

T.C.
İSTANBUL KÜLTÜR ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

GÖMÜLÜ BETONARME BORULARIN TASARIMI VE DEPREM ETKİSİ
ALTINDAKİ DAVRANIŞLARI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Onur DEMİRCİ

1401010055

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Geoteknik

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Havvanur KILIÇ

HAZİRAN 2021

T.C.
İSTANBUL KÜLTÜR ÜNİVERSİTESİ
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

GÖMÜLÜ BETONARME BORULARIN TASARIMI VE DEPREM ETKİSİ
ALTINDAKİ DAVRANIŞLARI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Onur DEMİRCİ

1401010055

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği

Programı: Geoteknik

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Havvanur KILIÇ

Eş Danışman: Dr. Öğr. Üyesi Gökhan YAZICI

Jüri Üyeleri: Doç. Dr. Havvanur KILIÇ

Prof. Dr. Mehmet BERİLGİN (YTÜ)

Dr. Öğr. Üyesi Erdal COŞKUN (İKÜ)

HAZİRAN 2021

ÖNSÖZ

İstanbul Kültür Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Geoteknik programında yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmanın konusu gömülü betonarme boruların tasarımı ve deprem etkisi altındaki davranışlarıdır.

Tezimin hazırlanması süreci boyunca bana engin bilgisini, yardımlarını ve yol göstericiliğini sonuna kadar sunan danışman hocam Doç. Dr. Havvanur KILIÇ ile bana sağlamış olduğu vizyon ile lisans dönemimden beri bana yol gösteren eşdanışman hocam Dr.Öğr.Üyesi Gökhan YAZICI'ya tezime katkılarından dolayı saygı ve teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca, tezimin içeriğindeki sayısal analizlerin belirli kısımlarında bana fikirleriyle yardımcı olan İstanbul Kültür Üniversitesi'nde görev yapan Arş. Gör. Ahmet Can MERT'e ve İnş. Yük. Müh. Ozan BİLAL'e teşekkürlerimi sunarım.

Son olarak eğitim hayatım boyunca beni her durumda destekleyen aileme teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| KISALTMALAR..... | iv |
| TABLO LİSTESİ..... | vi |
| ŞEKİL LİSTESİ..... | vii |
| SİMGE LİSTESİ..... | xv |
| TÜRKÇE ÖZET..... | xviii |
| YABANCI DİL ÖZET..... | xix |
| 1. GİRİŞ..... | 1 |
| 1.1 Konunun Özgün Önemi ve Değeri..... | 1 |
| 1.2 Hipotez ve Amaç..... | 1 |
| 1.3 Araştırma Soruları ve Akış Diyagramı..... | 3 |
| 1.4 Parametre Değişimlerinin İncelenmesi ve Değerlendirilmesi..... | 4 |
| 2. GÖMÜLÜ BETONARME BORULAR..... | 6 |
| 2.1 Gömülü Boruların Tanımı ve Önemi | 6 |
| 2.2 Gömülü Boru Tipleri..... | 7 |
| 2.3 Boruların Gömülme Durumları..... | 10 |
| 3. BETONARME BORU TASARIM YÖNTEMLERİ..... | 11 |
| 3.1 İlk Teoriler..... | 11 |
| 3.2 Dolaylı Tasarım Yöntemi..... | 17 |
| 3.3 Doğrudan Tasarım Yöntemi..... | 19 |
| 3.4 Ülkemizde Kullanılmakta Olan Tasarım Yöntemi..... | 29 |
| 4. LİTERATÜR ÇALIŞMALARI..... | 30 |
| 5. TİP 4 KURULUM İLE BETONARME BORU TASARIMI..... | 83 |
| 5.1. Barrie Sahası Arazi Deneyi | 84 |
| 5.2 SİDD Tip 4 Yerleşime Göre Boru Kesit Tesirleri Hesabı..... | 86 |
| 5.3 Sayısal Modelin Doğrulaması..... | 86 |
| 5.4 Parametrik Sayısal Analizler ve Kesit Tesirleri..... | 91 |
| 5.5 Sayısal Analizlerden Belirlenen Donatı Alanlarının İller Bankası Donatı Alanları ile Karşılaştırılması..... | 97 |
| 5.6 Sonuçlar ve Öneriler..... | 99 |
| 6. GÖMÜLÜ BETONARME BORULARIN ANALİTİK VE SAYISAL YÖNTEMLER İLE TASARIMI..... | 101 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 6.1 Konvansiyonel Yöntemler ile Hesaplamalar..... | 105 |
| 6.1.1 Dolaylı Tasarım Yöntemi | 105 |
| 6.1.2 Doğrudan Tasarım Yöntemi | 108 |
| 6.2 Sayısal Analizler..... | 114 |
| 6.3 Yöntemlerin Karşılaştırması..... | 116 |
| 6.4 Sonuçlar ve Tartışma..... | 118 |
| 7. GÖMÜLÜ BETONARME BORU TASARIMINDA DEPREM ETKİSİNİN DİNAMİK ANALİZLER İLE İNCELENMESİ..... | 120 |
| 7.1 Gömülü Betonarme Boruların Deprem Etkisinde Davranışları..... | 120 |
| 7.2 Dinamik Analizlerin Doğrulanması..... | 121 |
| 7.3 Dinamik Analizler ile Gömülü Betonarme Boru Tasarımı..... | 125 |
| 7.4 Eğilme Momentleri (Durum 1: %10-20 Sönüm Oranında)..... | 136 |
| 7.5 Deplasmanlar (Durum 1: %10-20 Sönüm Oranında)..... | 142 |
| 7.6 Eğilme Momentleri (Durum 2: %5-10 Sönüm Oranında)..... | 148 |
| 7.7 Deplasmanlar (Durum 2: %5-10 Sönüm Oranında)..... | 154 |
| 7.8 Boru Bölgelerinde Görülen İvme Değerleri..... | 160 |
| 7.9 Boru Bölgelerinde Görülen Yer Değiştirme Değerleri..... | 178 |
| 7.10 Geri Dolgu Malzemesinin Rijitliğindeki Değişimin Etkisi..... | 191 |
| 7.11 Sonuçlar ve Tartışma..... | 194 |
| 8. SONUÇ VE ÖNERİLER..... | 197 |
| 9. KAYNAKÇA..... | 200 |
| TEZDEN ÜRETİLMİŞ YAYINLAR..... | 205 |
| EKLER..... | 206 |

KISALTMALAR

| | |
|--------|---------------------------------------------------------|
| SIDD | : Doğrudan Tasarım Yöntemi |
| OCPA | : Ontario Beton Boru Derneği |
| RCP | : Dairesel Kesitli Betonarme Boru |
| uPVC | : Plastikleştirici Katılmamış Polivinil Klorür |
| TEB | : Üç-Kenarlı Deney |
| ACPA | : Amerikan Beton Boru Derneği |
| AWWA | : Amerikan Su İşleri Birliği |
| ASTM | : Amerikan Test ve Materyal Topluluğu |
| AASHTO | : Amerikan Karayolları Birliği |
| ASCE | : Amerikan İnşaat Mühendisleri Derneği |
| SPIDA | : Zemin-Boru Etkileşimi Tasarımı ve Analizi |
| USCS | : Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi |
| VAF | : Düşey Kemerlenme Faktörü |
| HAF | : Yatay Kemerlenme Faktörü |
| TS | : Türk Standartları |
| OPSS | : Ontario Eyaleti Standartları |
| CLSM | : Kontrollü Düşük Mukavemetli Malzeme |
| NDOR | : Nebraska Karayolları Departmanı |
| BS | : İngiliz Standartları |
| CANDE | : Menfez Analizi ve Tasarımı |
| AS/NZS | : Avustralya/Yeni Zelanda Standartları |
| MC | : Mohr-Coulomb |
| HS | : Pekleşen Zemin |
| HSM | : Pekleşen Zemin Modeli |
| HSSs | : Düşük Gerinimli Rijitliğe Sahip Pekleşen Zemin Modeli |
| RD | : Bağlı Yoğunluk |
| G1 | : Geri Dolgu Zemini Grup 1 |
| G2 | : Geri Dolgu Zemini Grup 2 |
| G3 | : Geri Dolgu Zemini Grup 3 |
| PGA | : Maksimum Yer İvmesi |
| PGV | : Maksimum Yer Hızı |

PGD : Maksimum Yer Değiştirme
M : Magnitüd (Büyükük)
OCR : Aşırı Konsolidasyon Oranı
FEMA : Federal Acil Durum Yönetim Kurumu



TABLO LİSTESİ

| | | |
|-------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tablo 3.2.1 | Boru Sınıflarına Göre D-Yükleri..... | 18 |
| Tablo 3.3.1 | SIDD (Doğrudan Tasarım) Zemin Belirlemesi için Eşdeğer USCS ve AASHTO Zemin Sınıflandırmaları..... | 20 |
| Tablo 3.3.2 | SIDD (Doğrudan Tasarım) için Standart Kurulum Tipleri ve En Düşük Kompaksiyon Gereksinimleri..... | 21 |
| Tablo 3.3.3 | Standart Kurulum Tiplerine Göre Heger Zemin Basıncı ve Kemerlenme Faktörü Katsayıları | 22 |
| Tablo 3.3.4 | SIDD Tip I Kurulum Tipi için Analiz Katsayıları..... | 24 |
| Tablo 3.3.5 | SIDD Tip II Kurulum Tipi için Analiz Katsayıları..... | 25 |
| Tablo 3.3.6 | SIDD Tip III Kurulum Tipi için Analiz Katsayıları..... | 26 |
| Tablo 3.3.7 | SIDD Tip IV Kurulum Tipi için Analiz Katsayıları..... | 27 |
| Tablo 3.3.8 | Boru üzerindeki dolgu yüksekliğine bağlı araç yükü..... | 28 |
| Tablo 3.4.1 | Boru Çaplarına Göre İller Bankası Boru Sarmal Donatı Alanları..... | 30 |
| Tablo 4.1 | Hendek Durumunda yataklama sınıfları ve katsayıları..... | 31 |
| Tablo 4.2 | Dolaylı ve Doğrudan Tasarım Yöntemlerinin Tasarım Süreçlerinin Karşılaştırılması..... | 34 |
| Tablo 4.3 | Sayısal analizde kullanılan değişkenler ve değerler..... | 40 |
| Tablo 4.4 | Kurulum sonu ve uzun vadede ölçülen zemin gerilmelerindeki değişimler..... | 45 |
| Tablo 4.5 | Geri dolgu tipleri ve malzeme özellikleri..... | 48 |
| Tablo 4.6 | Tasarım kriterlerinin karşılaştırılması..... | 50 |
| Tablo 4.7 | CANDE yazılımında analizlerde kullanılan parametreler..... | 51 |
| Tablo 4.8 | Zemin ve boru malzemelerinin özellikleri..... | 55 |
| Tablo 4.9 | Çalışmada kullanılan boruların boyutsal özellikleri..... | 55 |
| Tablo 4.10 | Sayısal analizlerde kullanılan boru malzeme parametreleri..... | 58 |
| Tablo 4.11 | Sayısal analizlerde kullanılan zemin parametreleri..... | 58 |
| Tablo 4.12 | Parametrik analizlerde kullanılan malzeme özellikleri..... | 67 |
| Tablo 4.13 | Boru çapı ve geri dolgu yüksekliğinin deformasyon artışına etkisi..... | 68 |
| Tablo 4.14 | Parametrik çalışmada boru tabanındaki ölçülen ve tahmini gerilme değerlerinin karşılaştırılması..... | 71 |
| Tablo 4.15 | Parametrik çalışmada boru tacında ölçülen ve tahmini gerilme değerlerinin karşılaştırılması..... | 72 |
| Tablo 4.16 | Çalışmada kullanılan malzeme parametreleri..... | 74 |
| Tablo 4.17 | Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri..... | 78 |

| | | |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tablo 4.18 | Analizlerde kullanılan boru parametreleri..... | 79 |
| Tablo 5.1 | Barrie sahası arazi deney verileri..... | 85 |
| Tablo 5.2 | SIDD yöntemine göre boru üzerine etkiyen kesit tesirleri..... | 86 |
| Tablo 5.3 | Hardening - Soil zemin parametreleri..... | 88 |
| Tablo 5.4 | Sayısal analizlerde yükleme adımlarında etkitilen yükler..... | 89 |
| Tablo 5.5 | Ölçülen ve hesaplanan gerilmelerin karşılaştırılması..... | 90 |
| Tablo 5.6 | SIDD yöntemi ve sayısal analizden hesaplanan kesit tesirlerinin karşılaştırılması..... | 91 |
| Tablo 5.7 | Parametrik sayısal analizlerdeki en yüksek moment değerleri..... | 94 |
| Tablo 5.8 | Parametrik sayısal analizlerdeki en yüksek eksenel kuvvet değerleri.. | 94 |
| Tablo 5.9 | Donatı hesabında boru çaplarına göre kullanılan parametreler..... | 96 |
| Tablo 5.10 | Tip 4 Kurulum için hesaplanan sarmal donatı alanı..... | 96 |
| Tablo 5.11 | İller Bankası tarafından kullanılan sarmal donatı alanları..... | 98 |
| Tablo 6.1 | Analitik ve sayısal analizlerde kullanılan beton boru özellikleri..... | 103 |
| Tablo 6.2 | Sayısal analizlerde kullanılan zemin özellikleri..... | 104 |
| Tablo 6.3 | Dolaylı tasarım yönteminde kurulum tipleri ve yataklama katsayıları..... | 105 |
| Tablo 6.4 | Boru bölgelerindeki iç kuvvetlerin farklı analiz yöntemleri ile karşılaştırılması..... | 116 |
| Tablo 6.5 | Analitik ve sayısal analizlerde boru çaplarına göre elde edilen donatı alanları..... | 117 |
| Tablo 7.1 | Dinamik analizlerde kullanılacak zemin parametreleri: Durum 1 - %10-20 Sönüm Oranı (HSsmall Model)..... | 128 |
| Tablo 7.2 | Dinamik analizlerde kullanılacak zemin parametreleri: Durum 2 - %5-10 Sönüm Oranı (HSsmall Model)..... | 128 |
| Tablo 7.3 | Analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının özellikleri..... | 135 |
| Tablo 7.4 | Dinamik analizlerde kullanılan gömülme koşulları..... | 135 |

ŞEKİL LİSTESİ

| | | |
|-------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Şekil 1.1 | Tez çalışmasının adımlarına ait akış diyagramı..... | 3 |
| Şekil 2.1 | Zemin oturmasının a) Rijit boruda, b) Esnek boruda etkisi..... | 8 |
| Şekil 2.2 | Gömülü beton boru-zemin etkileşimi..... | 9 |
| Şekil 2.3 | Dairesel kesitli borunun kesit geometrisi..... | 10 |
| Şekil 2.4 | Yerleştirme Durumlarına Göre Gömülü Boru Tipleri a) Hendek b) Pozitif Projeksiyon c) Negatif Projeksiyon Kurulumu..... | 11 |
| Şekil 3.1.1 | Marston Teorilerindeki Hendek Geometrisi..... | 12 |
| Şekil 3.1.2 | C_d parametresinin belirlenmesi..... | 13 |
| Şekil 3.1.3 | Oturma oranının belirlenmesi için belirlenen gömülü boru geometrisi..... | 14 |
| Şekil 3.1.4 | Spangler Yataklama Sınıfları..... | 15 |
| Şekil 3.1.5 | Standart hendek/dolgu kurulumu..... | 17 |
| Şekil 3.2.1 | Üç Kenarlı Deneysel (TEB) ve boru yükleme durumu..... | 17 |
| Şekil 3.3.1 | Heger Zemin Basıncı Dağılımları..... | 22 |
| Şekil 4.1 | Yataklama katsayısının dolgu yüksekliğinin boru dış çapına oranı ile değişimi..... | 32 |
| Şekil 4.2 | Tip III Kurulumda Dolgu Yüksekliği ve Donatı Alanı Karşılaştırması..... | 34 |
| Şekil 4.3 | Beton dayanımının gerekli donatı alanına olan etkisi üzerine yapılan parametrik çalışma..... | 36 |
| Şekil 4.4 | Donatı çeliği dayanımının gerekli donatı alanına olan etkisi üzerine yapılan parametrik çalışma..... | 36 |
| Şekil 4.5 | Donatı çeliği dayanımının gerekli eğilme donatısı alanına olan etkisi üzerine yapılan parametrik çalışma..... | 37 |
| Şekil 4.6 | Problemin sonlu elemanlar modeli..... | 38 |
| Şekil 4.7 | a-) Boru duvarında elde edilen en kritik eğilme momentleri, b-) Dolgu yüksekliğinin bir fonksiyonu olarak yataklama katsayıları..... | 39 |
| Şekil 4.8 | Sonlu elemanlar ağı ve model boyutları..... | 40 |
| Şekil 4.9 | Hassaslık analizi sonucu parametrelerin gerilmeleri etkileme oranı.... | 41 |
| Şekil 4.10 | a-) Boru çapı, b-) Trafik yükü, c-) Duvar kalınlığı, d-) Yanal toprak basıncı katsayısı olmak üzere değişkenlerin borudaki gerilmelere etkisi..... | 42 |
| Şekil 4.11 | Hendek geometrileri a-) Cambridge, b-) Guelph, c-) Whitby, d-) Barrie..... | 43 |
| Şekil 4.12 | Gerilme ölçerlerin yerleşimi..... | 45 |

