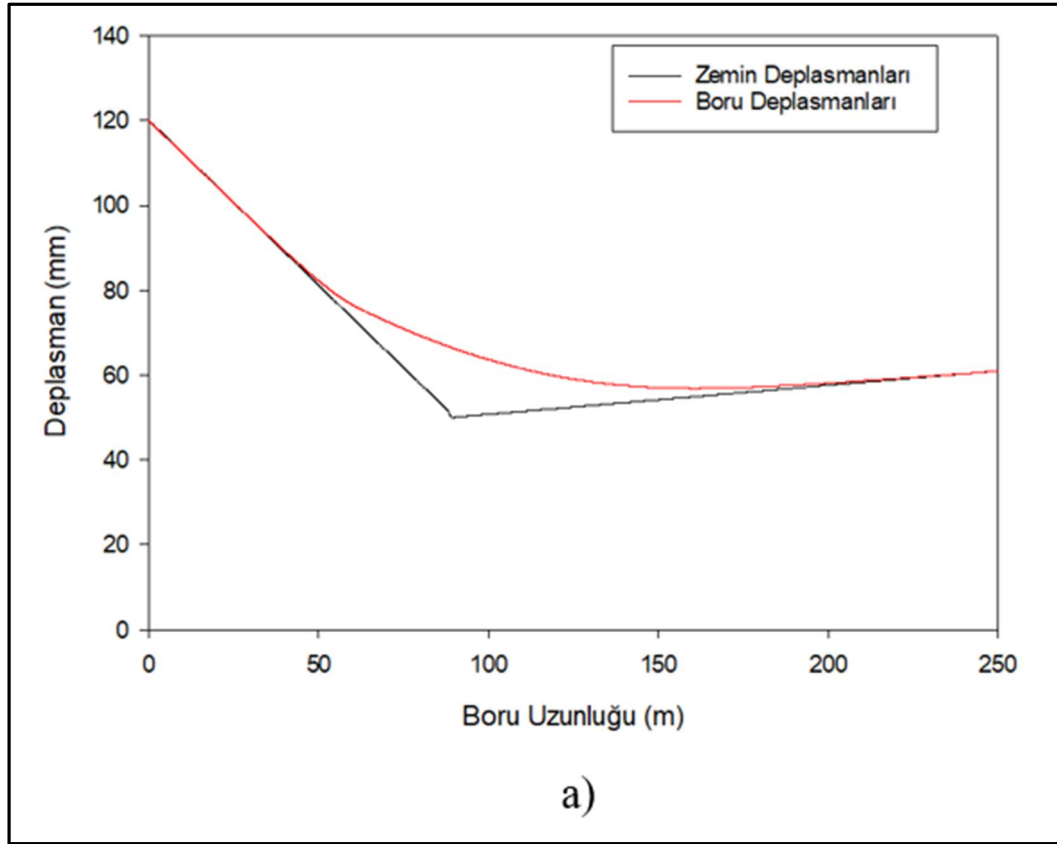
Üçüncü durumda, incelenen boruya bağlı diğer borulardan aktarılan deformasyonların etkisiyle boru uç bölgelerinde zemine eşdeğer deformasyon gerçekleşeceği ile ilgili bir sınır koşulu düşünülmüştür ve bu sınır koşuluna göre analizler yapılmıştır. Üçüncü durumda boru uçları zemin ile birlikte eksenel yönde sabit hareket etmektedir. Şekil 6.16-6.21 arasında Durum 3 için boru ve zemin yer değiştirmeleri ile boru şekil değiştirmeleri verilmiştir.



Şekil 6.16: Boru 1 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

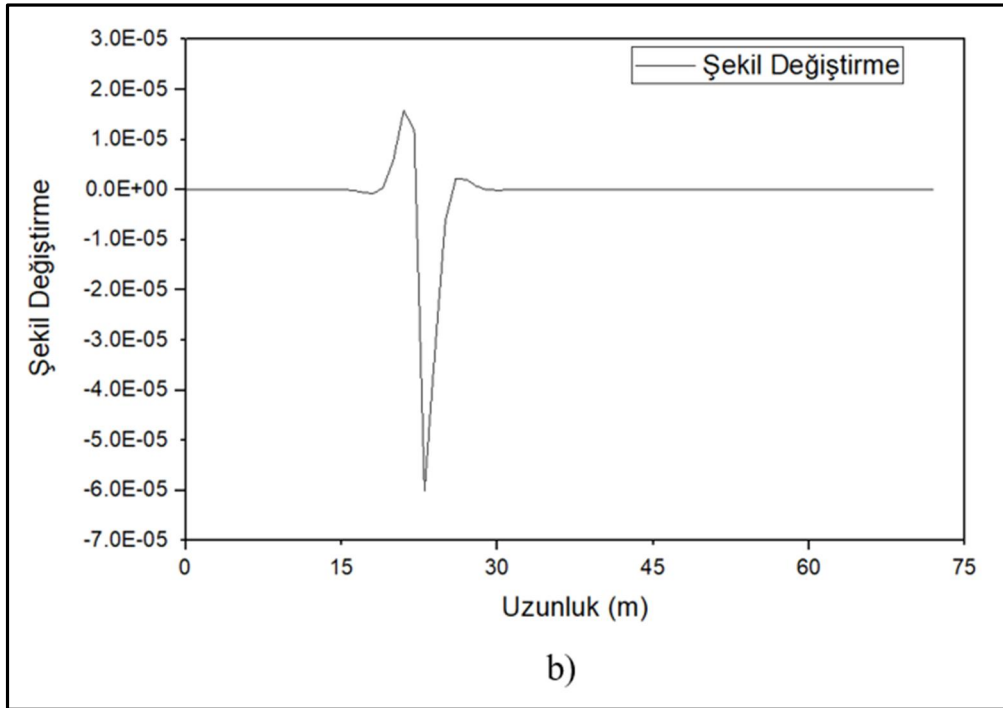
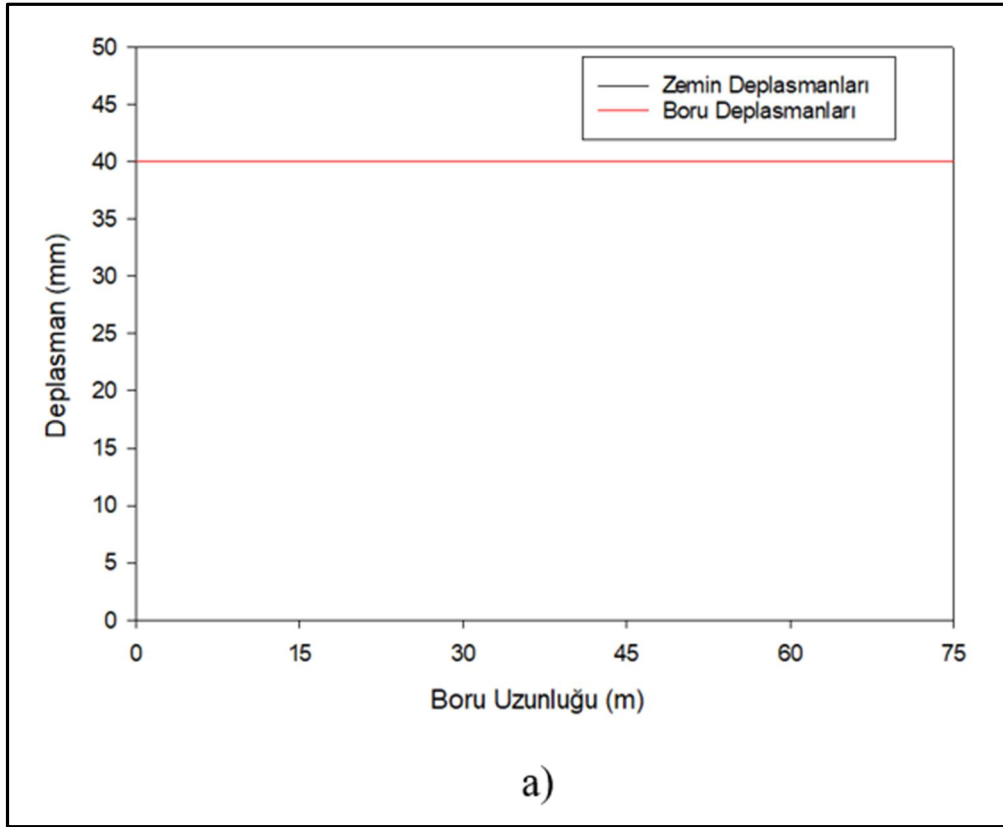


Boru 1'e ait maksimum deplasman 70 mm düzeyinde borunun sabit deplasman etkileyen ucunda oluşmuştur. Maksimum şekil değiştirme ise %0.025 seviyesinde boru uçlarında oluşmuştur.



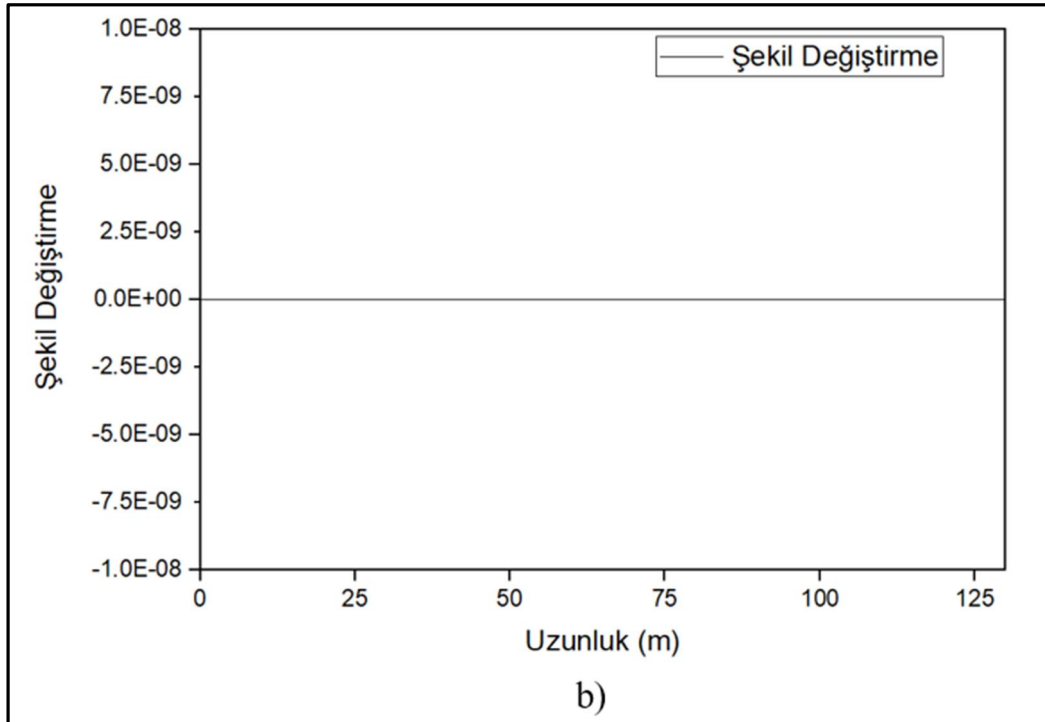
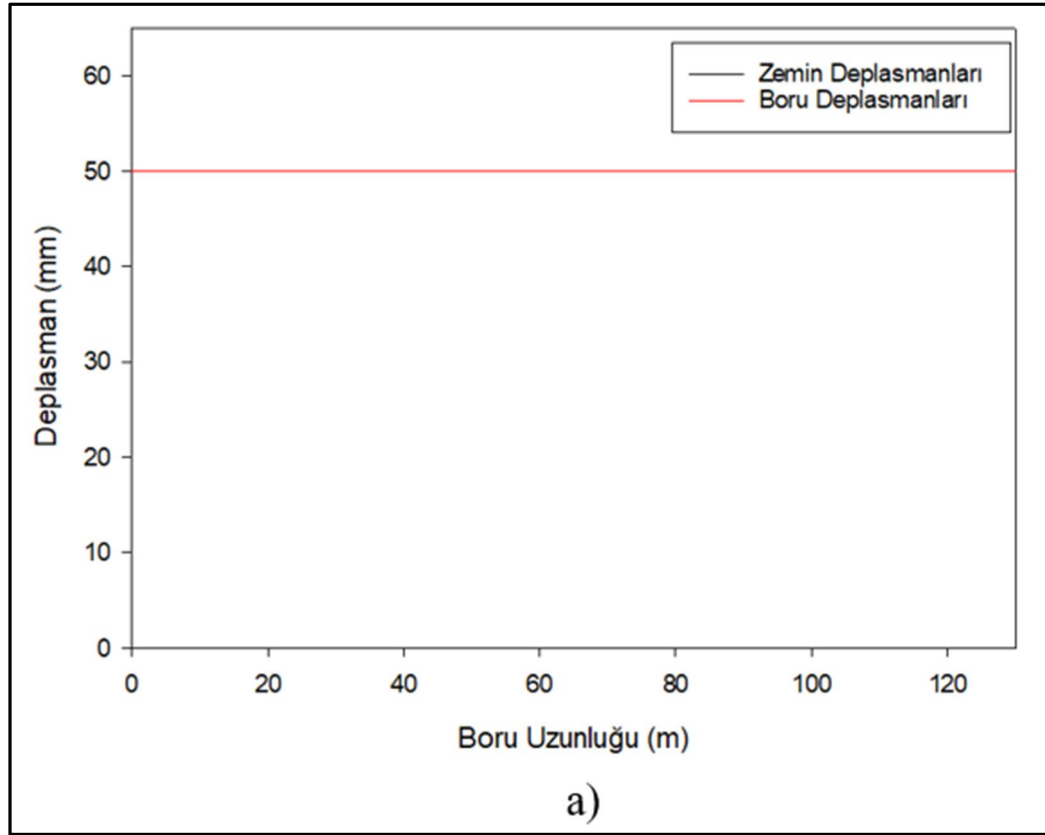
Şekil 6.17: Boru 2 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