| | | |
|------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Şekil 4.13 | 1200mm örtü yüksekliğinde boru sayısal modeli sonlu elemanlar ağı..... | 52 |
| Şekil 4.14 | Çalışmada kullanılan 3 boyutlu sonlu elemanlar ağı..... | 54 |
| Şekil 4.15 | Dökme demir boruda zeminin doygunluk derecesinin boru duvarındaki gerilmelere etkisi..... | 56 |
| Şekil 4.16 | Dökme demir boruda zeminin doygunluk derecesinin ortalama zemin gerilmelerine etkisi..... | 56 |
| Şekil 4.17 | Beton boruda zeminin doygunluk derecesinin eğilme momentlerine etkisi..... | 56 |
| Şekil 4.18 | uPVC boruda zeminin doygunluk derecesinin boru duvarındaki gerilmelere etkisi..... | 57 |
| Şekil 4.19 | 0.3m iç çaplı boru kesitinde a-)1m dolgu yüksekliği, b-) 1.5m dolgu yüksekliği, c-) 3m dolgu yüksekliğinde eğilme momentleri..... | 59 |
| Şekil 4.20 | 0.6m iç çaplı boru kesitinde a-)1m dolgu yüksekliği, b-) 1.5m dolgu yüksekliği, c-) 3m dolgu yüksekliğinde eğilme momentleri..... | 60 |
| Şekil 4.21 | 1.2m iç çaplı boru kesitinde a-)1m dolgu yüksekliği, b-) 1.5m dolgu yüksekliği, c-) 3m dolgu yüksekliğinde eğilme momentleri..... | 61 |
| Şekil 4.22 | Değişen iç çaplı boru kesitlerinde 1.5m dolgu yüksekliğinde elde edilen zemin gerilmeleri..... | 62 |
| Şekil 4.23 | Kurulum kalitesinin boru kesitindeki eğilme momentlerine olan etkisi..... | 63 |
| Şekil 4.24 | Duvar kalınlıklarındaki değişimin boru kesitindeki eğilme momentlerine olan etkisi..... | 63 |
| Şekil 4.25 | Üç-kenarlı deney (TEB) mekanizması ve sonlu elemanlar modeli..... | 64 |
| Şekil 4.26 | a-) 91cm çaplı boruda b-) 137cm çaplı boruda sonlu elemanlar analizi ve deneysel sonuçların karşılaştırılması..... | 65 |
| Şekil 4.27 | 137cm çaplı boruda oluşan çatlakların deneysel çalışmada ve sonlu elemanlar modelinde görünüşü..... | 65 |
| Şekil 4.28 | Boru kurulum geometrisi..... | 66 |
| Şekil 4.29 | 4 farklı yükleme lokasyonları a-) L1, b-) L2, c-) L3 ve d-) L4..... | 66 |
| Şekil 4.30 | a-) Sn90/Sn90 dolgu malzemesi kullanıldığında, b-) Sn90/Sn85 dolgu malzemesi kullanıldığında boru kesitinde deformasyon – dolgu yüksekliği ilişkisi... 68 | 68 |
| Şekil 4.31 | Geri dolgu yüksekliği ve boru çapındaki değişimlerin çekme gerilmelerine etkisi..... | 69 |
| Şekil 4.32 | Boru kurulumunda kullanılan güç çeviriciler..... | 70 |
| Şekil 4.33 | Hendek kurulum geometrisi..... | 70 |
| Şekil 4.34 | Donatılı beton boru analizinde yükleme için kullanılan beton bloklar..... | 71 |

| | | |
|------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Şekil 4.35 | PC60 (donatısız) beton boruda ölçülen zemin gerilmeleri ve deformasyon değerleri..... | 72 |
| Şekil 4.36 | RC60 (donatılı) beton boruda ölçülen zemin gerilmeleri ve deformasyon değerleri..... | 73 |
| Şekil 4.37 | Çalışmada kullanılan sayısal model geometrisi..... | 73 |
| Şekil 4.38 | Çalışmada kullanılan sonlu elemanlar ağı..... | 74 |
| Şekil 4.39 | Dolgu yüksekliğindeki değişimin boru bölgelerindeki normalize edilmiş moment ve eksenel kuvvetlere etkisi..... | 75 |
| Şekil 4.40 | Geri dolgu zemininin rijitliğindeki değişimin boru bölgelerindeki normalize edilmiş moment ve eksenel kuvvetlere etkisi..... | 76 |
| Şekil 4.41 | Dolgu yüksekliğindeki değişimin Heger yöntemi ve sayısal analizlerden elde edilen iç kuvvetlere etkisi..... | 76 |
| Şekil 4.42 | Geri dolgu zemininin rijitliğindeki değişimin Heger yöntemi ve sayısal analizlerden elde edilen iç kuvvetlere etkisi..... | 77 |
| Şekil 4.43 | Upland (1990) depremine ait ivme-zaman kaydı..... | 78 |
| Şekil 4.44 | Çalışmada kullanılan sonlu elemanlar modeli..... | 80 |
| Şekil 4.45 | Dolgu yüksekliği ve boru çapı değişiminin eğilme momentlerine etkisi..... | 81 |
| Şekil 4.46 | a-) Statik ve b-) dinamik durumda boru kesitinde elde edilen eğilme momentleri..... | 81 |
| Şekil 4.47 | Dolgu yükseklikleri ve mutlak ivme değişimlerinde elde edilen eğilme momentleri..... | 82 |
| Şekil 5.1 | Barrie deney sahası (a) kazı kesiti (ölçüler m) (b) gerilme ölçerlerin yerleşimi | 84 |
| Şekil 5.2 | Barrie sahası arazi deneyi kesiti sayısal modeli..... | 89 |
| Şekil 5.3 | Sayısal modelde elde edilen düşey gerilme dağılımı..... | 90 |
| Şekil 5.4 | Sayısal analizlerde model geometri değişimi..... | 92 |
| Şekil 5.5 | 600mm çaplı 2m dolgu yüksekliğine sahip borunun deformasyon grafiği..... | 93 |
| Şekil 5.6 | 1000mm çaplı 2m dolgu yüksekliğine sahip borunun deformasyon grafiği..... | 93 |
| Şekil 5.7 | Sonlu elemanlar ağı sıklığının değişiminin kesit tesirlerine olan etkisi..... | 95 |
| Şekil 5.8 | Boru çapı ve gömülme derinliğine bağlı olarak gerekli minimum sarmal donatı alanı abağı..... | 97 |
| Şekil 5.9 | İller Bankası A.Ş tarafından uygulanan ve sayısal analizlerden hesaplanan donatı alanlarının karşılaştırılması..... | 99 |

| | | |
|------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Şekil 6.1 | Problem model geometrisi..... | 103 |
| Şekil 6.2 | a) Dolgu Yüksekliklerindeki Değişimin D-Yüklerine Etkisi, b) Zemin Birim Hacim Ağırlıklarındaki Değişimin D-Yüklerine Etkisi..... | 106 |
| Şekil 6.3 | a) Boru İç Çaplarındaki Değişimin D-Yüklerine Olan Etkisi, b) Yataklama Katsayılarındaki Değişimin D-Yüklerine Olan Etkisi..... | 107 |
| Şekil 6.4 | a) Hendek Genişliği ve Kurulum Tiplerindeki Değişimlerin D-Yüklerine Etkisi, b) Dolgu Yükseklikleri ve Kurulum Tiplerindeki Değişimlerin D-Yüklerine Etkisi..... | 108 |
| Şekil 6.5 | Dolgu Yüksekliğinin Etkileri a) Eğilme Momenti, b) Eksenel Kuvvet, c) Kesme Kuvveti..... | 109 |
| Şekil 6.6 | Dolgu Yüksekliğinin Gerekli Donatı Alanına Etkisi..... | 110 |
| Şekil 6.7 | Zemin Birim hacim ağırlığı değişiminin etkileri a) Eğilme Momenti, b) Eksenel Kuvvet, c) Kesme Kuvveti..... | 111 |
| Şekil 6.8 | Boru Dış Çapı Değişimin Gerekli Donatı Alanına Etkisi..... | 112 |
| Şekil 6.9 | SIDD Kurulum Tiplerine Göre a) Eğilme Momenti b) Eksenel Kuvvet c) Gerekli Donatı Alanı..... | 114 |
| Şekil 6.10 | Sayısal analizlerde kullanılan modele ait sonlu elemanlar ağı..... | 115 |
| Şekil 6.11 | Sayısal analiz sonuçları a) dolgu yüksekliği - momentler b) dolgu yüksekliği -eksenel kuvvetler c) zemin grubu - momentler d) zemin grubu – eksenel kuvvetler..... | 115 |
| Şekil 6.12 | Analitik analizlerden ve sayısal analizlerden belirlenen donatı alanları..... | 117 |
| Şekil 7.1 | Dairesel boruya etkiyen kayma dalgalarıyla oluşan yer sarsıntısı etkisi..... | 121 |
| Şekil 7.2 | Doğrulama için Plaxis 2D 2020’de oluşturulan sayısal model..... | 122 |
| Şekil 7.3 | Doğrulamada kullanılan Upland (1990) depremine ait ivme-zaman kaydı..... | 123 |
| Şekil 7.4 | Doğrulama amaçlı parametrik analizlerde elde edilen normalize edilmiş eğilme momentleri (dinamik durum)..... | 124 |
| Şekil 7.5 | Doğrulama amaçlı parametrik analizlerde elde edilen normalize edilmiş eğilme momentleri (statik durum)..... | 125 |
| Şekil 7.6 | Kayma modülü ve kayma gerinimi eğrisi..... | 125 |
| Şekil 7.7 | Karakteristik rijitlik-gerinim davranışı..... | 126 |
| Şekil 7.8 | G_0 ve boşluk oranı e arasındaki korelasyon..... | 126 |
| Şekil 7.9 | Dinamik analizler için Plaxis 2D 2020’de oluşturulan sayısal model..... | 129 |
| Şekil 7.10 | Dinamik analizlerde kullanılan a-) Kocaeli (1999), b-) Landers (1992), c-) Chi-Chi (1999), d-) Northridge (1994) depremlerine ait ivme kayıtları..... | 130 |

| | | |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Şekil 7.11 | Dinamik analizlerde kullanılan a-) Cape Mendocino (1992), b-) Loma Prieta (1989), c-) Erzincan (1939), d-) San Fernando (1971) depremlerine ait ivme kayıtları..... | 132 |
| Şekil 7.12 | Dinamik analizlerde kullanılan a-) Kobe (1995), b-) Düzce (1999), c-) Tabas (1978), d-) Imperial Valley (1979) depremlerine ait ivme kayıtları..... | 134 |
| Şekil 7.13 | Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri..... | 137 |
| Şekil 7.14 | Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri..... | 139 |
| Şekil 7.15 | Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri..... | 141 |
| Şekil 7.16 | Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar..... | 143 |
| Şekil 7.17 | Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar..... | 145 |
| Şekil 7.18 | Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar..... | 147 |
| Şekil 7.19 | Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri..... | 149 |
| Şekil 7.20 | Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri..... | 151 |
| Şekil 7.21 | Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri..... | 153 |
| Şekil 7.22 | Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar..... | 155 |
| Şekil 7.23 | Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar..... | 157 |
| Şekil 7.24 | Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar..... | 159 |
| Şekil 7.25 | Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 161 |
| Şekil 7.26 | Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 162 |
| Şekil 7.27 | Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 164 |
| Şekil 7.28 | Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 165 |
| Şekil 7.29 | Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 167 |

| | | |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Şekil 7.30 | Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 168 |
| Şekil 7.31 | Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 169 |
| Şekil 7.32 | Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 170 |
| Şekil 7.33 | Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 171 |
| Şekil 7.34 | Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 171 |
| Şekil 7.35 | Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 172 |
| Şekil 7.36 | Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 173 |
| Şekil 7.37 | Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 174 |
| Şekil 7.38 | Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 174 |
| Şekil 7.39 | Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 175 |
| Şekil 7.40 | Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 176 |
| Şekil 7.41 | Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 177 |
| Şekil 7.42 | Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri..... | 177 |
| Şekil 7.43 | Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 178 |
| Şekil 7.44 | Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 179 |
| Şekil 7.45 | Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 180 |
| Şekil 7.46 | Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 180 |
| Şekil 7.47 | Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 182 |
| Şekil 7.48 | Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 182 |

| | | |
|------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Şekil 7.49 | Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 183 |
| Şekil 7.50 | Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 183 |
| Şekil 7.51 | Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 184 |
| Şekil 7.52 | Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 185 |
| Şekil 7.53 | Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 186 |
| Şekil 7.54 | Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 186 |
| Şekil 7.55 | Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 187 |
| Şekil 7.56 | Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 188 |
| Şekil 7.57 | Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 189 |
| Şekil 7.58 | Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 189 |
| Şekil 7.59 | Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 190 |
| Şekil 7.60 | Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri..... | 191 |
| Şekil 7.61 | Geri dolgu zemin grubunun değişiminin a-) Kocaeli b-) Landers c-) Chi-Chi d-) Northridge deprem kayıtlarında normalize edilmiş eğilme momentlerine etkisi..... | 193 |

SİMGE LİSTESİ

| | |
|-----------------|----------------------------------------------------|
| W, W_d | : Toplam yük |
| D_i | : Boru iç çapı |
| D_o | : Boru dış çapı |
| VAF | : Düşey kemerlenme faktörü |
| HAF | : Yatay kemerlenme faktörü |
| W_e | : Boru üzerindeki zemin yükü |
| W_p | : Borunun kendi ağırlığından dolayı oluşan yük |
| W_f | : Akışkan yükü |
| W_L | : Hareketli yük |
| d | : Paspayı |
| PL | : Prizma yükü |
| H | : Dolgu yüksekliği |
| w | : Zemin birim hacim ağırlığı |
| A_s | : Birim uzunluk için gerekli eğilme donatısı alanı |
| g | : $0.85bf_c$ |
| b | : Birim genişlik |
| h | : Duvar kalınlığı |
| f_c | : Beton malzeme dayanımı |
| f_y | : Donatı malzeme dayanımı |
| Φ | : Direnç faktörü |
| M_u | : Birim genişliğe etkiyen tasarım momenti |
| N_u | : Birim genişliğe etkiyen tasarım aksenal kuvveti |
| EI | : Eğilme Rijitliği |
| EA | : Aksenal Rijitlik |
| γ | : Birim hacim ağırlık |
| HS | : Pekleşen zemin modeli |
| E_c | : Elastisite modülü |
| γ_c | : Beton malzeme yoğunluğu |
| E_{50}^{ref} | : Referans elastisite modülü |
| E_{oed}^{ref} | : Referans ödometre modülü |
| E_{ur}^{ref} | : Referans yükleme boşaltma modülü |

| | |
|------------|------------------------------------------------------------------|
| m | : Üstel malzeme sabiti |
| c^{ref} | : Kohezyon |
| C_{mi} | : Moment hesabı için boru analiz katsayısı |
| C_{ni} | : Eksenel kuvvet hesabı için boru analiz katsayısı |
| C_{vi} | : Kesme kuvveti hesabı için boru analiz katsayısı |
| W_i | : Boru üzerine gelecek yüklerin toplamı |
| D_m | : Boru ortalama çapı |
| ϕ_u | : İçsel sürtünme açısı |
| ν_{ur} | : Poisson oranı |
| p^{ref} | : Referans gerilme |
| R_f | : Göçme oranı |
| A1-A6 | : Toprak basıncının boyutsuz düşey ve yatay bileşenleri |
| $a - v$ | : Düşey ve yatay gerilmeleri elde etmek için boyutsuz katsayılar |
| Bf_o | : Minimum yataklama katsayıları |
| Bf_e | : Yataklama katsayıları |
| Bf_v | : Ana yatak katsayıları |
| G | : Zemin grupları |
| T | : Standart kurulum tipleri |
| B_{dt} | : Hendek genişliği |
| W_d | : Toplam Yük |
| C_d | : Toplam Yükü Bulabilmek İçin Abaktan Seçilen Terim |
| r_{sd} | : Oturma Oranı |
| μ | : Sürtünme Katsayısı |
| p | : Projeksiyon Oranı |
| K | : Rankine Yanal Toprak Basıncı Katsayısı |
| s_m | : Yan Duvarlardaki Basınç Uzaması |
| s_g | : Boruya Komşu Olan Doğal Zemin Yüzeyinin Oturması |
| s_f | : Borunun Yatak İçerisine Doğru Oturması |
| d_c | : Borunun Düşey Eksende Şekil Değişimi |
| N | : Düşey Yükleme ve Dikey Reaksiyona Bağlı Sabit |
| x | : Yanal Basınç Dağılım Fonksiyonu |
| q | : Toplam Yanal Basıncın Toplam Düşey Basınca Oranı |

| | |
|----------------------------|-------------------------------------------------------|
| K | : Modül Numarası |
| n | : Modül Üssü |
| L | : Yükleme Lokasyonu |
| σ_{taban} | : Taban Bölgesindeki Gerilme |
| σ_{yanduvar} | : Yan Duvar Bölgesindeki Gerilme |
| $\sigma_{\text{taç}}$ | : Taç Bölgesindeki Gerilme |
| E_b | : Geri Dolgu Zemininin Rijitliği |
| P, S | : Birincil ve İkincil Dalgalar |
| α | : Rayleigh Sönüm Katsayısı |
| β | : Rayleigh Sönüm Katsayısı |
| M _{dv} | : Dinamik Analizlerde Validasyonda Elde Edilen Moment |
| M _{sv} | : Statik Analizlerde Validasyonda Elde Edilen Moment |
| G _s | : Sekant Kayma Modülü |
| G ₀ | : Çok Düşük Gerinimlerdeki Kayma Modülü |
| $\gamma_{0.7}$ | : Kayma Gerinimi |
| e | : Boşluk Oranı |

Enstitüsü : Lisansüstü Eğitim
Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği
Programı : Geoteknik
Tez Danışmanı : Doç. Dr. Havvanur KILIÇ
Eş Danışman: Dr. Öğr. Üyesi Gökhan YAZICI
Tez Türü ve Tarihi : Yüksek Lisans - Haziran 2021

KISA ÖZET

GÖMÜLÜ BETONARME BORULARIN TASARIMI VE DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ DAVRANIŞLARI

Gömülü betonarme borular, kent yaşamının sürdürülebilmesinde ve en temel ihtiyaçların iletiminde kritik bir rol oynayan altyapı elemanlarıdır. Gömülü boru davranışı, gömüldüğü zeminin rijitliği ve borunun rijitliğine bağlı olarak değişkenlik gösterir ve tasarım zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak yapılmalıdır. Borular zemine gömüldüklerinde, gömülme derinliğine bağlı olarak örtü yükü gerilmelerine, dış kuvvetlere ve trafik yüklerine maruz kalmaktadırlar. Gömülü boru hattı sismik bir zonda yer aldığına ise deprem nedeni ile etkiyecek ilave yüklerle de maruz kalacaktır. Sismik etkilere maruz kalacak gömülü beton boru hatlarında meydana gelecek olası hasarların onarımı aşırı maliyetli ve şehir hayatlarının kesintiye uğramasına neden olacaktır.