Boru 2'ye ait maksimum deplasman 120 mm düzeyinde borunun sabit deplasman etkileyen ucunda oluşmuştur. Maksimum şekil değıştirme ise %0.077 seviyesinde, borudaki yüksek deplasmanın etkidiği uğta oluşmuştur.



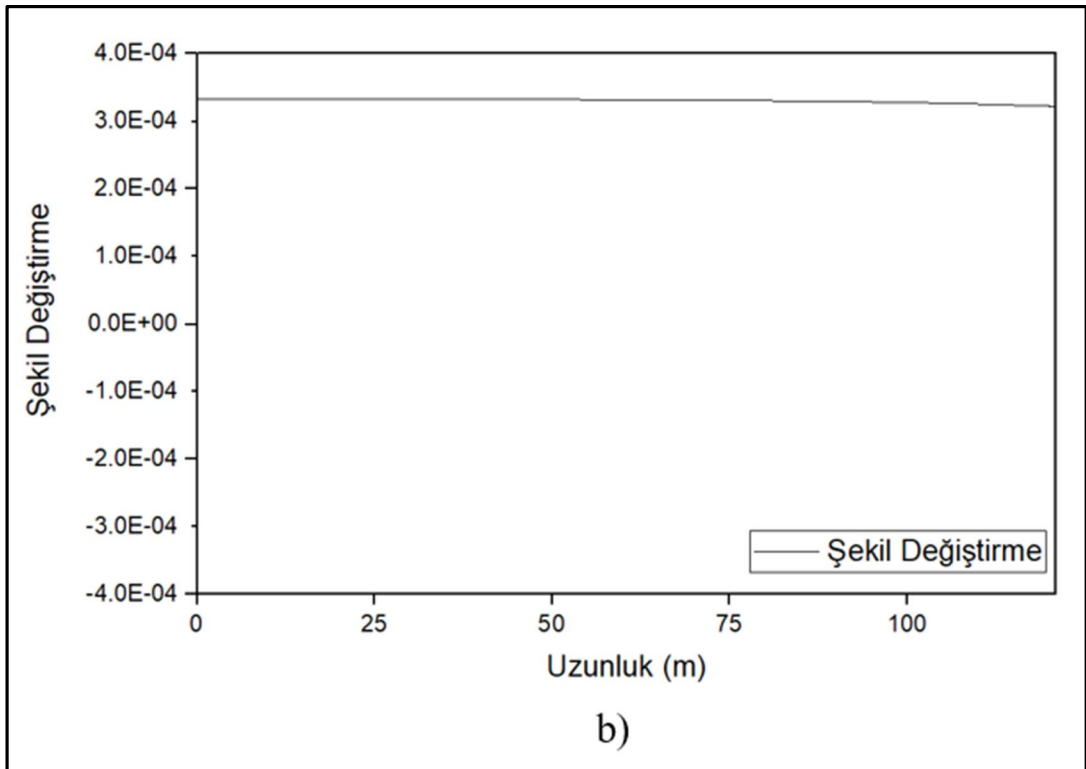
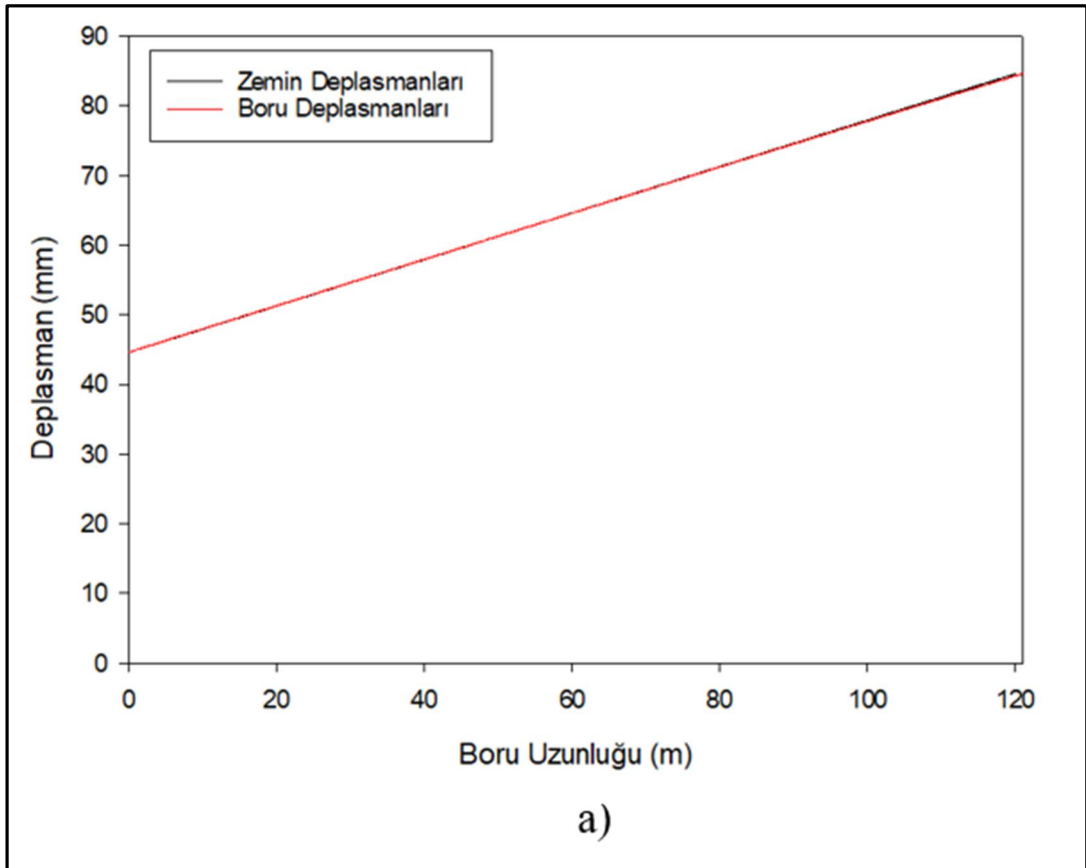
Şekil 6.18: Boru 3 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

Boru 3'e ait davranışlar, Durum 1 ve Durum 3'te eşdeğerdir. Boruya etkiyen tüm aksenal deplasmanların sabit olması durumunda Durum 1'de analizi yapılan serbest uç yaklaşımı Durum 3 ile aynı sonuçları vermiştir.



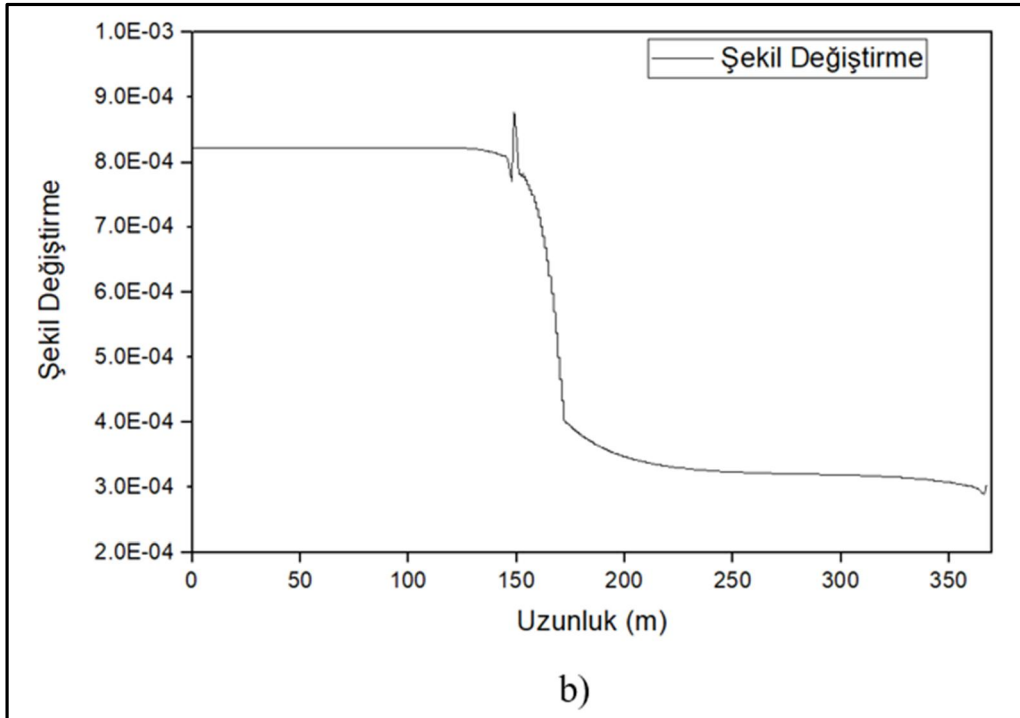
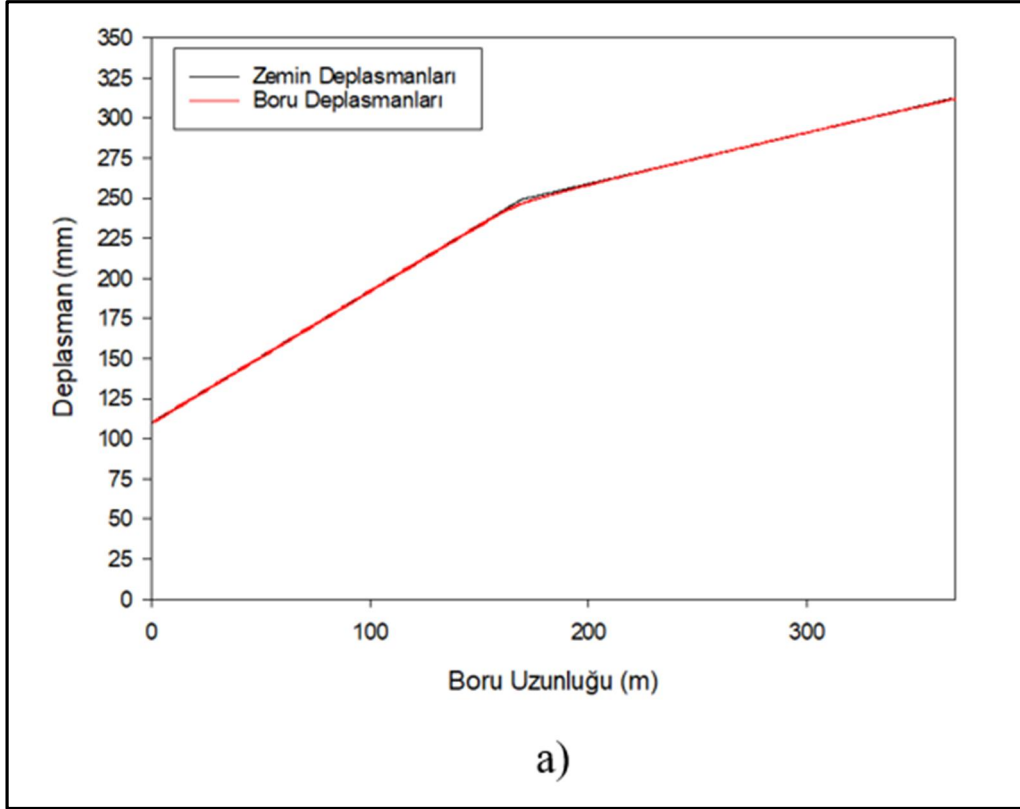
Şekil 6.19: Boru 4 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

Boru 3, Boru 4 ile aynı davranışı göstermektedir.



Şekil 6.20: Boru 5 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

Boru 5'e ait maksimum deplasman 84.67 mm düzeyinde boru ucunda oluşmuştur. Maksimum şekil değiştirme ise %0.033 seviyesinde borunun düşük yer değiştirmeye sahip ucunda oluşmuştur.