Bu tez çalışması kapsamında gömülü betonarme boruların tasarımında kabul görmüş uluslararası yöntemlerin zemin-boru etkileşimi göz önünde bulundurularak, farklı zemin koşulları dikkate alınarak, analitik ve sayısal analizler ile parametrik olarak incelenmesi hedeflenmiştir. Bu kapsamda öncelikle doğrudan tasarım yönteminde dikkate alınabilen Tip 4 kurulum koşullarında gömülen beton boruların tasarımı gerçekleştirilmiştir. Sayısal analiz hesap sonuçları SIDD (Doğrudan Tasarım) yöntemi ile Tip 4 kurulum için belirlenen kesit tesirleri ile karşılaştırılmıştır. Parametrik sayısal analizlerden hesaplanan kesit tesirlerinden yararlanılarak farklı boru çapları ve gömülme derinlikleri için boru imalatında gerekli olan donatı miktarları ASCE 15-98'de belirtildiği gibi hesaplanarak literatüre bir abak kazanımı sağlanmıştır. Ayrıca ülkemizde İller Bankası A.Ş.'nin gömülü beton boru tasarımında yaygın olarak kullandığı gerekli donatı miktarlarının yeterli olup olmadığı da değerlendirilmiştir.

Bu tez kapsamında ayrıca tipik bir gömülü betonarme boru problemi önce konvansiyonel yöntemler olarak adlandırılan dolaylı ve doğrudan tasarım yöntemleri ile daha sonra da zemin-yapı etkileşim problemlerinin çözümünde yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar yöntemi (Plaxis 2D) kullanılarak sayısal analizler ile incelenmiş ve elde edilen hesap sonuçlarının karşılaştırılması yapılmıştır. Böylelikle konvansiyonel yöntemlerin sayısal yöntemlerle kıyaslandığında tasarımda ne ölçüde konservatif davrandığı ve boru-zemin etkileşimini irdelemekte ne kadar başarı sağladığı incelenmiştir. Ülkemizin sismik olarak aktif bir bölgede yer alması ve yaklaşan büyük İstanbul depremi dikkate alınarak belirlenecek deprem etkileri, zemin ve boru malzeme özellikleri ile gömülme koşulları dikkate alınarak sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak zaman tanım alanında dinamik davranış analizleri yapılmıştır. Gerçekleştirilen dinamik analizler sonucunda gömülü betonarme boruların tasarımı ve davranışı sismik etkiler altında incelenmiştir.

Anahtar Sözcükler: Gömülü betonarme borular, sonlu elemanlar analizi, doğrudan tasarım, dolaylı tasarım, dinamik analiz, zemin-yapı etkileşimi.

University : Istanbul Kultur University
Institute : Institute of Graduate Studies
Department : Civil Engineering
Programme : Geotechnical Engineering
Supervisor : Doç. Dr. Havvanur KILIÇ
Co-Supervisor : Dr. Öğr. Üyesi Gökhan YAZICI
Degree Awarded and Date : MSc – June 2021

ABSTRACT

DESIGN OF BURIED REINFORCED CONCRETE PIPES AND THEIR BEHAVIOR UNDER SEISMIC EFFECTS

Buried concrete pipes are vital infrastructures for transportation and sustainability of essential needs of daily life. Behavior of buried concrete pipes are generally in relation with the concrete pipe and its surrounding soils rigidity properties. The reinforced concrete pipe design should be handled by taking into consideration the soil-structure interaction concept. When concrete pipes buried in soil, the pipe meet with reactional overburden stresses, external forces and traffic loads due to burial depth. When buried pipelines are placed in seismic zones, there will be some additional loads due to earthquake action. Seismic effects are should be taking into account when the design is critical in order to prevent possible damages to the concrete pipes which has crucial results in terms of economical and interruption of country life.

In this thesis, the conventional methods for buried concrete pipe design are examined in depth with soil-pipe interaction concept is considered. This study aims to examine the buried reinforced concrete design methods with analytical and numerical parametric studies. In this study, first of all the behavior of the buried reinforced concrete pipe with SIDD Type IV installation is investigated. In this scope, a parametric investigation was conducted with numerical analysis to design a concrete pipe considering soil-structure interaction concept. In numerical analysis, the effects of varying design parameters are investigated such as properties like burial depths and diameter of pipes. Therefore, a reinforcement area chart has been created according to the SIDD Type IV design calculation results which includes internal forces obtained from pipe cross section. Furthermore, these obtained reinforcement areas are compared with reinforcement areas used by Iller Bankası A.Ş which are widely used in our country for buried pipe design. In this study, a typical buried pipe installation with a parametric study taking into account different backfill materials, burial depths and pipe diameters was used to investigate the differences in the design calculations obtained from widely accepted empirical (indirect and direct design) and numerical analysis methods. Numerical analysis handled by using finite element method software Plaxis 2D. In Plaxis 2D geotechnical software, soil-pipe interaction can be easily settled thus buried concrete pipe behavior will be estimated realistically.

Turkey is a tectonically active country and regularly experiences seismic activities. A powerful earthquake in the vicinity of Istanbul is expected in near future. Therefore in this study, there is a parametric dynamic analysis by using Plaxis 2D dynamic module. Dynamic parametric studies and their results have shown us how the pipe design and its behavior changes with an earthquake effect.

Keywords: Buried reinforced concrete pipes, finite element analysis, direct method, indirect method, dynamic analysis, soil-structure interaction.

1. GİRİŞ

1.1 Konunun Özgün Önemi ve Değeri

Tarihteki ilk örnekleri çok eski zamanlara dayanan ve su kanalları, kanalizasyon kanalları biçimlerinde karşımıza çıkan boru hatları günümüzde içme suyu, ısı iletimi, gaz iletimi, elektrik ve telekomünikasyon hatları için ekonomik ve güvenli yapılardır (Moser, 2008). Kent yaşamının sürdürülebilmesinde çok önemli rolü olan gömülü boru hatlarının tasarımı ve inşası ülkelerin yönetmeliklerine uygun olarak yapılmalıdır. Gömülü boru davranışı, gömüldüğü zeminin rijitliği ve borunun rijitliğine bağlı olarak değişkenlik gösterir ve tasarım zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak yapılmalıdır. Borular zemine gömüldüklerinde, gömülme derinliğine bağlı olarak örtü yükü gerilmelerine, dış kuvvetlere ve trafik yüklerine maruz kalmaktadırlar. Gömülü boru hattı sismik bir zonda yer aldığında ise deprem nedeni ile etkiyecek ilave yüklere de maruz kalacaktır. Bu bakımdan sismik olarak aktif bölgelerde boru hatlarının tasarımında, sismik etkilerin de dikkate alınması gerekmektedir (ASCE, 1984). İşlevini yitirmiş boruların kazılarak çıkarılması ve yerine yeni boruların döşenmesi oldukça zor ve maliyetli uygulamalardır. Bu nedenle, özellikle deprem bölgelerine döşenecek boru hatları tasarlanırken titiz ve özenli bir mühendislik çalışması gereklidir. Yapılan bu tez çalışmasının sonucunda elde edilen bulgular ve tartışmalar ile ülkemizdeki gömülü betonarme boru tasarımı ve altyapı çalışmalarına önemli bir katkı sağlayacaktır.

1.2 Hipotez ve Amaç

Gömülü betonarme borular, kent yaşamının sürdürülebilmesinde ve en temel ihtiyaçların iletiminde kritik bir rol oynayan altyapı elemanlarıdır. Sismik etkilere maruz kalacak gömülü beton boru hatlarında meydana gelecek olası hasarların onarımı

aşırı maliyetli ve şehir hayatlarının kesintiye uğramasına neden olacaktır. Bu tez çalışması kapsamında gömülü betonarme boruların tasarımında kabul görmüş uluslararası yöntemlerin zemin-boru etkileşimi göz önünde bulundurularak, farklı zemin koşulları dikkate alınarak, analitik ve sayısal analizler ile parametrik olarak incelenmesi hedeflenmiştir. Bu tez çalışması kapsamında öncelikle doğrudan tasarım yönteminde dikkate alınabilen SIDD Tip 4 kurulum koşullarında gömülen beton boruların tasarımı gerçekleştirilmiştir. Sayısal analiz hesap sonuçları SIDD yöntemi ile Tip 4 kurulum için belirlenen kesit tesirleri ile karşılaştırılmıştır. Parametrik sayısal analizlerden hesaplanacak kesit tesirlerinden yararlanılarak farklı boru çapları ve gömülme derinlikleri için boru imalatında gerekli olan donatı miktarları ASCE 15-98'de belirtildiği gibi hesaplanarak literatüre bir abak kazanımı sağlanmıştır. Ayrıca ülkemizde İller Bankası A.Ş.'nin gömülü beton boru tasarımında yaygın olarak kullandığı gerekli donatı miktarlarının yeterli olup olmadığı da değerlendirilmiştir.

Bu tez çalışması kapsamında ayrıca tipik bir gömülü betonarme boru problemi önce konvansiyonel yöntemler olarak adlandırılan dolaylı ve doğrudan tasarım yöntemleri ile daha sonra da zemin-yapı etkileşim problemlerinin çözümünde yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar yöntemi (Plaxis 2D) kullanılarak sayısal analizler ile incelenmiş ve elde edilen hesap sonuçlarının karşılaştırılması yapılmıştır. Böylelikle konvansiyonel yöntemlerin sayısal yöntemlerle kıyaslandığında tasarımda ne ölçüde konservatif davrandığı ve boru-zemin etkileşimini irdelemekte ne kadar başarı sağladığı incelenmiştir. Ülkemizin sismik olarak aktif bir bölgede yer alması ve yaklaşan büyük İstanbul depremi dikkate alınarak belirlenecek deprem etkileri, zemin ve boru malzeme özellikleri ile gömülme koşulları dikkate alınarak sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak zaman tanım alanında dinamik davranış analizleri yapılmıştır. Gerçekleştirilen dinamik analizler sonucunda gömülü betonarme boruların tasarımı ve davranışı sismik etkiler altında incelenmiştir. Çalışma sonucunda elde edilen bulgular literatürde yer alan bulgular ile kıyaslanmış ve önerilerde bulunulmuştur. Bu tez çalışmasının ülkemizdeki gömülü betonarme boru tasarımına ve bu altyapı elemanlarının güvenliğine dair önemli katkıları olacağına inanılmaktadır. Tez çalışmasının adımlarına ait akış diyagramı Şekil 1.1'de verilmiştir.

1.3 Araştırma Soruları ve Akış Diyagramı

Araştırma Sorusu 1: Doğrudan Tasarım Tip 4 kurulum yöntemi kullanılarak yapılacak analitik ve sayısal analizler ile parametrik çalışma sonucunda elde edilen bulguların gömülü betonarme boru tasarımına etkileri neler olmuştur? Ülkemizde kullanılan donatı alanları ile karşılaştırıldığında hangi sonuçlar elde edilmektedir?

Araştırma Sorusu 2: Konvansiyonel yöntemler olarak adlandırılan dolaylı ve doğrudan tasarım kullanılarak yapılacak olan analitik analiz ve Plaxis 2D yazılımı ile yapılan sayısal parametrik analiz çalışmasının sonucunda elde edilen bulguların gömülü betonarme boru tasarımına etkileri nelerdir?

Araştırma Sorusu 3: Plaxis 2D yazılımında dinamik modül kullanılarak yapılacak olan zaman tanımlı dinamik analizlerin ve parametrik çalışmanın sonucunda erişilen bulguların gömülü betonarme boru tasarımına etkileri nelerdir?

1. Tez çalışmasındaki her iki problem üzerinde yapılacak parametrik çalışmaya uygun biçimde girdilerin tanımlanması.
2. Doğrudan Tasarım (SIDD) Tip 4 kurulum yöntemi kullanılarak yapılacak problemin üzerinde MS Excel yazılımında üretilen algoritma ile analitik analiz yapılması. İlgili problemin Plaxis 2D sonlu elemanlar yazılımında sayısal modelinin oluşturulup referans çalışmadaki arazi deneyi ile kalibrasyonunun sağlanması ve tanımlanan girdilere uygun bir şekilde parametrik çalışma yapılması.
3. Parametrik çalışma sonucunda elde edilen bulguların İller Bankası A.ř. verileri ile karşılaştırılması, tartışılması ve literatüre abak kazandırılması.
4. Konvansiyonel yöntemler olarak adlandırılan dolaylı ve doğrudan tasarım kullanılarak yapılacak olan tipik bir gömülü betonarme boru probleminin tasarımında MS Excel yazılımında üretilen algoritma ile analitik analiz yapılması. İlgili problemin Plaxis 2D sonlu elemanlar yazılımında sayısal modelinin oluşturulması ve parametrik sayısal analizlerinin gerçekteştirilmesi.
5. Gömülü betonarme boru probleminin Plaxis 2D dinamik modül kullanılarak sayısal modele 12 adet deprem ivme kayıtları etkilerek dinamik analizlerinin gerçekteştirilmesi. Dinamik analizlerden elde edilen çıktıların statik sayısal analizler ile kıyaslanması, tartışılması. Statik ve dinamik analiz çıktılarının literatürdeki benzer çalışmalar ile karşılaştırılarak, bulgularının değerlendirilmesi.

şekil 1.1: Tez çalışmasının adımlarına ait akış diyagramı

1.4 Parametre Değişimlerinin İncelenmesi ve Değerlendirilmesi

Tez çalışması kapsamında analitik ve sonlu elemanlar yöntemi ile hesaplar yapılmıştır. Tezin ilk adımında (Wong, 2006)'da SIDD Tip 4 kurulum koşullarında gömülen bir betonarme borunun arazi deneyinin ölçümleri dikkate alınarak sayısal modelin doğrulaması yapılmıştır. Sayısal modelin doğrulamasından sonra sonlu elemanlar modelinde boru çapı ve geri dolgu yüksekliği değişiminin boru tasarımına etkileri incelenmiştir.

Parametrik sayısal analizlerden elde edilen boru çapları ile dolgu yüksekliklerine bağlı sarmal donatı alanlarının değişimini gösteren bir abak literatüre kazandırılmıştır. Elde edilen donatı alanları ülkemizde yaygın olarak kullanılan İller Bankası A.Ş.'nin güncel olarak kullandığı boru çaplarına karşılık gerekli donatı alanları ile kıyaslanmıştır. Böylelikle bu çalışma, ülkemizde yapılan betonarme boru tasarımlarının ekonomik olup olmadığı hakkında önemli bulgular sunmaktadır.

Çalışmanın ikinci adımında ise tipik bir gömülü betonarme boru problemi önce konvansiyonel yöntemler ile yazar tarafından yazılmış olan MS Excel algoritması ile analitik olarak çözülmüştür. Daha sonra parametrik analitik analizler, Plaxis 2D programı ile sayısal modelin oluşturulması ile yapılan parametrik sayısal analizler ile kıyaslanmıştır.

Tez çalışmasının ikinci kısmındaki deprem etkisinin boru tasarımına etkisinin görülmesi için oluşturulan sayısal modelde uygulanan parametrik dinamik analizler ile farklı sismik koşullarda ve farklı gömülme koşullarında betonarme boruların davranışları incelenmiştir. Bu çalışma kapsamında incelenen tasarım yöntemlerinin (konvansiyonel yöntemler ve sayısal yöntem) farklı koşullar için olumlu ve olumsuz yönleri ele alınmış ve kesit boyutlandırmasında kullanılacak yöntemin seçiminde tartışmalar ve öneriler belirtilmiştir.

Tez çalışması kapsamındaki parametrik çalışma sonuçlarına dayanılarak, ülkemizdeki yapılacak betonarme boru tasarımlarının ve bu altyapı elemanlarının hizmet ömrü

boyunca daha az hasar ve zaman kaybına neden olması beklenmektedir. Böylece boru hatları maliyetindeki bu azalmanın ülke ekonomisine katkı sağlayacağı düşünülmektedir.



2. GÖMÜLÜ BETONARME BORULAR

2.1 Gömülü Boruların Tanımı ve Önemi

Yeraltı boruları, insanların günlük yaşam standartlarının gelişmesinde uygarlığın doğuşundan beri yardımcı olmaktadır. Günümüze bakıldığında gömülü borular, birçok farklı amaçla kullanılmaktadır. Gömülü boruların gaz hatları, içme suyu hatları, menfezler, kanalizasyon hatları gibi kullanım alanları bulunmaktadır.