Şekil 6.21: Boru 6 a) Yer değiştirmeler b) Boru Şekil Değiştirmesi

Boru 6'ya ait maksimum deplasman 312 mm düzeyinde boru ucunda oluşmuştur. Maksimum şekil değıştirme %0.028 seviyesinde yatay dik zemin yer değıştirmelerinin kırıldığı bölgede oluşmuştur.

Analiz sonuçlarına göre Durum 3 de Durum 2 gibi boru davranışlarını tam olarak ifade edememiştir. 3 duruma göre genel sınır koşulu değlendirmesi yapıldığında, incelenen boruya bağı olan boruların analize dahil edilmemesi durumunda bağlantı uçlarının serbest bırakılması ile analizlerin gerçekleştirilmesi gerçek duruma göre en uyumlu sonucu vermektedir.

## 7. SONUÇLAR

Tez kapsamında yer tepki analizi kaynaklı elde edilmiş zemin deformasyonlarının (DMD), sonlu elemanlar ile boru çözümlerinde kullanılabilirliği üzerinde durulmuştur. Borulara etki eden PGD'ler farklı etkiler sebebiyle oluşabilmektedir. Bu çalışma kapsamında sıvılaşma kaynaklı PGD'ler girdi deprem parametreleridir. Fakat sıvılaşma kaynaklı PGD'ler ile ilişkili olduğu, ön değerlendirmeler sonucunda belirlenen DMD'ler kullanılarak bir analiz süreci oluşturulmuştur. DMD'ler tez kapsamında PGD'lere alternatif olarak kullanılabilir olarak değerlendirilseler dahi bu kabulün genel kullanıma geçebilmesi için ölçülmüş (hava fotoğrafı, lazer ölçümü, uydu görüntüsü vb. kullanılarak) PGD değerleri ile tez süresince belirlenen DMD'lerin ilişkilerinin daha detaylı olarak incelenmesi gerekmektedir.

Analizlerde boruların parçalı boru davranışı göz önüne alınmamıştır. Boruların parçalı boru davranışlarını da hesaba dahil edilerek sonlu elemanlar analizi sürecinin tekrarlanması ve tez kapsamındaki analizler ile yeni bulguların karşılaştırılması tezin kapsamının genişletilebilmesi için araştırılması gereken bir konudur.

Her bir boru değerlendirmesi için yer tepki analizlerinin gerçekleştirme sayısı ile ilgili olarak, 2 adet uç bölgesinde ve 1 adet boru ortasında olmak üzere en az 3 tane analizinin en uygun sayı olduğu tespit edilmiştir. Bu sayı analiz örnekleme göre 500 metreden kısa boru parçaları için geçerlidir, daha uzun borular için tez kapsamında çalışma yapılmamıştır.

Yer tepki analizi için gerekli parametrelerin belirlenmesinde çeşitli zorluklar mevcuttur. Ancak şehir şebekelerinde, özellikle sıvılaşmanın gözlemlendiği bölgelerde boru çevresinde bulunan konut yapılarına ait çok sayıda saha deneyi yönetmelikler çerçevesinde istenmektedir. Ülke yönetmeliklerinin sıvılaşma tehlikesi bulunan bölgelerdeki yapı tasarımı için istediği deney ve veriler aynı bölgedeki borular için de kullanılabilir olarak tespit edilmiştir.

Çalışmada su şebekesi olarak Christchurch şehir şebekesi ve deprem kayıtları için 22 Şubat 2011 (Mw 6.2) Christchurch depremi kullanılmıştır. Bu deprem ters evrişim (dekonvolisyon) yöntemi ile boru bölgesi mühendislik anakayasında

kullanılacak bir ivme kaydına dönüştürülmüştür. Bu yöntemin bir vaka analizinde kullanımının uygun olduğu açık olsa dahi, geleceğe yönelik bir risk değerlendirmesinde kullanılacak deprem kaydı ile ilgili bir çalışma tez kapsamında yapılmamıştır. Bu nedenle bölgede geleceğe yönelik bir risk değerlendirmesinin yapılmak istenmesi durumunda, potansiyel deprem senaryosuna göre ivme kaydı seçimi ve ölçeklendirmesi yapılmalıdır.

Şehir şebekelerinde gerçekleştirilecek sonlu elemanlar analizleri için boru uçlarına ait koşullar değerlendirildiğinde, boru uçlarının başka borulara bağlı olması durumunda, eğer incelenen borunun bağlı olduğu borular analiz modeline dahil edilmeyecek ise en uygun sonuç bağlı boru uçlarının serbest bırakılması yaklaşımıdır (Durum 1).

Boru boyunca sabit zemin deplasmanı olması, serbest uçlu borularda en düşük hasar riskinin olduğu durumdur. Borularda hasar oluşması beklenen bölgeler, zemin deplasmanlarının ani değişimler gösterdiği bölgelerdir.

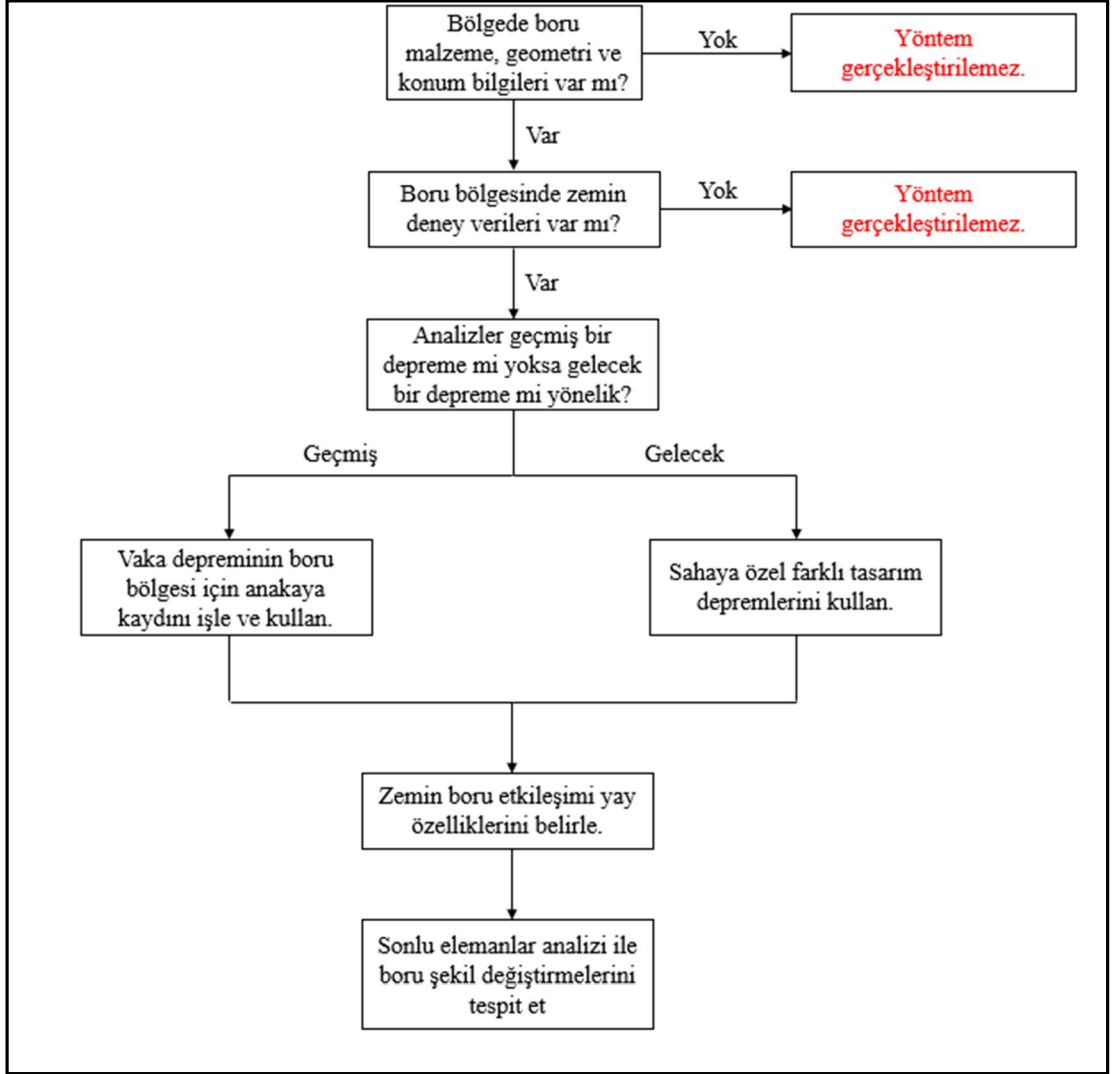
Borularda hasar üretebilecek en baskın yer hareketi doğrultusu boru eksenidir. Fakat yanal hareket nedeniyle eğilen borulardaki aksel hareketin oluşturacağı burulma etkisi sebebiyle boruların aksel hareketlerine göre analizlerinin yapılmasının yeterli olmayacağı sonuçlardan gözlenebilmektedir. Buna bağlı olarak boru analizlerinde sonlu elemanlar yaklaşımıyla değerlendirme yapılması durumunda, analiz uzayının 3 boyutlu olarak seçilmesi gereklidir.

Boru malzeme özelliklerinin belirlenmesi için borunun mevcut durumunun değerlendirilmesi gereklidir. Malzeme özelliklerinin literatüre göre belirlendiği CI borularda, boruların mevcut durumunun literatür kaynaklarına göre çok daha kötü olduğu, bölge için hazırlanan raporlarda görülmektedir. Bu duruma bağlı olarak boruların değerlendirilmesinde, boruların mevcut durumunun göz önüne alınması gerekmektedir. Özellikle zamana bağlı dayanımı kaybeden malzemelere sahip borularda, analizlerin gerçekleştirileceği boru üzerinde doğrudan malzeme deneylerinin yapılması önerilmektedir. Bu deneylerin ise analizin gerçekleştirildiği zamanda yapılması ve gelecekteki dayanım kayıplarının göz önüne alınması analizlerin başarısı üzerinde etkili bir durumdur.



Özellikle servis ömrünü doldurmuş CI boruların yeni nesil DI borular ile değiştirilmesi gerekliliği incelenen borular için tespit edilmiştir.

Tüm bilgiler dahilinde basitleştirilmiş bir süreç Şekil 7.1’de verilmiştir.



Şekil 7.1: Yer tepki analizi kaynaklı PGD’ler ile boru hasar değerlendirme süreci

Farklı bir çalışma konusu olarak lazer ölçümleri, hava fotoğrafları ve uydu ölçümleri gibi yer değişim ölçüm araçları ile elde edilen verilerin, yer tepki analizi yer değiştirmeleri ile ilişkilendirilmesi gelecekte araştırılması bu çalışmanın sonuçlarına katkı verecektir.

## 8. KAYNAKLAR

ALA, "Guidelines for the design of buried steel pipe", American Lifelines Alliance, a partnership between FEMA and ASCE, (2005).

ALA, "Seismic fragility formulations for water systems." American Society of Civil Engineers ASCE and Federal Emergency Management Agency FEMA, [www.americanlifelinesalliance.org](http://www.americanlifelinesalliance.org) Jan, (2001).

American Society of Civil Engineers (ASCE) "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, Committee on Gas and Liquid Fuel Lifeline", ASCE, Reston, (1984).

ASCE-TCLEE, "Seismic loss estimation for a hypothetical water system." Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering (TCLEE) of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Monograph No. 2, C. E. Taylor, ed., ASCE, Los Angeles, (1991).

Ballantyne, D. B., Berg, E., Kennedy, J., Reneau, R., and Wu, D., "Earthquake loss estimation modeling for the Seattle water system: Report to U.S. Geological Survey under Grant 14-08-0001-G1526", Technical Rep. Prepared for Kennedy/Jenks/Chilton, Federal Way, Wash, (1990).

Bardet, J. P., Tobita, T., Mace, N., and Hu, J., "Regional modeling of liquefaction-induced ground deformation", *Earthq Spectra*, 18(1), 19-46, (2002).

Barenberg, M. E., "Correlation of pipeline damage with ground motions", *J. Geotech. Engrg.*, 114(6), 706–711, (1988).

Bartlett, S. F., & Youd, T. L., "Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread", *Electron. J. Geotech. Eng.*, 121(4), 316-329, (1995).

Bartlett, S. F., and Youd, T. L., "Empirical prediction of liquefaction-induced lateral spread", *J. Geotech. Eng.*, 121(4), 316-329, (1995).