Kent yaşamının sürdürülebilmesinde önemli rol taşıyan bir yapı olan gömülü boru hatları, tasarımında ve uygulanmasında itinalı bir süreç gerektirir. Tarihteki ilk örnekleri çok eski zamanlara dayanan ve su kanalları, kanalizasyon hatları formunda karşımıza çıkan boru sistemleri günümüzde içme suyu sistemleri, ısı iletim sistemleri, gaz hattı sistemleri gibi kullanım varyasyonlarıyla karşımıza bir problem olarak çıkar (Moser, 2008). Günlük yaşantımızı etkileyen ve büyük problemler oluşturan bu yapılar, zemin-yapı etkileşiminde incelenmesi gereken yapılardır. Günümüzde boru hatları, modern hayatın en önemli altyapısal elemanlarıdır. Gaz, petrol, içme suyu, yağmur suyu ve kanalizasyon ağlarının ulaşımını sağlayan elemanlardır (Zhou, 2017; Khemis, 2016; Tee, 2013). Boru hatları aynı zamanda elektrik ve telekomünikasyon hatları için ekonomik ve güvenli yapılardır (Moser, 2008). Gömülü boruların ve menfezlerin tasarımı toplumdaki mühendislik işlerinin en önemli alanlarından biridir. Bu boru hatları genellikle zemin içine gömülerek doğal tehlike, sabotajlardan ve afetlerden korunmaktadırlar. Zemin içine gömülen boruların analizleri zemin-boru etkileşimi irdelenerek yapılması boru tasarımında önemli rol oynamaktadır. Genel olarak borular, sismik tehlikelere karşı kontrol sağlamada modern hayatta efektif bir rol oynamaktadırlar. Borular zemine gömüldüklerinde çeşitli dış kuvvetlere ve zemin içerisindeki basınçlara ve trafik yüklerine maruz kalmaktadırlar. Gömülen borunun

davranışı, gömüldüğü zeminin rijitliği ve borunun rijitliği ile ilişkilidir. Gömülü borular, zemin özelliklerinden yüksek oranda etkilenmektedirler. Gömülü borular, yük transferi sağlayan ve destekleyici mukavemet barındıran elemanlar oldukları için gömülü boruların davranışı incelenirken zemin-boru etkileşimi mutlaka göz önünde bulundurulmalıdır. Zemin-boru etkileşiminin doğru bir biçimde tahmin edilememesinin boru hattı tasarımı hususunda ağır sosyo-ekonomik sonuçları olabilmektedir (Robert, 2015). Gömülü boruların ve menfezlerin tasarımı toplumda mühendislik işlerinin en önemli alanlarından biridir. Gömülü boru hattı sismik bir zonda yer aldığındaki deprem sırasında etkilenebilmektedir. Bir boru hattı sistemi zarar gördüğünde bunun onarılması boru hattı gömülü olduğu için ekonomik açıdan büyük problemler doğurmaktadır ve boru hattı zarar gördüğünde ulaştırmada yeğin problemler meydana gelmektedir (ASCE, 1984).

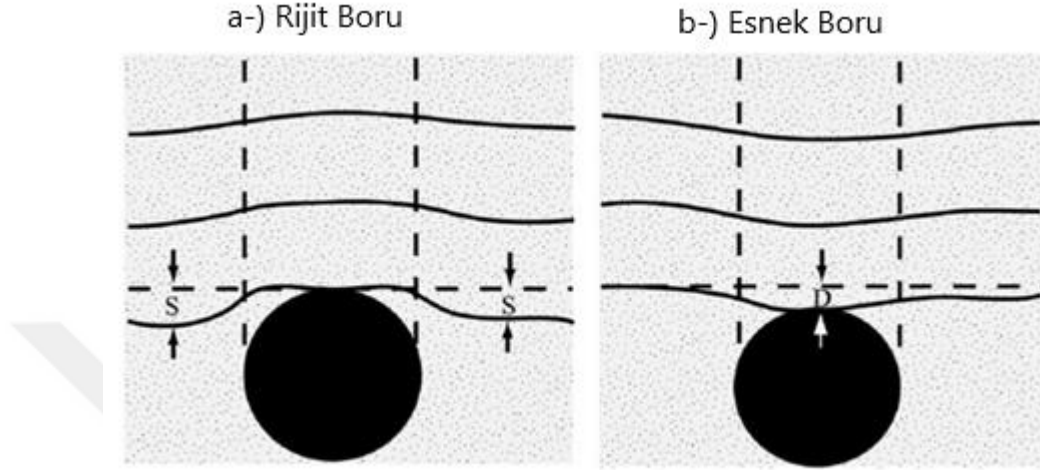
2.2 Gömülü Boru Tipleri

Boru tesisatı malzemelerinde rijit betondan esnek plastik malzemelere kadar geniş bir çeşitlilik bulunmaktadır. Farklı malzeme özellikleri boruya rijitlik, mukavemet, esneklik gibi değişik avantajlar sağlamaktadır. Borunun, gömüldüğü zemin içerisinde maruz kaldığı dış yüklerle karşı dirençli ve uzun süre dayanımlı olması beklenmektedir. Boru üretiminde genellikle rijit ve esnek boru olmak üzere 2 tip sınıflama bulunmaktadır.

Esnek boru, yenilme ve göçme emareleri göstermeden %2'den fazla şekil değiştirebilen borulardır. Esnek borular, düşey yüklemelere karşı dayanımının çoğunu kendisine komşu olan geri dolgu zemin malzemesinden almaktadır. Çelik ve plastik borular genelde esnek olarak kabul edilmektedirler. Bu özelliklere sahip olmayan borular rijit boru olarak tanımlanmaktadır (Moser, 2008).

Rijit borular, borulara karşı olan toprak basıncını yeterince yansıtmamaktadır. Rijit borularda zemin, borulara etkileyen yük olarak karşımıza çıkmaktadır. Rijit borular donatılı, donatısız beton borular ve sırlı kil boruları içermektedirler. Donatısız beton ve kil borular iç basınçları karşılamak için genellikle kullanılmamaktadırlar. Çekme donatısı ile birlikte rijit borular basınç borusu olarak iyi hizmet sunmaktadırlar

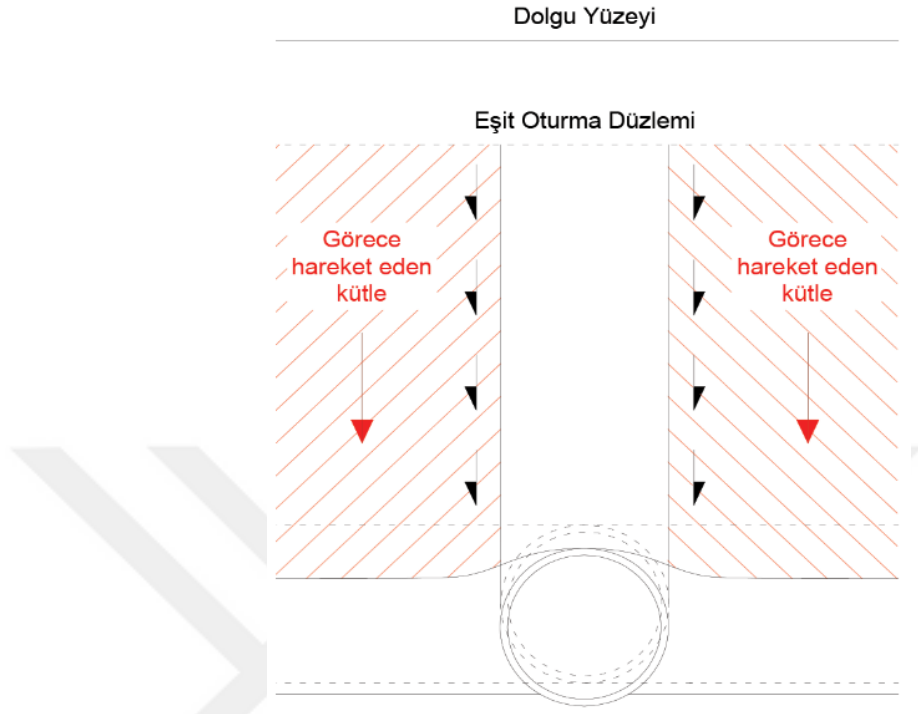
(Watkins, 2000). Şekil 2.1’de rijit ve esnek boru için zemin-yapı etkileşimi gösterilmiştir. S, rijit boru için geri dolgunun oturmasını, D ise zemin basıncı altında esnek borunun eğilmesini temsil etmektedir (AWWA Manual M-11, Steel Pipe Design and Installation, American Water Works Association, 1964).



Şekil 2.1: Zemin oturmasının a) Rijit boruda, b) Esnek boruda etkisi.

Rijit boru, onu sarmalayan zeminden daha rijittir. Çoğunlukla dış yüklere karşı dayanımı kendi rijitlik özelliklerine ve mukavemetine bağlıdır. Fakat bununla birlikte, iyi bir yataklama malzemesi ve geri dolgu malzemesi ile rijit boruların yük taşıma kapasitesi yaklaşık 4 kat artırılabilir. Esnek boru ise zeminden düşey yüklere karşı deforme olmamasını zeminden gelen yatay itme kuvveti ile sağlamaktadır.

Boru rijitliği, gömülü bulunduğu zemin ortamının rijitliğinden genellikle farklıdır. Bu nedenle, borunun üzerinde yer alan zemin prizması ile komşu zemin prizmaları arasında bir görece hareket söz konusudur. Bu hareketin yönü ve büyüklüğü boru üzerine etkileyen zemin gerilmelerinin büyüklüğünü etkilemektedir. Rijit (betonarme) borularda boru çevresinde yer alan geri dolgu boruya göre daha fazla sıkışacağından, boru üzerindeki zemin prizması ile yan zemin prizmaları ara yüzeylerinde aşağı yönlü kayma kuvvetleri gelişir (Şekil 2.2). Görece hareketin büyüklüğüne bağlı olarak yan zemin prizması nedeniyle oluşan gerilmeler rijit boru üzerine aktarılır. Bu nedenle rijit boruların tasarımında gömülme koşullarına bağlı olarak boruya aktarılacak gerilmelerin gerçekçi olarak tahmini önemlidir (Kılıç ve Akınay, 2019).

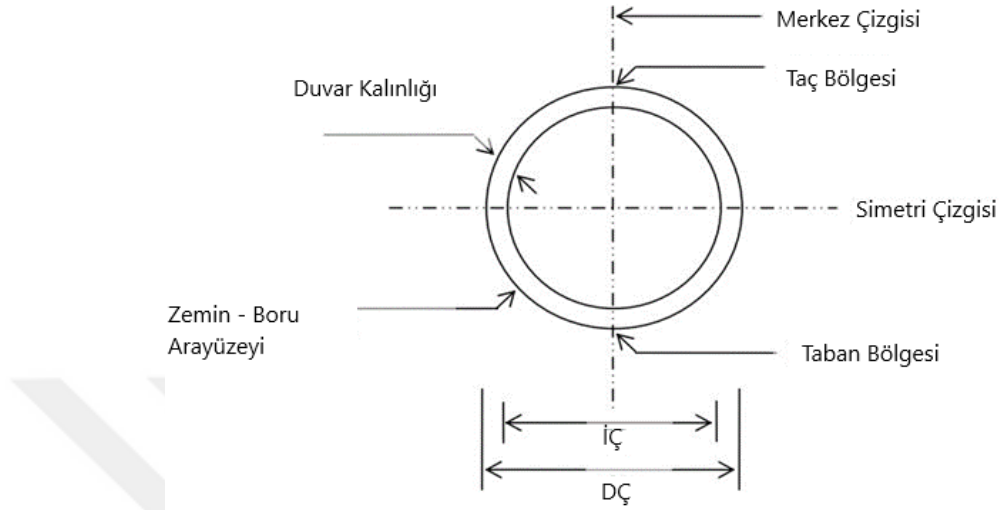


Şekil 2.2: Gömülü beton boru-zemin etkileşimi (Kılıç ve Akınay, 2019)

Betonarme borular yıllar boyu geniş çaplı bir biçimde kullanılmaktadırlar. Genellikle güvenilir ve stabil uzun vadeli performanslar göstermektedirler. 1890'lı yılların sonunda ön dökümlü beton borular Ontario, Kanada'da fark edilebilir bir endüstri haline gelmiştir. Ontario Beton Boru Derneği (OCPA) 1957 yılında kurulmuştur ve yüksek kalitede beton boru ürünleri imalatı için birçok endüstriyel ve devlet kurumlarına katılmıştır. Kanada Beton Boru Derneği (CCPA) ise 1992 yılında kurulmuştur (OCPA, 2010). Dairesel kesitli betonarme boru (RCP) bir asır boyunca kullanılmakta ve birçok durumda güvenilir, uzun vadede dayanımlı su iletme opsiyonu olarak bilinmektedir. Karayollarında her zaman ideal bir yapı elemanıdır çünkü dairesel yapısı ve yüksek eğilme rijitliğine sahip olması düşük sehimler göstermesini sağlamaktadır (Moore, 2001).

Dairesel kesitli bir betonarme borunun geometrisi aşağıda Şekil 2.3'te verilmiştir. Boru kesitini düşey ekseninde merkezinden geçen çizgiye düşey simetri çizgisi, yatay ekseninde merkezinden geçen çizgiye yatay simetri çizgisi denmektedir. Borunun üst

noktası taç, alt noktası taban olarak adlandırılmaktadır. Yatay simetri çizgisinin kestiği noktalar yan duvarlar olarak ifade edilir. Duvar (et) kalınlığı ise boru dış çapı ile iç çapı arasındaki kalınlıktır.



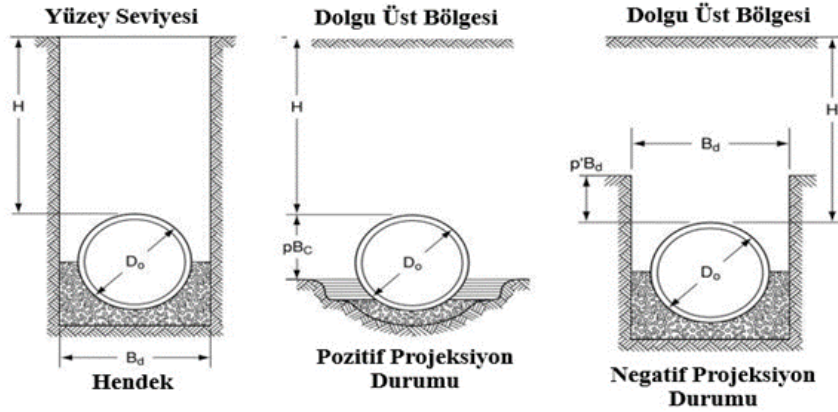
Şekil 2.3 : Dairesel kesitli borunun kesit geometrisi (Mada, 2005)

2.3 Boruların Gömülme Durumları

Gömülü boruya iletilen toprak yükü büyük oranda gömülme durumuna bağlıdır. Yaygın olarak Hendek, Pozitif Projeksiyon ve Negatif Projeksiyon olmak üzere 3 tip gömülme durumu vardır. Boru hatları, eğer konvansiyonel açık kazı ve geri dolgu yöntemleri uygun değilse aynı zamanda ittirme ve tünel açma yöntemleriyle de kurulabilir (ACPA, 2011).

Yerleştirme durumlarına göre gömülü boru tipleri Şekil 2.4'te verilmiştir. Şekil 2.4a'da hendek kurulumu gösterilmiştir. Burada zemin yüzeyinden itibaren, borunun gömüleceği derinliğe kadar B_d genişliğinde hendek açılır ve boru yerleştirilerek, üzeri H yüksekliğinde geri dolgu malzemesi ile kapatılır. Pozitif projeksiyon (Şekil 2.4b) kurulumunda boru doğal zemin yüzeyinde bir yatağa veya sıkıştırılmış dolgu üzerine yerleştirilir ve sonra üzerine H yüksekliğinde zemin dolgusu imal edilir. Pozitif projeksiyonlu boru yerleşimi genellikle dolgular içerisinde kalacak boruların yerleşiminde uygulanır. Negatif Projeksiyon (Şekil 2.4c) kurulumunda, borunun üst kısmı doğal zemin yüzeyinden veya sıkıştırılmış dolgudan daha aşağıda kalacak bir

derinlik seviyesinde B_d genişliğinde açılan sığ bir hendeğe yerleştirilmekte ve daha sonra dolgu üst seviyesine kadar zemin dolgusu ile kaplanmaktadır (ACPA, 2011).



Şekil 2.4: Yerleştirme Durumlarına Göre Gömülü Boru Tipleri a) Hendek b) Pozitif Projeksiyon c) Negatif Projeksiyon Kurulumu (ACPA, 2011)

3. BETONARME BORU TASARIM YÖNTEMLERİ

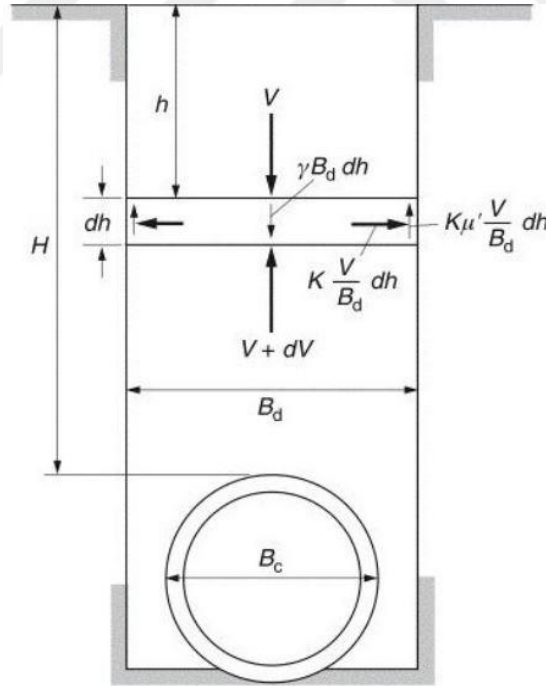
3.1 İlk Teoriler

Gömülü betonarme boruların tasarımı kapsamında günümüzde dolaylı tasarım ve doğrudan tasarım yöntemi olmak üzere 2 ana tasarım yöntemi mevcuttur. Betonarme boru, geçtiğimiz asır boyunca yarı-ampirik tasarım yöntemleriyle iyi performanslar vermiştir. Tarihsel sürece bakıldığında, 1900'lü yıllara kadar boruların tasarımını gerçekleştirmek amacıyla küçük çaplı çalışmalar yapılmıştır. 1770 yılında Antonie Chezy akım denklemlerini geliştirmiştir. Şehirlerin gelişmesiyle birlikte gömülü borulara ve bu boruların gerekli dayanımı sağlamaları için tasarım yöntemleri ihtiyaçları ortaya çıkmıştır. Beton borulara donatı eklenmesiyle birlikte bu borulara etkileyen yüklere karşı taşıma kapasiteleri artmış ve beton boruların dayanım kriterleri belirlenmeye başlanmıştır. Marston ve Anderson (1913) hendek ortamına yerleştirilmiş rijit bir borunun taç düzeyine etkileyen düşey gerilme hesabında, Janssen

(1895)'in Silo Teorisi'ni temel almıştır. Bu hesaplarda, boru üzerindeki zemin prizması ağırlığı ve ilave hareketli yük ile hendek yan duvarları ile geri dolgu arasındaki sürtünme de dikkate alınmaktadır (Sargand vd.1995; Spangler, 1933).

Marston, 1910'lu yılların başlarında gömülü borulara etkiyen yükler alanında ilk akademik çalışmalara imza atmıştır. Marston, ilk olarak zemin mekaniğinin temellerini kullanarak gömülü borunun üzerindeki zemin yüklerini hesaplayan bir yöntem geliştirmiştir.

1910'lu yıllarda geliştirilen Marston'ın yük teorisinde borunun üst kısmındaki düşey yüklerin, borunun üstündeki zemin prizması ve ilave hareketli yükten oluştuğu kabul edilmiştir. Teoride ayrıca hendek yan duvarları ve geri dolgu malzemesinin arasındaki sürtünmeden kaynaklı olarak düşey basıncın azalması da dikkate alınmıştır. Zemin prizmasındaki kemerlenme etkisi boru üzerine gelen düşey yüklerin büyük bir kısmının boru tarafından karşılanacağını belirtmiştir. Bu ifadelerden yola çıkılarak Marston yük teorilerindeki hendek geometrisi Şekil 3.1'de gösterilmiştir.



Şekil 3.1.1 : Marston Teorilerindeki Hendek Geometrisi (Spangler & Handy, 1982)

Marston, 1930'lu yıllarda gömülü borulara etkiyen zemin yükünü ifade etmek amacıyla aşağıdaki Denklem (3.1.1)'i geliştirmiştir. Dolaylı tasarım yöntemini uygulayabilmek için öncelikle boruya etkiyen yüklerin hesaplanması gerekmektedir.

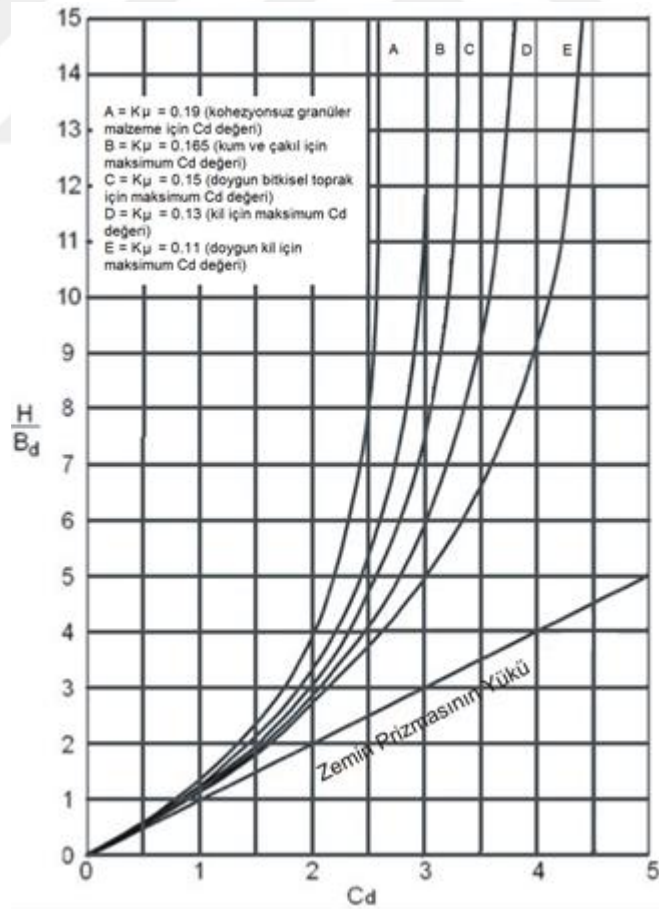
$$W_d = C_d \gamma B d^2 \quad (3.1.1)$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu' \frac{H}{Bd}}}{2K\mu'} \quad H \leq H_c \text{ ise} \quad (3.1.2)$$

$$r_{sd} = \frac{(sm+sg)-(sf+dc)}{sm} \quad (3.1.3)$$

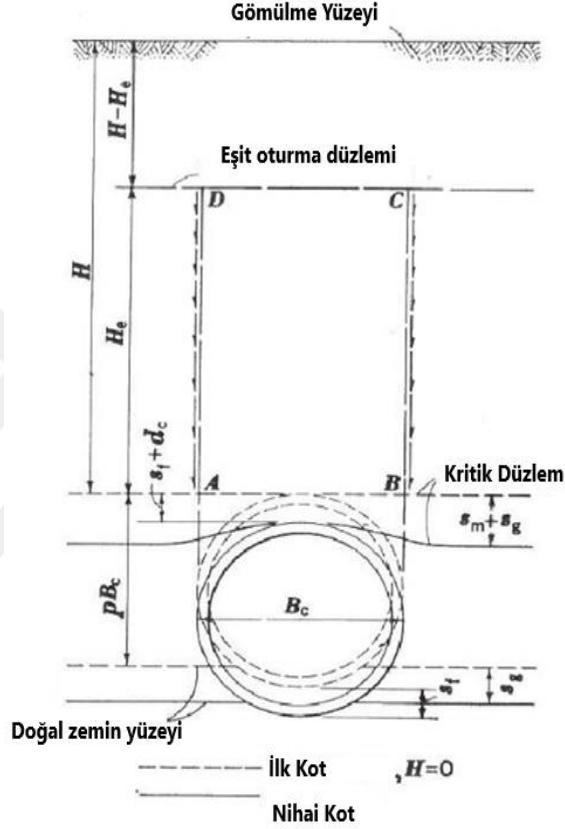
$$\mu = \tan\phi' \quad (3.1.4)$$

Borudaki zemin dolgunun ağırlığı Denklem (3.1.1) ile hesaplanmaktadır. C_d terimi Denklem (3.1.2)'de tanımlanmıştır. Bd hendek genişliğini, H ise dolgu yüksekliğini ifade eder. C_d parametresi H/Bd oranına ve $K\mu'$ değerlerine göre Şekil 3.1.2'de görülen abak yardımıyla seçilebilmektedir. Oturma oranı (r_{sd}), borunun üzerindeki zemin prizması ile komşu zeminin arasındaki bağılı oturmadır. Denklem (3.1.3) ile gerekli abaklardaki değerlerle hesaplanabilmektedir (Moser, 2008). Şekil 3.1.3'te oturma oranının belirlenmesinde kullanılan boru geometrisi gösterilmektedir.



Şekil 3.1.2 : C_d parametresinin belirlenmesi (Spangler & Handy, 1982)

Projeksiyon oranı (p) ise orijinal zeminin üzerindeki borunun düşey mesafesinin dış çapına bölünmesiyle elde edilmektedir. Denklemlerdeki K değeri, Rankine yanıl toprak basıncı katsayısını ifade ederken, γ değeri zemin birim hacim ağırlığını, μ sürtünme katsayısını ifade eder ve φ' değeri zeminin içsel sürtünme açısıdır (Moser, 2008).



Şekil 3.1.3: Oturma oranının belirlenmesi için belirlenen gömülü boru geometrisi (Spangler, 1960)

Oturma oranının belirlendiği $r_{sd} = \frac{(s_m + s_g) - (s_f + d_c)}{s_m}$ (3.1.3) denkleminde:

s_m = Yan dolgu zeminin oturması,

s_g = Boruya komşu olan doğal zemin yüzeyinin oturması,

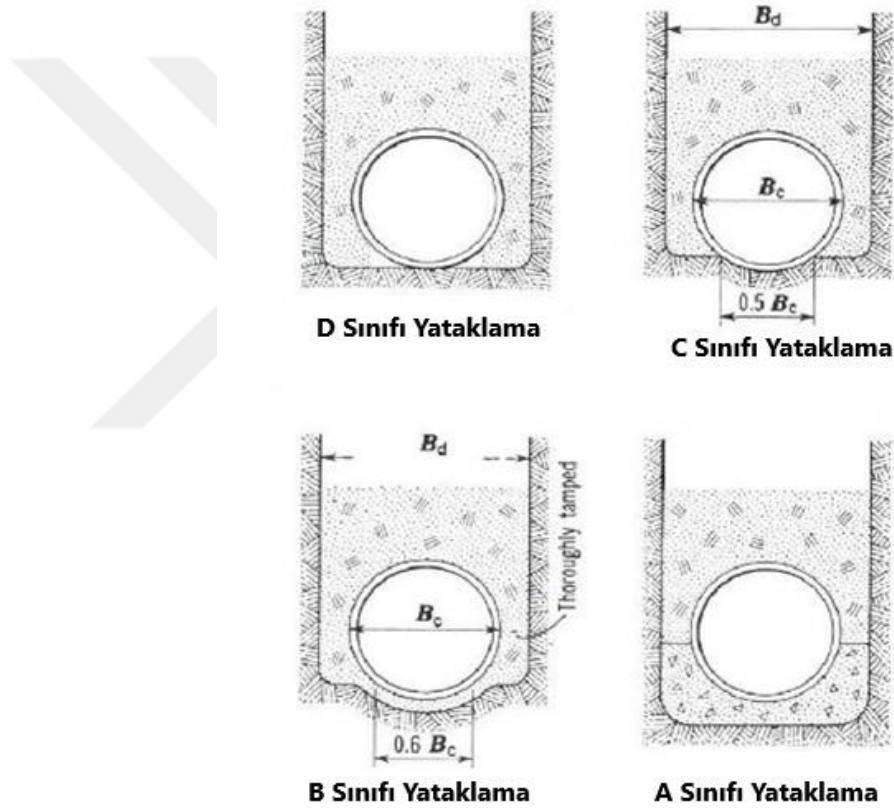
s_f = Borunun yatak içerisine doğru oturması,

d_c = Borunun düşey ekseninde şekil değişimi

Schlick, 1932 yılında Marston'ın düşey yükleri hesaplayan denklemlerini incelemiştir.

Bulgularında Marston'ın yük teorisinde boruya etkiyen düşey yüklerin tahmini

hususunda dolgu yüksekliği (H) ve oturma oranı (r_{sd})'ye bağlı olarak borunun dış çapının 3 katından daha fazla genişlikte açılan hendekler için kullanılabileceğini ifade etmiştir (Schlick, 1932). Spangler, 1933 yılında rijit borunun dayanımını ölçmek için üç-kenarlı deneyi (TEB) kullanarak borunun dayanımı ile deneyin verdiği dayanım arasındaki orandan bir yük faktörü elde etmiştir. Bu yük faktörü, daha sonra yapılan çalışmalarla geliştirilerek yataklama katsayısı olarak kullanılmıştır. Spangler, bu dayanım limitini çatlama yükü olarak değerlendirip, boru duvarında 0.01 inç çatlak genişliği oluşturan yük olarak ifade etmiştir. Spangler aynı zamanda yataklama faktörünün boru yataklama sınıflarına bağlı olduğunu bulmuştur (Spangler, 1960). Şekil 3.1.4'te Spangler yataklama sınıflamaları gösterilmektedir.



Şekil 3.1.4 : Spangler Yataklama Sınıfları (Spangler, 1960)

Sınıf A = Boru beton bir yatağa yerleştirilir.

Sınıf B = Boru yatay simetri çizgisinin altına sıkıştırılmış, iyi derecelenmiş daneli geri dolgu malzemesi kullanılarak yerleştirilir.

Sınıf C = Olağan bir biçimde daneli geri dolgulu zemine yerleştirilir.

Sınıf D= İzin verilmeyen yatak sınıfıdır. Geri dolgu yerleşimine özen gösterilmemektedir.

Spangler, yaptığı çalışmalarda belirttiği yataklama sınıflarının yanı sıra yataklama katsayıları için de bir formül geliştirmiştir. Denklem (3.1.5)'e göre B_f , yataklama katsayısını ifade etmektedir.

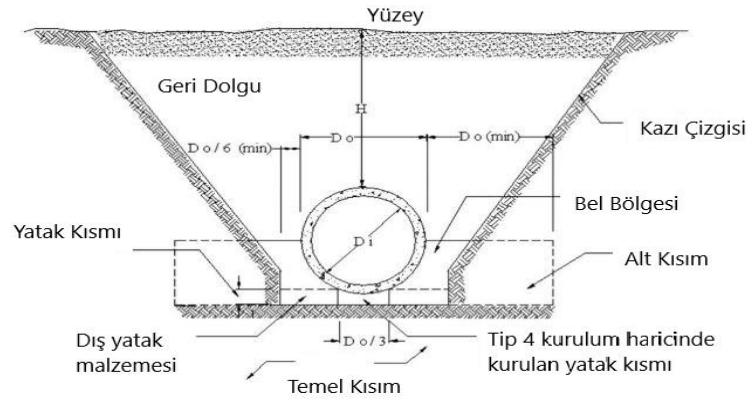
$$B_f = \frac{1.431}{N-xq} \quad (3.1.5)$$

N düşey yükleme ve düşey reaksiyona bağlı bir sabit, x yanal basınç dağılım fonksiyonu ve q ise toplam yanal basıncın toplam düşey basınca oranıdır.

Gömülü boru hatlarında amaçlanan yapısal performansın elde edilebilmesi için yönetmeliklere uygun bir yataklama ve geri dolgu uygulaması gereklidir. Yatak ve dolgu malzeme özellikleri temel zemini koşullarına, boru cinsine, kullanım amacına ve boru üzerine etkileyen statik ve dinamik yüklere vb. birçok faktöre göre değişebilir. Genellikle su, atık su ve drenaj borusu uygulamalarında Amerikan Su İşleri Birliği (AWWA) tasarım kılavuzlarına ve standartlarına, ASTM ve AASHTO'nun yürürlükteki standartlarına uyulmaktadır. Ayrıca beton borular için doğrudan tasarım yöntemi (ASCE 15-98) veya bazı üretici firmaların geliştirdiği özel tasarım kılavuzları dikkate alınmaktadır (Rajah, 2012). Bu tasarım kılavuzlarında yataklama ve dolgu malzemeleri için açıklamalar ve sınıflandırmalar yer almakta, böylece tasarımın öngörülen servis süresi boyunca sorunsuz işlev görebilmesi için yeterli dayanıma ve/veya rijitliğe ve duraylılığa sahip olması sağlanabilmektedir. Gömülü beton boruların tasarımında genellikle doğrudan ve dolaylı tasarım yöntemi olarak bilinen yöntemler kullanılır. Bu yöntemlerin detayları ve avantaj-dezavantajları Erdoğmuş vd. (2009)'da ayrıntılı bir şekilde sunulmuştur. Allard ve Naggar (2016)'da doğrudan tasarım yönteminde kullanılan Heger basınç dağılımının zemin-yapı etkileşimi kapsamında doğruluğu ve uygulanabilirliğini parametrik sayısal analizler ile araştırılmıştır.

Beton boruların kurulumu AASHTO LRFD (2014) Köprü Tasarım Şartnamesi, Bölüm 27 veya ASCE 15-98'e uygun olarak gerçekleştirilir. Şekil 3.1.5'te hendek veya dolgu durumunda boru gömülmesi ve boru gömülme terminolojisi gösterilmiştir. Burada D_o boru dış çapı, D_i boru iç çapı, H boru tacından zemin yüzüne olan dolgu yüksekliğini

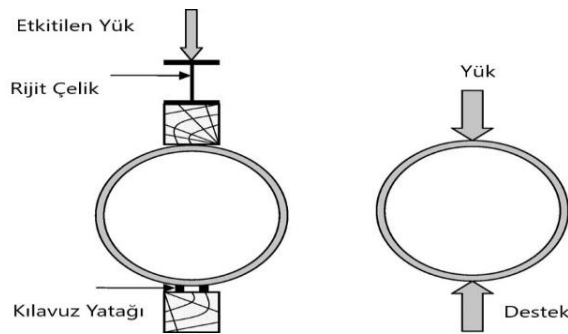
göstermektedir. Boru tabanında boru çapının $1/3D_o$ kadarlık bölümü (orta yatak) olarak ifade edilerek genellikle gevşek bırakılmaktadır.



Şekil 3.1.5: Standart hendek/dolgu kuruluşu (ACPA, 1993)

3.2 Dolaylı Tasarım Yöntemi

Marston ve Spangler'in çalışmaları, hala günümüzde kullanılmakta olan dolaylı tasarım yönteminin temellerini oluşturmuştur. Dolaylı tasarım yöntemi, boruya etkileyen toplam zemin ve yüzey yüklerinin ampirik yöntemler ile hesaplanmasını içerir. Bu yöntem, üç-kenarlı deneyde oluşan 0.01 inç (0.254mm)'lik çatlama kriteri ile beton boru dayanımının elde edilmesi esasına dayanmaktadır. Bu deneyin şematik gösterimi Şekil 3.2.1'de gösterilmiştir. Yönteme göre, hendekte boru taç bölgesi üzerine etkileyen gerilmeler boru tarafından taşınmaktadır. Borunun mukavemeti, eşdeğer üç-kenarlı deney yükü olarak da bilinen toplam yükün yataklama katsayısına oranı ile elde edilen yük ile belirlenir. Zemin yükü, eşdeğer üç-kenarlı deney (TEB) yüküne bir yataklama faktörü B_f ve güvenlik katsayısı $F.S$ ile dönüştürülmektedir.