- Black, J., “Earthquake damage to buried pipelines: a Christchurch perspective”, ASCE Pipelines 2013 Conference, Fort Worth, Texas, 26-28 June, (2013).
- Bouziou, D., and O’Rourke, T. D., “Response of the Christchurch water distribution system to the 22 February 2011 earthquake”, *Soil Dyn. Earthq. Eng*, 97, 14-24, (2017).
- Brauer, S. A., Whittington, W. R., Johnson, K. L., Li, B., Rhee, H., Allison, P. G., and Horstemeyer, M. F., “Strain rate and stress-state dependence of gray cast iron”, *J. Eng. Mater. Technol.*, 139(2), (2017).
- British Standards Institution, BS 78:1917: “Specification for cast iron pipes and special castings for water, gas and sewage”, (1917).
- Cetin, K. O., and Ozan, C., “CPT-based probabilistic soil characterization and classification”, *J GEOTECH GEOENVIRON*, 135(1), 84-107, (2009).
- Ceylan, M., “İçme Suyu Boru Hasarlarının Detaylı İncelenmesi: Christchurch Depremi Örneği”, Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Denizli, (2020).
- Chen, W. W., Shih, B. J., Wu, C. W. and Chen, Y. C., “Natural gas pipeline system damages in the Ji-Ji earthquake (The City of Nantou)”, *Proc. Sixth International Conference on Seismic Zonation, Palm Spring, Palm Spring CA*, (2000).
- Choo, Y. W., Abdoun, T. H., O’Rourke, M. J., and Ha, D., “Remediation for buried pipeline systems under permanent ground deformation”, *Soil Dyn. Earthq*, 27(12), 1043-1055, (2007).
- Cubrinovski M, Green R, Allen J, et al., “Geotechnical reconnaissance of the 2010 Darfield (Canterbury) earthquake”, *Bull. N. Z. Soc. Earthq. Eng.*, 43(4): 243–320, (2010)
- Cubrinovski, M., Bray, J. D., Taylor, M., Giorgini, S., Bradley, B., Wotherspoon, L., and Zupan, J., “Soil liquefaction effects in the central business district during the February 2011 Christchurch earthquake”, *Seismological Research Letters*, 82(6), 893-904, (2011).
- Dames and Moore’s Earthquake Engineering Group., “The Loma Prieta earthquake: Impact on life line systems”, *Disaster Recovery J*, 3(2), 8, (1999).
- Darendeli, M. B., “Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves”, PhD Thesis, The university of Texas at Austin, (2001).

Debnath, S., Ali, I. M., Dhar, A. S., and Thodi, P., “Material properties for fracture mechanics based strength assessment of cast iron water mains”, *Can. J. Civ. Eng.*, 48(1), 62-74, (2021).

DIANA (Displacement ANALyzer) Software, “User's Manual -- Release 10.5”, The Netherlands, (2022).

Eidinger, J., “Water distribution system”, A. J. Schiff, (ed), *The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17;*; GPO, A63–A78, (1998).

Eidinger, J., Maison, B., Lee, D., and Lau, B., “East Bay municipal district water distribution damage in 1989 Loma Prieta earthquake”, *Proc., 4th U.S. Conf. on Lifeline Earthquake Engineering*, ASCE, New York, 240–247, (1995).

EQE International, “The January 17, 1995 Kobe Earthquake: An EQE Summary Report”, EQE International, (1995).

Groholski, D. R., Hashash, Y. M., Kim, B., Musgrove, M., Harmon, J., and Stewart, J. P., “Simplified model for small-strain nonlinearity and strength in 1D seismic site response analysis”, *J. Geotech. Eng.*, 142(9), 04016042, (2016).

Hamada, M. “Estimation of earthquake damage to lifeline systems in Japan.” *Proc., 3rd Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Technical Rep. NCEER-91-0001, Buffalo: National Center for Earthquake Engineering Research, Sans Francisco, 6–22, (1991).

Hamada, M., Towhata, I., Yasuda, S., and Isoyama, R., “Study on permanent ground displacement induced by seismic liquefaction”, *Comput Geotech*, 4(4), 197-220, (1987).

Hardin, B. O., & Drnevich, V. P., “Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects (terzaghi lecture)”, *J. Soil Mech. Found. Div*, 98(6), 603-624, (1972).

Hardin, B. O., and Drnevich, V. P., “Shear modulus and damping in soils: design equations and curves”, *J. Soil Mech. Found. Div*, 98(7), 667-692, (1972).

Hashash, Y. M. A., Musgrove, M. I., Harmon, J. A., Ilhan, O., Xing, G., Numanoglu, O., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D., "DEEPSOIL 7, User Manual". Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign,. (2020).

Hwang, H., and Lin, H. “GIS-based evaluation of seismic performance of water delivery systems.” Technical Rep. Prepared for CERl, Univ. of Memphis, Memphis, Tenn, (1997).

Idriss, I. M., and Seed, H. B., “Seismic response of soil deposits”, *J. Soil Mech. Found. Div.*, 96(2), 631-638, (1970).

Isoyama, R., Ishida, E., Yune, K., and Shirozu, T. “Seismic damage estimation procedure for water supply pipelines.” *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering CD-ROM*, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 8, (2000).

Katayama, T., Kubo, K., and Sato, N., “Earthquake damage to water and gas distribution systems”, *Proc., U.S. National Conf. on Earthquake Engineering, EERI*, 396–405 Oakland, Calif., (1975).

Kramer S. L., *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall, Inc., 653 pp. (1996)

Kulhawy, F. H., and Mayne, P. W., *Manual on estimating soil properties for foundation design* (No. EPRI-EL-6800). Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group, (1990).

Mayne, P. W., “In-situ test calibrations for evaluating soil parameters”, In *Characterization & Engineering Properties of Natural Soils* (Vol. 3, pp. 1601-1652). Taylor & Francis Group London, (2007).

Nacaroglu, E., “Sismik Etkiler Altındaki Gömülü Boru Hatlarında Hasar Analizleri”, Doktora Tezi, Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Denizli, (2017).

New Zealand Geotechnical Database (NZGD), “About NZGD”, <https://www.nzgd.org.nz>.

O’Callaghan, F. W., “Pipeline performance experiences during seismic events in New Zealand over the last 27 years”, In *Proceedings of the 17th Plastic Pipes Conference* (pp. 22-24), (2014).

O’Rourke, M. J., and Ayala, G., “Pipeline damage due to wave propagation”, *J. Geotech. Engrg.*, 1199, 1490–1498, (1993).

O’Rourke, T. D., “An Overview of geotechnical and lifeline earthquake engineering”, In *Geotechnical Special Publication No. 75*, ASCE (Pakoulis, P., Yegian, M., Holtz, D. (eds.)), Reston, VA, 1998, II, pp. 1392-1426, (1998).

O'Rourke, T. D., Jeon, S. S., Toprak, S., Cubrinovski, M., and Jung, J. K., "Underground lifeline system performance during the Canterbury earthquake sequence", *In Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal*, Vol. 24, September, (2012).