Şekil 3.2.1: Üç Kenarlı Deney (TEB) ve boru yükleme durumu (Erdogmus, Skourup ve Tadros, 2010)

Üç-kenarlı deney yükü betonarme boru tasarımı için temsili bir değerdir ve deneyde borunun göstereceği performans kalite kontrol kriteri olarak değerlendirilir. Bu yöntemde, tasarım yükü (D-Yükü) Denklem 3.2.1 ile hesaplanır. Bu eşitlikte, W toplam yük, B_f yataklama katsayısı, F.S güvenlik katsayısı (1.25 ve 1.5 arasında alınabilir) ve D_i boru iç çapıdır.

$$D\text{-yükü} = \frac{W}{B_f} \times \frac{F.S}{D_i} \quad (3.2.1)$$

Yataklama katsayısı, gömülü borunun destekleyici mukavemetinin üç-kenarlı deneyden hesaplanan boru mukavemetine oranıdır. Dolaylı tasarım yönteminde Marston (1930)'un geliştirdiği 4 adet geleneksel kurulum sınıfları kullanılır. Bu kurulum sınıfları, yataklama kalitesine göre en elverişsiz durum olan D sınıfından en kaliteli yataklama sınıfı A'ya doğru sıralanmaktadır. Dolaylı tasarım yönteminde Denklem 3.2.1'de görüldüğü üzere gerekli destekleyici dayanım yükü; yataklama faktörü, toplam yük ve güvenlik sayısının bir fonksiyonudur. Elde edilen bu yük üç-kenarlı deney (TEB) yüküdür. Bu yük, D-yükü olarak da bilinen tasarım mukavemeti yükü, boru iç çapına (D_i) bölünerek dönüştürülmektedir. D-yüküne göre ASTM C76 Şartnamesinden ilgili boru sınıfları, beton dayanımları, boru duvar kalınlıkları ve donatılendirme gereksinimleri seçilmektedir. Yaygın sınıflamalar arasında 50D, 65D, 100D ve 140D yer almaktadır. Elde edilen boru sınıflarına ve D-Yüküne göre boru et kalınlıkları, boru çapları, gerekli donatı alanları gibi tasarım parametreleri elde edilir. Boru sınıflarına (I – V) karşılık gelen 0.01 inç (0.254mm) çatlama D-Yükleri ve doruk çatlama D-Yükleri Tablo 3.2.1'de verilmiştir.

Tablo 3.2.1: Boru Sınıflarına Göre D-Yükleri (ASTM C76-11, 2011)

| Boru Sınıfları | 0.01 İnç Çatlama D-Yükleri (kN/m/m) | Doruk Çatlama D-Yükleri (kN/m/m) |
|-----------------------|--------------------------------------------|-----------------------------------------|
| I | 40 | 60 |
| II | 50 | 75 |
| III | 65 | 100 |
| IV | 100 | 150 |
| V | 140 | 175 |

3.3 Doğrudan Tasarım Yöntemi

Amerikan Beton Boru Derneği (ACPA) 1970’li yıllarda, daha önceden Marston ve Spangler’in geliştirdiği kurulum tiplerine yeni bir bakış kazandırma ve modernleştirme amacı ile zemin-boru etkileşimini de işin içine katarak yeni bir tasarım yöntemi çalışması yürütmüştür. Bu çalışmalar kapsamında, gömülü boru ile onu çevreleyen zeminin etkileşimi incelenmiş ve Heger (1988), bu araştırmalar sonucunda SPIDA (Zemin-Boru Etkileşimi Tasarımı ve Analizi) adlı sonlu elemanlar yazılımını geliştirmiştir. Paris (1921) ve Olander (1950) tarafından geliştirilen basınç dağılımları geçmişte kullanılmış olup, bugün geniş kitlelerce daha yaygın olarak Heger (1988) basınç dağılımı kullanılmaktadır. ACPA önderliğinde geliştirilen SPIDA yazılımı, Heger basınç dağılımının ortaya çıkması ve toprak yüklerinin hesabında önemli rol oynayarak Doğrudan tasarım yönteminin başlangıcı olarak belirtilmiştir (Heger ve Selig, 1985).

ACPA’nın araştırma programı sayesinde, Marston ve Spangler’in geleneksel A, B, C ve D kurulum tipleri, yerini Heger’in geliştirdiği SPIDA yazılımı ile 4 adet yeni ve modern Tip 1, Tip 2, Tip 3 ve Tip 4 kurulum tiplerine bırakmıştır. Bu kurulum tipleri ve Heger basınç dağılımları, Amerikan İnşaat Mühendisleri Derneği (ASCE) tarafından incelenmiş ve “Gömülü Öndökümlü Beton Boruların Doğrudan Tasarımı İçin Standart Kurulumlar (SIDD)” olarak ASCE 15-98 Şartnamesi halinde birleştirilmiştir. Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS) ve Amerikan Karayolları Birliği (AASHTO)’nin doğrudan tasarım için uygun gördüğü zemin tipleri ve sınıfları Tablo 3.3.1’de gösterilmiştir. Bu sınıflandırmalara göre I ve II numaralı kategoriler iri daneli zeminleri, III numaralı kategori ise ince daneli zeminleri ifade etmektedir. IV numaralı kategori CH (yüksek plastisiteli kil zemin) zemin kullanıldığında, boru kurulumunda yatak malzemesi kullanılmaması gerektiği belirtilmiştir.

Doğrudan tasarım yönteminde, standart kurulum tipini belirlemek için boru kurulum inşa kalitesi çok önemli yer kaplamaktadır. Tip 1 Standart kurulum, en yüksek boru

kurulum kalitesini gerektirmektedir. Tip 2 ve Tip 3 Standart kurulumuna geçildiğinde boru kurulum kalitesi giderek azalmaktadır. Tip 4 kurulum ise neredeyse hiçbir kurulum kalite koşulu gerektirmezken buna karşılık olarak yüksek boru mukavemeti gerektirmektedir. Tablo 3.3.2’de doğrudan tasarım için standart kurulum tipleri ve en düşük kompaksiyon gereksinimleri belirtilmiştir. Burada D_0 boru dış çapını ifade etmektedir.

Doğrudan tasarım yönteminde yukarıda bahsedildiği üzere Tablo 3.3.1’de verilmiş zemin kategorileri ve Tablo 3.3.2’de verilmiş olan standart kurulum tipleri için Heger toprak basıncı dağılımları kullanılmaktadır. Heger toprak basıncı dağılımları, her standart kurulum tipi için belirli bir terminolojide zemin içerisine gömülmüş boruya etkileyen yüklerin ve gerilme dağılımlarının hesaplanmasında kullanılmaktadır (Şekil 3.3.1). Burada A1-A6 katsayıları toprak basıncının boyutsuz düşey ve yatay bileşenleri, a-v ise boyutsuz düşey ve yatay ölçüleri tanımlamak için kullanılan katsayılar olup, kurulum tipine göre hesaplanan düşey kemerlenme faktörü (VAF) ve yatay kemerlenme faktörü (HAF) doğrudan tasarım yönteminde toprak yüklerinin ve gerilmelerinin hesaplanmasında kullanılmaktadır (Heger, 1988). Diğer katsayılar d, h1 ve h2 aşağıda belirtildiği üzere Denklem 3.3.1, 3.3.2 ve 3.3.3 ile hesaplanabilmektedir. Doğrudan tasarım yöntemindeki Standart 4 adet kurulum tiplerine göre Heger zemin basıncı ve kemerlenme faktörü katsayıları Tablo 3.3.3’te verilmiştir.

Tablo 3.3.1: SIDD (Doğrudan Tasarım) Zemin Belirlemesi için Eşdeğer USCS ve AASHTO Zemin Sınıflandırmaları (ASCE 15-98)

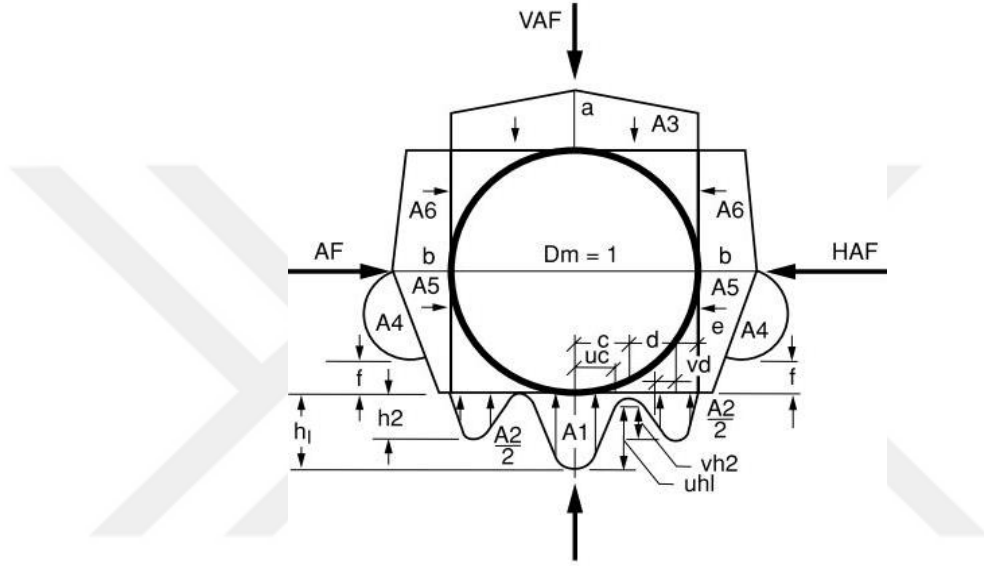
| SIDD Zemini | USCS Zemin Sınıflandırma Sistemi | AASHTO Zemin Sınıflandırma Sistemi | Sıkıştırma Derecesi (%) | Modifiye Sıkıştırma Derecesi (%) |
|---------------------------|-------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| Çakıllı Kum (Tip I) | SW, SP, GW, GP. | A1, A3 | 100, 95, 90, 85, 80, 61 | 95, 90, 85, 80, 75, 59 |
| Kumlu Silt (Tip II) | GM, SM, ML ve #200 No’lu elekten geçenler | A2, A4 | 100, 95, 90, 85, 80, 49 | 95, 90, 85, 80, 75, 46 |

| | | | | |
|-------------------------------------------|---------------------------------------|--------|----------------------------|---------------------------|
| | %20'den az olmak koşuluyla GC, SC. | | | |
| Siltli Kil (Tip III) | CL, MH, GC, SC. | A5, A6 | 100, 95, 90, 85, 80, 45 | 90, 85, 80, 75, 70, 40 |
| Yüksek Plastisiteli Kil (Tip IV) | CH. | A7 | 100, 95, 90, 45 | 90, 85, 80, 40 |

Tablo 3.3.2: SIDD (Doğrudan Tasarım) için Standart Kurulum Tipleri ve En Düşük Kompaksiyon Gereksinimleri (ASCE 15-98)

| Kurulum Tipi | Yatak Kalınlığı | Boru Alt Yan Kısımındaki Malzeme | Hendek Duvarı Alt Kısımındaki Malzeme |
|---------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| Tip 1 | 75 mm'den küçük olmamak kaydıyla Do/24. Tabanda kaya bulunuyorsa 150 mm'den küçük olmamak kaydıyla Do/12. | %95 Kategori I | %90 Kategori I %95 Kategori II %100 Kategori III |
| Tip 2 | 75 mm'den küçük olmamak kaydıyla D ₀ /24. Tabanda kaya bulunuyorsa 150 mm'den küçük olmamak kaydıyla D ₀ /12. | %90 Kategori I veya %95 Kategori II | %85 Kategori I %90 Kategori II %95 Kategori III |
| Tip 3 | 75 mm'den küçük olmamak kaydıyla Do/24. Tabanda kaya bulunuyorsa 150 mm'den küçük olmamak kaydıyla Do/12. | %85 Kategori I %90 Kategori II %95 Kategori III | %85 Kategori I %90 Kategori II %95 Kategori III |

| | | | |
|-------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|
| Tip 4 | Yatak gerekmez (taban bölgesinde kaya yoksa). Eğer taban bölgesinde kaya bulunuyorsa 150 mm'den küçük olmamak kaydıyla $D_0/12$. | Kompaksiyon gerekmez. (Kategori III kullanılması dışında) %85 Kategori III | Kompaksiyon gerekmez. (Kategori III kullanılması dışında) %85 Kategori III |
|-------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|



Şekil 3.3.1: Heger Zemin Basıncı Dağılımları (ASCE 15-98)

Tablo 3.3.3: Standart Kurulum Tiplerine Göre Heger Zemin Basıncı ve Kemerlenme Faktörü Katsayıları (ASCE 15-98)

| Katsayılar | Kurulum Tipleri | | | |
|------------|-----------------|-------|-------|-------|
| | Tip 1 | Tip 2 | Tip 3 | Tip 4 |
| VAF | 1.35 | 1.40 | 1.40 | 1.45 |
| HAF | 0.45 | 0.40 | 0.37 | 0.30 |
| A1 | 0.62 | 0.85 | 1.05 | 1.45 |
| A2 | 0.73 | 0.55 | 0.35 | 0.00 |
| A3 | 1.35 | 1.40 | 1.40 | 1.45 |
| A4 | 0.19 | 0.15 | 0.10 | 0.00 |
| A5 | 0.08 | 0.08 | 0.10 | 0.11 |
| A6 | 0.18 | 0.17 | 0.17 | 0.19 |

| | | | | |
|---|------|------|------|------|
| a | 1.40 | 1.45 | 1.45 | 1.45 |
| b | 0.40 | 0.40 | 0.36 | 0.30 |
| c | 0.18 | 0.19 | 0.20 | 0.25 |
| e | 0.08 | 0.10 | 0.12 | 0.00 |
| f | 0.05 | 0.05 | 0.05 | - |
| u | 0.80 | 0.82 | 0.85 | 0.90 |
| v | 0.80 | 0.70 | 0.60 | - |

$$d = 0.5 - c - e \quad (3.3.1)$$

$$h1 = \frac{(1.541)}{[c(1+u)]} \quad (3.3.2)$$

$$h2 = \frac{(1.542)}{[d(1+u)+2e]} \quad (3.3.3)$$

Boru üzerine etkileyen toplam düşey ve yatay yükler, SPIDA yazılımıyla zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak elde edilen kemerlenme katsayılarının boru üzerindeki prizma yükü (PL) ile çarpılmasıyla bulunur. Prizma yükü, Denklem 3.3.4'teki gibi hesaplanmaktadır.

$$PL = \left(\frac{wxDo}{1000} \right) \cdot \left(H + \left(\frac{0.107xD_o}{1000} \right) \right) \quad (3.3.4)$$

Burada; PL= Prizma yükü, w=zemin birim hacim ağırlığı (kN/m³), D_o= borunun dış çapı (m), H= borunun üst kısmındaki dolgu yüksekliği (m)'dir. Boru üzerindeki toplam düşey zemin yükü, prizma yükü ile düşey kemerlenme faktörü (VAF)'nün çarpımıyla elde edilir. Toplam düşey zemin yükü, Denklem 3.3.5 ile hesaplanmaktadır.

$$W = PL \times VAF \quad (3.3.5)$$

Toplam düşey zemin yükü bulunduktan sonra ASCE 15-98'de belirtilen her standart kurulum tiplerine göre (I-IV) belirlenmiş olan boru taban bölgesi, yatay simetri çizgisi bölgesi, taban ve taç bölgeleri içerisindeki kritik kesme bölgeleri ve taç bölgeleri için moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvvetleri hesabı doğrultusunda belirlenmiş

boyutsuz katsayılar ile Denklem 3.3.6, 3.3.7 ve 3.3.8 ile tesir kuvvetleri hesaplanıp donatılar belirlenmektedir (ASCE 15-98 Tablo C-3.1, 3.2, 3.3, 3.4).

$$M_i = \sum \frac{C_{mi} \times W_i \times D_m}{2} \quad (3.3.6)$$

$$N_i = \sum C_{ni} \times W_i \quad (3.3.7)$$

$$V_i = \sum C_{vi} \times W_i \quad (3.3.8)$$

Burada; C_{mi} = Moment hesabı için boru analiz katsayısını, C_{ni} = Eksenel kuvvet hesabı için boru analiz katsayısını, C_{vi} = Kesme kuvveti hesabı için boru analiz katsayısını, W_i = Boru üzerine gelecek yüklerin toplamını, D_m ise boru ortalama çapını temsil etmektedir. Standart kurulum tipleri için (I-IV) kesit tesir kuvvetleri analiz katsayıları borunun taban, taç, yan duvar ve kritik taban ve taç bölgeleri için Tablo 3.3.4, 3.3.5, 3.3.6 ve 3.3.7’de belirtilmiştir.

Tablo 3.3.4 : SIDD Tip I Kurulum Tipi için Analiz Katsayıları (ASCE 15-98)

| Boru Bölgesi | Yük Tipi | C_{mi} | C_{ni} | C_{vi} |
|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| Taban | Wp | 0.225 | 0.077 | |
| | We | 0.091 | 0.188 | |
| | Wf | 0.088 | -0.445 | |
| | WL1 | 0.075 | 0.250 | |
| | WL2 | 0.165 | -0.046 | |
| Taç | Wp | 0.079 | -0.077 | |
| | We | 0.083 | 0.157 | |
| | Wf | 0.057 | -0.187 | |
| | WL1 | 0.068 | 0.200 | |
| | WL2 | 0.236 | 0.046 | |
| Yatay Simetri Çizgisi (90°) | Wp | -0.091 | 0.249 | |
| | We | -0.077 | 0.500 | |
| | Wf | -0.064 | -0.068 | |
| | | -0.065 | 0.500 | |

| | | | | |
|-----------------------|-----|--------|--------|-------|
| | WL1 | -0.154 | 0.500 | |
| | WL2 | | | |
| Kritik Kesme Taban | Wp | | 0.174 | 0.437 |
| | We | | 0.219 | 0.143 |
| | Wf | | -0.408 | 0.141 |
| | WL1 | | 0.270 | 0.150 |
| Kritik Kesme Taç | Wp | | -0.055 | 0.083 |
| | We | | 0.205 | 0.117 |
| | Wf | | -0.176 | 0.062 |
| | WL1 | | 0.250 | 0.100 |

Tablo 3.3.5: SIDD Tip II Kurulum Tipi için Analiz Katsayıları (ASCE 15-98)

| Boru Bölgesi | Yük Tipi | Cmi | Cni | Cvi |
|--------------------------------|----------|--------|--------|-------|
| Taban | Wp | 0.227 | 0.077 | |
| | We | 0.122 | 0.169 | |
| | Wf | 0.111 | -0.137 | |
| | WL1 | 0.107 | 0.205 | |
| | WL2 | 0.189 | -0.035 | |
| Taç | Wp | 0.079 | -0.077 | |
| | We | 0.094 | 0.126 | |
| | Wf | 0.062 | -0.204 | |
| | WL1 | 0.080 | 0.171 | |
| | WL2 | 0.241 | 0.035 | |
| Yatay Simetri Çizgisi (90°) | Wp | -0.091 | 0.249 | |
| | We | -0.090 | 0.500 | |
| | Wf | -0.070 | -0.068 | |
| | WL1 | -0.078 | 0.513 | |
| | WL2 | -0.160 | 0.500 | |
| Kritik Kesme Taban | Wp | | 0.177 | 0.437 |
| | We | | 0.218 | 0.198 |
| | Wf | | -0.386 | 0.193 |
| | WL1 | | 0.256 | 0.188 |

| | | | | |
|---------------------|-----|--|--------|-------|
| Kritik Kesme Taç | Wp | | -0.050 | 0.088 |
| | We | | 0.185 | 0.136 |
| | Wf | | -0.181 | 0.074 |
| | WL1 | | 0.205 | 0.137 |

Tablo 3.3.6: SIDD Tip III Kurulum Tipi için Analiz Katsayıları (ASCE 15-98)

| Boru Bölgesi | Yük Tipi | Cmi | Cni | Cvi |
|--------------------------------|----------|--------|--------|-------|
| Taban | Wp | 0.230 | 0.077 | |
| | We | 0.150 | 0.163 | |
| | Wf | 0.133 | -0.425 | |
| | WL1 | 0.136 | 0.199 | |
| | WL2 | 0.211 | -0.023 | |
| Taç | Wp | 0.079 | -0.077 | |
| | We | 0.103 | 0.107 | |
| | Wf | 0.068 | -0.215 | |
| | WL1 | 0.091 | 0.149 | |
| | WL2 | 0.247 | 0.023 | |
| Yatay Simetri Çizgisi (90°) | Wp | -0.097 | 0.271 | |
| | We | -0.103 | 0.500 | |
| | Wf | -0.081 | -0.063 | |
| | WL1 | -0.126 | 0.497 | |
| | WL2 | -0.155 | 0.496 | |
| Kritik Kesme Taban | Wp | | 0.177 | 0.437 |
| | We | | 0.224 | 0.249 |
| | Wf | | -0.363 | 0.238 |
| | WL1 | | 0.273 | 0.224 |
| Kritik Kesme Taç | Wp | | -0.044 | 0.094 |
| | We | | 0.173 | 0.150 |
| | Wf | | -0.193 | 0.085 |
| | WL1 | | 0.224 | 0.124 |

Tablo 3.3.7: SIDD Tip IV Kurulum Tipi için Analiz Katsayıları (ASCE 15-98)

| Boru Bölgesi | Yük Tipi | Cmi | Cni | Cvi |
|--------------------------------|----------|--------|--------|-------|
| Taban | Wp | 0.235 | 0.077 | |
| | We | 0.191 | 0.128 | |
| | Wf | 0.160 | -0.403 | |
| | WL1 | 0.185 | 0.152 | |
| | WL2 | 0.237 | -0.004 | |
| Taç | Wp | 0.079 | -0.077 | |
| | We | 0.118 | 0.079 | |
| | Wf | 0.076 | -0.232 | |
| | WL1 | 0.110 | 0.114 | |
| | WL2 | 0.255 | 0.004 | |
| Yatay Simetri Çizgisi (90°) | Wp | -0.101 | 0.287 | |
| | We | -0.127 | 0.504 | |
| | Wf | -0.095 | -0.057 | |
| | WL1 | -0.121 | 0.495 | |
| | WL2 | -0.168 | 0.492 | |
| Kritik Kesme Taban | Wp | | 0.188 | 0.431 |
| | We | | 0.211 | 0.309 |
| | Wf | | -0.323 | 0.284 |
| | WL1 | | 0.229 | 0.305 |
| Kritik Kesme Taç | Wp | | -0.044 | 0.100 |
| | We | | 0.151 | 0.169 |
| | Wf | | -0.210 | 0.096 |
| | WL1 | | 0.171 | 0.152 |

Doğrudan tasarım yönteminde, gömülü boru üzerindeki araç yükü ACPA (2011) tarafından dolgu yüksekliğine ve boru çapına bağlı olarak Tablo 3.3.8’de verilmiştir. Bu tablodaki değerler AASHTO HS20 Kamyon yüküne göre hesaplanmış olup, 3.05 metre ve üzerindeki dolgu yüksekliklerinde araç yükü etkisi dikkate alınmamıştır. Yük birimi kN/m’dir.

Tablo 3.3.8: Boru üzerindeki dolgu yüksekliğine bağlı araç yükü (ACPA Design Data 5, 2011)

| Boru Çapı (m) | Boru üzerindeki dolgu yüksekliği H (m) | | | | | | | | |
|---------------------|----------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0.305 | 0.610 | 0.914 | 1.219 | 1.524 | 1.829 | 2.134 | 2.438 | 2.743 |
| 0.38 | 34.44 | 18.68 | 9.63 | 6.57 | 5.11 | 4.09 | 3.36 | 2.77 | 2.34 |
| 0.46 | 38.09 | 21.31 | 10.95 | 7.59 | 5.84 | 4.67 | 3.79 | 3.21 | 2.77 |
| 0.53 | 41.15 | 23.64 | 12.26 | 8.46 | 6.57 | 5.25 | 4.38 | 3.65 | 3.06 |
| 0.61 | 43.93 | 25.98 | 13.57 | 9.34 | 7.30 | 5.84 | 4.82 | 4.09 | 3.50 |
| 0.69 | 42.91 | 28.17 | 14.74 | 10.22 | 8.17 | 6.42 | 5.25 | 4.38 | 3.79 |
| 0.76 | 41.30 | 30.21 | 15.76 | 10.95 | 8.61 | 7.01 | 5.69 | 4.82 | 4.09 |
| 0.84 | 42.76 | 32.11 | 16.93 | 11.82 | 9.19 | 7.44 | 6.13 | 5.25 | 4.38 |
| 0.91 | 41.01 | 34.00 | 17.95 | 12.55 | 9.78 | 8.03 | 6.57 | 5.55 | 4.82 |
| 0.99 | 38.97 | 35.61 | 18.83 | 13.28 | 10.36 | 8.46 | 7.01 | 5.98 | 5.11 |
| 1.07 | 37.21 | 37.36 | 19.85 | 13.86 | 10.95 | 8.90 | 7.44 | 6.28 | 5.40 |
| 1.22 | 34.00 | 36.19 | 21.45 | 15.18 | 11.97 | 9.78 | 8.17 | 6.86 | 5.98 |
| 1.37 | 31.38 | 34.44 | 23.06 | 16.35 | 12.99 | 10.65 | 8.90 | 7.59 | 6.42 |
| 1.52 | 29.04 | 32.84 | 24.52 | 17.37 | 13.86 | 11.38 | 9.49 | 8.17 | 7.01 |
| 1.68 | 27.00 | 31.52 | 23.93 | 18.39 | 14.74 | 12.11 | 10.22 | 8.61 | 7.44 |
| 1.83 | 25.25 | 31.96 | 22.91 | 19.41 | 15.47 | 12.84 | 10.80 | 9.19 | 7.88 |
| 1.98 | 23.79 | 32.69 | 22.18 | 20.29 | 16.20 | 13.43 | 11.38 | 9.63 | 8.32 |
| 2.13 | 22.47 | 33.42 | 21.31 | 19.85 | 16.93 | 14.01 | 11.82 | 10.07 | 8.76 |

Bilgi ve Notlar: Ham zemin üzerine uygulandığı varsayılmıştır. AASHTO HS20 kamyon yüküne göre hesaplanmıştır. 3.05 metre ve üzerindeki dolgu yüksekliklerinde araç yükü ihmal edilmiştir. Yük birimi kN/m²'dir.

Doğrudan tasarım yönteminde, gömülü beton boruların donatı hesabında ASCE 15-98 Şartnamesinde belirtilen Denklem 3.3.9 kullanılmaktadır. Bu denklemde; A_s birim uzunluk için gerekli eğilme donatısı alanı, $g = 0.85bf_c$, b hesapta kullanılan genişliği (m), h boru duvar kalınlığını ve d ise pas payını göstermektedir. Beton malzemesinin dayanımı ve donatı akma dayanımı f_c ve f_y ile ifade edilmektedir. Eğilme donatısı için direnç faktörü $\Phi = 0.9$ alınmakta ve M_u , N_u sırası ile b genişliğine etkiyen tasarım momenti ve tasarım eksenel kuvvetini ifade etmektedir.

$$A_s = \frac{g\Phi fd - N_u - \sqrt{g[g(\Phi fd)^2 - N_u(2\Phi fd - h) - 2M_u]}}{f_y} \quad (3.3.9)$$

Doğrudan tasarım yöntemi kapsamında, zemin parametrelerine ve standart kurulum tiplerine bağlı olarak Heger basınç dağılımları kullanılarak gömülü boruya etkiyen zemin yükleri ve basınç dağılımları belirlenerek, kesit tesirleri ve gerekli boru donatısı hesaplanmaktadır.

3.4 Ülkemizde Kullanılmakta Olan Tasarım Yöntemi

Türkiye’de TS 821 EN 1916 Şartnamesi betonarme boruların imalatı için kullanılmaktadır. TS 821 EN 1916 Şartnamesine göre boru çapı 600mm’ye kadar olan beton borularda donatı kullanılmamakta ve genellikle muflu beton boru tercih edilmektedir. Çapı 600mm’den daha yüksek çaplı beton borularda ise donatı kullanılmaktadır. Donatılandırma, boruların anma çapları ve dayanım sınıflarına göre uygun en düşük tepe yükü dayanımına göre yapılmaktadır. Ülkemizde İller Bankası A.Ş., 1933 yılındaki kuruluşundan itibaren kentlerimizin altyapı faaliyet alanında gerçekleştirdiği hizmetler doğrultusunda kanalizasyon, içme suyu tesisleri inşası amacıyla önemli projelere imza atmıştır. İller Bankası A.Ş bu hizmetleri gerçekleştirirken hem ulusal hem de uluslararası teknik şartnamelere bağlı kalmıştır. İller Bankası A.Ş projelerinde boru imalatı (boyutlama, malzeme ve dayanım özellikleri) için kullanılmakta olan standart ise TS 821 EN 1916 ‘‘Beton Borular ve Bağlantı Parçaları-Donatısız, Çelik lifli ve Donatılı’’ şartnamesidir (TS 821 EN 1916, 2005).

Ülkemizde yaygın olarak gömülü beton boruların tasarımında İller Bankası A.Ş kriterleri dikkate alınmaktadır. Tablo 3.4.1’de İller Bankası A.Ş’nin güncel olarak kullandığı boru çaplarına karşılık gerekli donatı alanları gösterilmiştir. Bu donatı alanları 1m ile 8m arasında değişen dolgular altında kalan boruların en elverişsiz gömülme durumuna göre tüm geri dolgu malzemeleri için verilmiştir.

Tablo 3.4.1: Boru Çaplarına Göre İller Bankası Boru Sarmal Donatı Alanları (İlbank A.Ş, 2015)

| Boru Çapı (mm) | Donatı Alanı (mm²) |
|-----------------------|--------------------------------------|
| Ø600 | 447.96 |
| Ø800 | 519.53 |
| Ø1000 | 678.56 |
| Ø1200 | 1039.05 |
| Ø1400 | 1192.8 |
| Ø1600 | 1357.13 |
| Ø1800 | 1532.07 |
| Ø2000 | 1717.62 |

4. LİTERATÜR ÇALIŞMALARI

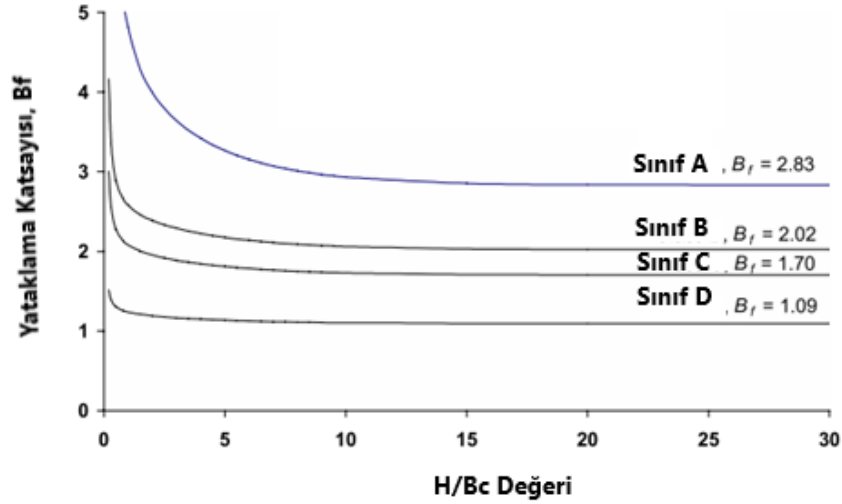
Zhao ve Daigle (2001), yaptıkları çalışmada SIDD boru kurulumunu ve Ontario eyaletine ait standartları (OPSS) teknik gelişim, inşaat özellikleri ve maliyetleri açısından karşılaştırmış ve birbirlerine alternatif olarak düşünülebileceklerini ortaya koymuştur. Rijit borularda OPSS, geleneksel dolaylı tasarım yöntemi baz alınarak ortaya çıkmıştır. Bu yöntemlerde, rijit boru tasarımı yaparken hendek ve dolgu durumlarında zemin yükleri için Marston – Spangler teorileri kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar analizleri ile ve boru-zemin etkileşimi dikkate alınan çalışmalar sonucunda

ortaya konan SIDD (Doğrudan Tasarım) yöntemi ise borudaki zemin yüklerini hesaplarken Heger basınç dağılımlarını kullanarak farklı bir yaklaşım sunmaktadır. Tablo 4.1’de görülebileceği üzere OPSS yönteminde kullanılan yataklama katsayıları hendek koşullarında Dolaylı Tasarım yönteminde kullanılmakta olan geleneksel ACPA’nın B ve C sınıfı yataklama katsayıları ile aynıdır. A sınıfı için ise OPSS, daha düşük bir yataklama katsayısı vermekte olup, bu sınıf ile olan tasarımlarda muhafazakâr kalmıştır (Zhao ve Daigle, 2001).

Tablo 4.1: Hendek Durumunda yataklama sınıfları ve katsayıları (Zhao ve Daigle, 2001)

| Yataklama Sınıfları | Yataklama Katsayıları (ACPA) | Yataklama Katsayıları (OPSS) |
|---------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| A | 2.8 – 4.8 | 2.8 |
| B | 1.9 | 1.9 |
| C | 1.5 | 1.5 |
| D | 1.1 | Yok. |

OPSS yönteminde dolgu koşullarında ise konservatif fakat kullanımı kolay olan değerler kullanılmaktadır. ACPA rehberi ise Dolaylı Tasarım yönteminde yarı-ampirik denklemler tercih etmektedir. Yataklama katsayıları yalnızca yataklama sınıflarına bağlı olmayıp aynı zamanda dolgu yüksekliklerine, yük miktarına ve boru dış çaplarına da bağlıdır. Yataklama katsayısının dolgu yüksekliği ile boru dış çapının oranı H/B_c ile değişimi Şekil 4.1’de görülmektedir. Şekildeki çalışmada aktif toprak basıncı katsayısı olarak $K= 0.33$, içsel sürtünme katsayısı $U=0.58$, oturma oranı $r_{sd} = 0.7$, projeksiyon oranı p ise 0.7 alınmıştır (Zhao ve Daigle, 2001).



Şekil 4.1 : Yataklama katsayısının dolgu yüksekliğinin boru dış çapına oranı ile değişimi (Zhao ve Daigle, 2001).

Şekil 4.1’de görüldüğü gibi Sınıf A en yüksek yataklama katsayısı (B_f)’ni sunarken, müsaade edilmeyen sınıf D ise oldukça düşük bir yataklama katsayısı sunmuştur. Yataklama katsayısı (B_f)’nin değeri arttıkça yataklama kurulum kalitesi de artmaktadır.