O'Rourke, T. D., Jung, J. K., and Argyrou, C., "Underground pipeline response to earthquake-induced ground deformation", *Soil Dyn. Earthq.*, 91, 272-283, (2016).

O'Rourke, T. D., Stewart, H. E., Gowdy, T. E., and Pease, J. W., "Lifeline and geotechnical aspects of the 1989 Loma Prieta earthquake." *Proc., 2nd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, University of MissouriRolla, Rolla, Mo., 1601–1612, (1991).

O'Rourke, M. J., and Nordberg, C., "Longitudinal permanent ground deformation effects on buried continuous pipelines", Taipei, Taiwan: National Center for Earthquake Engineering Research, (1992).

O'Rourke, M., and Deyoe, E., "Seismic damage to segmented buried pipe", *Earthquake Spectra*, 20(4), 1167-1183, (2004).

O'Rourke, T. D., and Jeon, S. S., "Factors affecting the earthquake damage of water distribution systems", *In Optimizing Post-Earthquake Lifeline System Reliability*, pp. 379-388,. ASCE, August, (1999).

O'Rourke, T. D., and Toprak, S., "GIS assessment of water supply damage from hhe Northridge earthquake", Frost, J. D. (Ed.) *Geotechnical Special Publication*, ASCE, New Yorkpp: 117-131, (1997)

O'Rourke, T. D., Bonneau, A. L., Pease, J. W., Shi, P., and Wang, Y., "Liquefaction and ground failures in San Francisco", *Earthq Spectra*, 22(2\_suppl), 91-112, (2006).

O'Rourke, T. D., Jeon, S. S., Toprak, S., Cubrinovski, M., Hughes, M., van Ballegooy, S., and Bouziou, D., "Earthquake response of underground pipeline networks in Christchurch", NZ, *Earthq Spectra*, 30(1), 183-204, (2014).

Otani, S., "Disaster mitigation engineering–The Kobe earthquake disaster", *In JSPS seminar on engineering in Japan at the Royal Society*, 27, London, (1999).

Phillips, C., and Hashash, Y. M., "Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses", *Soil Dyn. Earthq.*, 29(7), 1143-1158, (2009).

- Pineda, O., and Ordaz, M., “Seismic fragility formulation for segmented buried pipeline systems including the impact of differential ground subsidence”, *J. Pipeline Syst. Eng. Pract.*, 1(4), 141-146, (2010).
- Pineda, O., and Ordaz, M., “A new seismic intensity parameter to estimate damage in buried pipelines due to seismic wave propagation” *J. Earthquake Eng.*, 115, 773–786, (2007)
- Pineda-Porras, O., and Najafi, M., “Seismic damage estimation for buried pipelines: Challenges after three decades of progress” *J. Pipeline Syst. Eng. Pract.*, 1(1), 19-24, (2010).
- Robertson, P. K., “Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system—an update”, *Can. Geotech. J.*, 53(12), 1910-1927, (2016).
- Robertson, P. K., “Performance based earthquake design using the CPT” *Proc. IS-Tokyo*, 3-20, (2009).
- Robertson, P. K., “Soil classification using the cone penetration test” *Can. Geotech. J.*, 27(1), 151-158, (1990).
- Robertson, P. K., and Cabal, K. L., “Estimating soil unit weight from CPT”, *In 2nd International symposium on cone penetration testing*, (pp. 2-40), (2010).
- Robertson, P., and Wride, C., “Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test”, *Can. Geotech. J.*, 35(3), pp.442-459, (1998).
- Roblee, C., and Chiou, B., “A proposed geindex model for design selection of non-linear properties for site response analyses”, *In International workshop on uncertainties in nonlinear soil properties and their impact on modeling dynamic soil response*, PEER Headquarters, UC Berkeley (pp. 18-19), (2004)
- Seed, H. B., and Idriss, I. M., “Analyses of ground motions at Union Bay, Seattle during earthquakes and distant nuclear blasts”, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 60(1), 125-136, (1970).
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., and Tokimatsu, K., “Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils”, *J. Geotech. Eng.*, 112(11), 1016-1032, (1986).
- Toprak, S., “Earthquake effects on buried lifeline systems”, PhD Thesis, Cornell University, Ithaca, NY, (1998).
- Toprak, S., and Taskin, F., “Estimation of earthquake damage to buried pipelines caused by ground shaking”, *Natural Hazards*, 40(1), 1–24, (2007).

Toprak, S., Nacaroglu, E., Koc, A. C., O'Rourke, T. D., Hamada, M., Cubrinovski, M. and Van Ballegooy, S., "Comparison of horizontal ground displacements in Avonside area, Christchurch from air photo, LiDAR and satellite measurements regarding pipeline damage assessment", *Bull. Earthq. Eng.*, 16(10), 4497-4514, (2018).

Toprak, S., Nacaroglu, E., van Ballegooy, S., Koc, A. C., Jacka, M., Manav, E., Torvelainen and O'Rourke, T. D., "Segmented pipeline damage predictions using liquefaction vulnerability parameters", *Soil Dyn. Earthq.*, 125, 105758, (2019).

Toprak, S., ve Cirmiktili, O. Y., "Reliability-Based Analyses and Design of Pipelines' Underground Movements during Earthquakes", eds (Farsangi, E. F., Noori, M., Gardoni, P., Takewaki, I., Varum, H., Bogdanovic A.), *In Reliability-Based Analysis and Design of Structures and Infrastructure*, Boca Raton: CRC Press, pp. 365-380, (2021).

Türkiye boru hattı sistemleri ve sıvı depolama tankları deprem yönetmeliği, Ankara: T.C. Enerji ve Tabii Kaynaklar Bakanlığı, (2021).

Uçkan, E., Akbas, B., Kaya, E., Cakir, F., Makaracı, M., Ataoglu, S., Ipek, C., "Design Issues of Buried Pipelines at Permanent Ground Deformation Zones", *J. nat. disaster sci*, ISSN: 2149-7249. 2. 53-58, (2016).

Vucetic, M., and Dobry, R., "Effect of soil plasticity on cyclic response", *J. Geotech. Eng.*, 117(1), 89-107, (1991)

Wotherspoon, L. M., Orense, R. P., Bradley, B. A., Cox, B. R., Wood, C. M., and Green, R. A., "Soil profile characterisation of Christchurch central business district strong motion stations", *Bull. N. Z. Soc. Earthq. Eng.*, 48(3), 146-156, (2015).