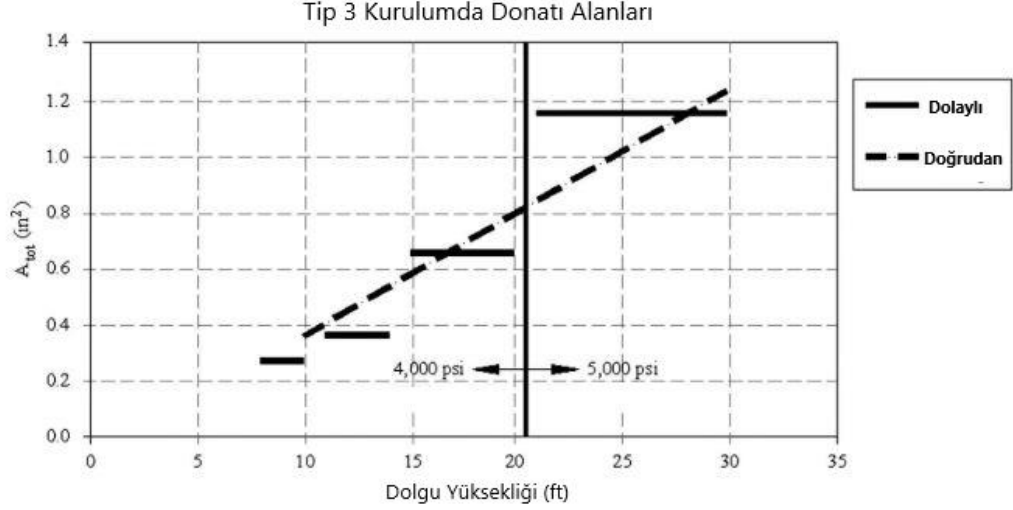
Ontario eyaletine ait standartlarda, D sınıfı yataklama kullanılmamaktadır. Yataklama katsayıları, dolgu durumları için daha basitleştirilmiş bir formda sunulmuştur. Birçok boru tasarım standartları gibi OPSS yöntemi de SIDD “Doğrudan Tasarım” yöntemini içermemektedir. Bu durumda kolaylıkla OPSS yönteminin rijit boru-zemin etkileşimi kuramında bir eksikliğin olduğu söylenebilmektedir. Aynı zamanda bahsedilmesi gereken bir diğer husus rijit ve esnek boru arasındaki farklar OPSS yönteminde yansıtılmamaktadır. İki farklı boru tipi davranış açısından benzer bir yaklaşımla sunulmaktadır. Rijit boru ve esnek borunun birbirinden farklı yük taşıma mekanizmaları vardır ve bu mekanizmaları doğru bir biçimde analiz etmek efektif bir maliyet ile en ideal tasarım için gereklidir (Zhao ve Daigle, 2001). Doğrudan tasarım (SIDD) yöntemi, geri dolgu malzemeleri için bütün yerinde zemin tiplerini kullanabilirken OPSS yöntemi ise sadece belirtilmiş dolgu malzemelerini kullanabilmektedir. OPSS geri dolgu malzemelerinin maksimum kuru yoğunluğun %95’ine sıkıştırılmasını zorunlu kılmıştır ve bu durum kurulum maliyetinde önemli bir fark yaratmaktadır. SIDD yönteminde, yatak malzemesinin 1/3’ü sıkıştırılmamış

bir biçimde bırakılabilirken OPSS yönteminde borunun tüm bölgelerine etkiyen dolgu malzemeleri en az %95 oranında sıkıştırılmalıdır. Bu bağlamda, SIDD yöntemi inşaat maliyetinde önemli bir tasarruf sağlamaktadır.

Güvenlik katsayıları kıyaslanacak olursa, SIDD yönteminde limit durumları tasarımı yaklaşımı bulunurken OPSS yönteminde tekil güvenlik katsayısı yaklaşımı vardır. Bu bağlamda, SIDD yöntemi daha tutarlı bir güvenlik yaklaşımı sunmaktadır. (Zhao ve Daigle, 2001). Tasarım yöntemleri arasındaki önemli farklardan birisi de OPSS yöntemi hendek geri dolguları için kontrollü dolgu bir diğer adıyla CLSM (Kontrollü Düşük Mukavemetli Malzeme) kullanabilmekteyken SIDD yönteminde bu söz konusu değildir. Zhao ve Daigle, bu çalışmalarında SIDD yöntemi ve OPSS yöntemleri arasındaki farkları belirtmiş ve geliştirilmiş SIDD yönteminin OPSS yöntemleri arasında bir alternatif olarak düşünülmesi gerektiğini belirtmişlerdir. Geleneksel Marston-Spangler teorilerini baz alan yöntemin hala geçerli ve kalıcı olduğunu fakat daha rasyonel bir yaklaşım için SIDD (Doğrudan Tasarım) yönteminin bir alternatif olarak düşünülmesi gerektiğini belirtmişlerdir.

Erdoğmuş ve Tadros (2006), yaptıkları çalışmada NDOR (Nebraska Yol Dairesi)'nin katkılarıyla gömülü betonarme boruların davranışı ve tasarımı üzerinde çalışmışlardır. Çalışmalarının kısa vadeli amaçları arasında tasarım yöntemlerini karşılaştırmak, güncel araştırma sonuçlarını ve önerilerini sunmak, betonarme borular için bir tasarım kriteri ve rehberi oluşturmak bulunmaktadır. Çalışmalarının uzun vadeli amaçları arasında ise beton boruların yapısal davranışını teorik olarak etkin bir şekilde çözümlmek, tasarım kriterlerini geliştirmek ve daha rasyonel, ekonomik ve güvenli tasarım yöntemleri elde etmek yer almaktadır (Erdogmus ve Tadros, 2006).

Çalışmalarında, dolaylı ve doğrudan tasarım yöntemlerinin karşılaştırılması yapılarak Şekil 4.2'de görüldüğü gibi SIDD Tip III kurulumunda 48inç (1200mm) çaplı boruda dolaylı ve doğrudan tasarım yöntemlerine göre hesaplanan donatı alanları karşılaştırılmıştır. Şekil 4.2'de görüldüğü gibi, dolgu yüksekliğine (1ft = 0.304m) ve beton malzeme dayanımı (4000psi = 27.57MPa, 5000psi = 34.47MPa) artışına bağlı olarak doğrudan tasarım yöntemine göre belirlenen donatı alanı sürekli bir artış göstermiş, dolaylı tasarım yönteminde ise kademeli bir artış olmuştur.



Şekil 4.2: Tip III Kurulumda Dolgu Yüksekliği ve Donatı Alanı Karşılaştırması
(Erdoğmus ve Tadros, 2006)

Erdoğmuş ve Tadros (2006), yaptıkları çalışmada ayrıca dolaylı ve doğrudan tasarım yöntemlerinin tasarım süreçlerini özetleyerek karşılaştırmışlardır. Tablo 4.2’de görüldüğü gibi dolaylı tasarım yönteminde yatak katsayısı (B_f) ve çatlama yükü D-Yükü ile ilgili şartnamelere göre tasarım yapılmaktadır. Doğrudan tasarım yönteminde ise boru kesitinde oluşan tesir kuvvetleri hesaplanarak gerekli donatı alanları hesaplanmaktadır.

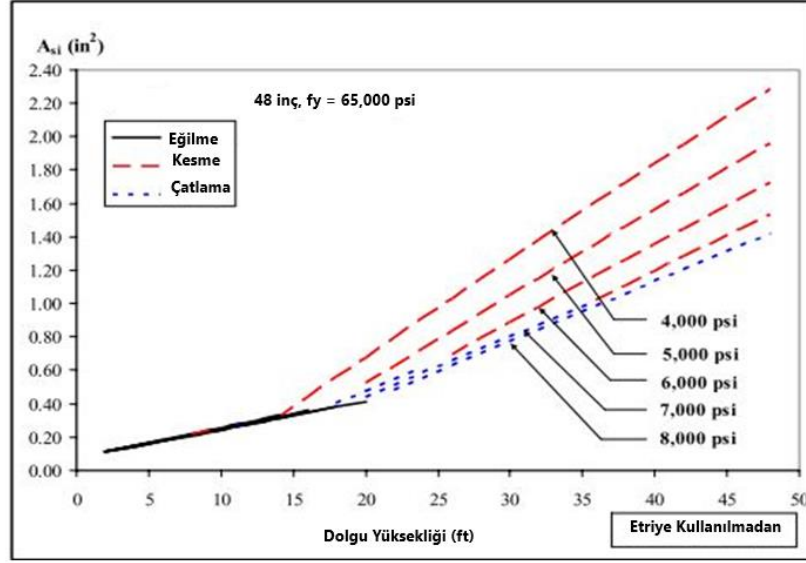
Tablo 4.2 : Dolaylı ve Doğrudan Tasarım Yöntemlerinin Tasarım Süreçlerinin Karşılaştırılması (Erdoğmus ve Tadros, 2006)

| Dolaylı Tasarım Yöntemi | Doğrudan Tasarım Yöntemi |
|------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|
| 1. Toprak yükünün hesaplanması | 1. Toprak yükünün hesaplanması |
| 2. Hareketli yük seçilmesi | 2. Hareketli yük seçilmesi |
| 3. Kurulum tipi seçilmesi | 3. Kurulum tipi seçilmesi |
| 4. Yatak katsayısının hesaplanması | 4. Moment, aksenal kuvvet ve kesme kuvvetinin hesaplanması |
| 5. Üç Kenarlı Deney (TEB) ile D-yükünün hesaplanması | 5. Duvar kalınlığı, beton mukavemeti ve gerekli donatıların hesaplanması |

6. İlgili şartnamelere (ASTM C76-AASHTO M170) göre boru özelliklerinin belirlenmesi

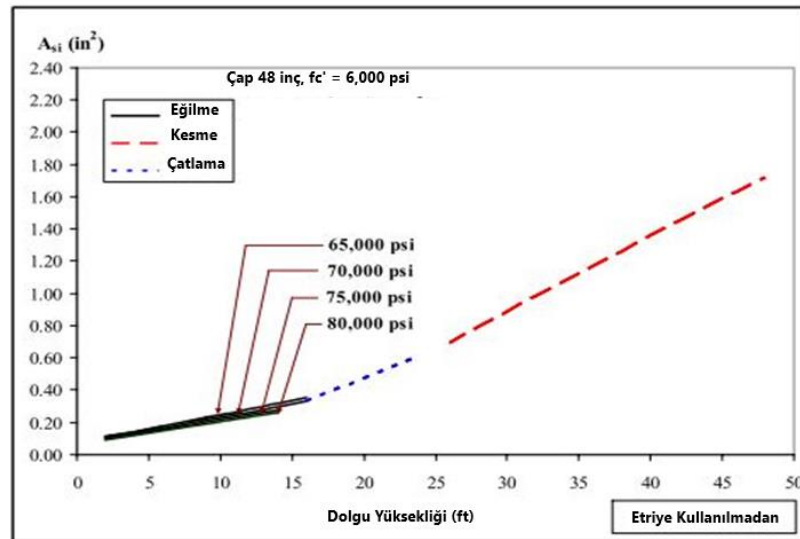
Çalışma kapsamında uygulanan diğer bir parametrik çalışmaya göre, 48 inç çaplı boru ve sabit değişken seviyelerdeki dolgu yüksekliğinde ve donatı alanında tasarım kriteri oluşturulmaya çalışılmıştır. Doğrudan tasarım yöntemi, parametrelerin varyasyonu hususunda esnek olanaklar sunduğu için tasarım gereksinimleri için parametrik çalışma yapılmış olup, parametrelerde beton dayanımı (4.000-8.000 psi = 27.6 MPa - 55.2 MPa), donatı çeliği dayanımı (65.000-80.000 psi = 448 MPa - 551 MPa) alınmıştır. Beton dayanımı arttıkça eğilme kapasitesinin arttığı gözlemlenmiştir. Dolgu yükseklikleri derinleştikçe çatlak kontrolü ve kesme dayanımı kontrolü boru tasarımını domine etmeye başlamıştır. Beton dayanım kapasitesinin artması aynı zamanda gerekli donatı alanını da azaltmıştır (Erdogmus ve Tadros, 2006).

Şekil 4.3'te artan dolgu yükseklikleri ve beton dayanımları için eğilme, kesme ve çatlama kontrolünde gerekli donatı alanları verilmiştir. Görüldüğü üzere dolgu yüksekliğinin giderek artması boru tasarımında kesme dayanımının tasarımı domine etmesinin yolunu açmaktadır. Yaklaşık 30 ft = 9.14m dolgu yüksekliğinde ve 4.000 psi = 27.57 MPa beton dayanımına sahip olan betonarme boruda gerekli donatı alanı aynı dolgu yüksekliğinde ve 8.000 psi = 55.2 MPa beton dayanımına sahip boru ile kıyaslandığında yaklaşık 2 kat daha fazladır. Bu karşılaştırma sonucunda beton malzemesinin dayanımındaki artışın gerekli donatı alanında azalmaya neden olduğu belirlenmiştir.



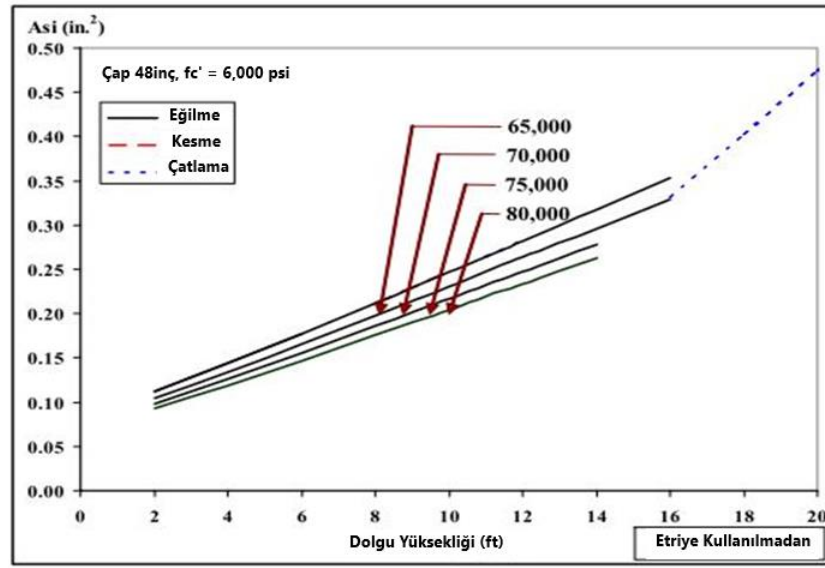
Şekil 4.3 : Beton dayanımının gerekli donatı alanına olan etkisi üzerine yapılan parametrik çalışma (Erdogmus ve Tadros, 2006)

Şekil 4.4'te ise artan dolgu yükseklikleri ve donatı çeliği dayanımlarında boru kapasitesine etkisinin neredeyse hiç olmadığı bunun nedeninin ise etriye donatısı kullanılmaması olduğu ortaya konmuştur.



Şekil 4.4: Donatı çeliği dayanımının gerekli donatı alanına olan etkisi üzerine yapılan parametrik çalışma (Erdogmus ve Tadros, 2006)

Şekil 4.5'te ise donatı çeliği dayanımı üzerine yapılan parametrik çalışmanın güncellenmiş hali bulunmaktadır. Artan dolgu yükseklikleri ve donatı çeliği dayanımlarında gerekli eğilme donatısı alanlarındaki değişim hususunda parametrik çalışma yapılmıştır. Çok etkin bir değişime rastlanmasa dahi, donatı çeliğinin dayanımının artması gerekli eğilme donatısı alanında azaltma yarattığı görülmektedir. 10 ft = 3.05m dolgu yüksekliğinde 65.000 psi = 448 MPa dayanıma sahip donatı çeliği ile 80.000 psi = 551 MPa dayanıma sahip donatı çeliği arasında yaklaşık %5'lik bir azalış farkı meydana gelmektedir (Erdoğan ve Tadros, 2006).

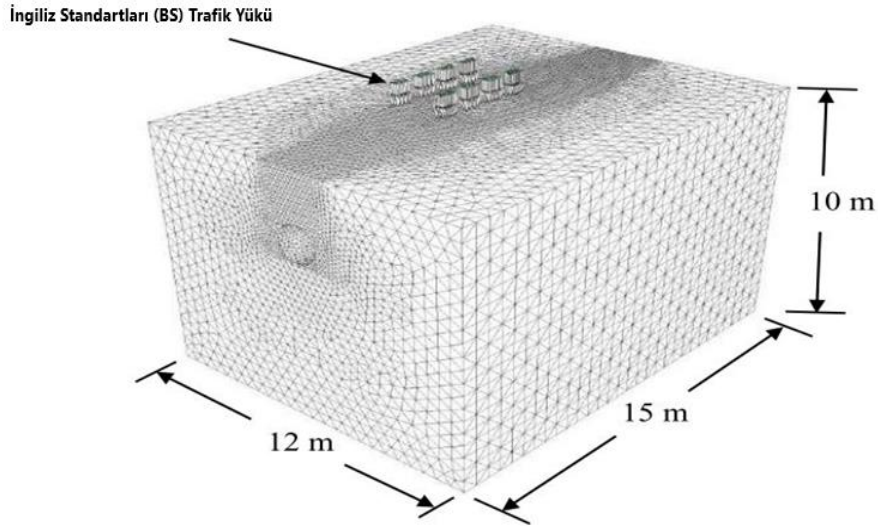


Şekil 4.5: Donatı çeliği dayanımının gerekli eğilme donatısı alanına olan etkisi üzerine yapılan parametrik çalışma (Erdogmus ve Tadros, 2006)

Erdoğan ve Tadros (2010), çalışmasında üç-kenarlı deneylerin boruların gömüldüğü zemin içerisindeki davranışı doğru yansıtmadığını belirterek, boru tasarımında doğrudan tasarım yönteminin kullanılması gerektiğini ve üç-kenarlı deneyin (TEB) ve 0.01 inç (0.254mm)'lik çatlama kontrol limitinin hiçbir teknik kökene sahip olmadığını bu nedenle limit kontrolü olarak kullanılmaması gerektiğini belirtmişlerdir (Erdogmus ve Tadros, 2010). Ayrıca, doğrudan tasarım yönteminin dolaylı tasarıma göre malzeme davranışlarını ve limit durumlarını ayarlama daha gelişime açık olduğunu vurgulamışlardır. Erdoğan ve Tadros (2009), 36 inç (914mm)'ten daha küçük çaplı borularda doğrudan tasarım yönteminin dolaylı tasarıma göre daha muhafazakar sonuçlar verdiğini ve mutlaka yeniden gözden geçirilerek tasarımların yapılması gerektiğini belirtmişlerdir.

Alzabeebee ve Chapman (2017), yaptıkları çalışmada 1.2m iç çapa ve 0.127m kalınlığa sahip gömülü beton borunun İngiliz Standartları (BS)'na göre trafik yüklemesi altında İngiliz Standartları (BS)'nda yataklama katsayısının ve maksimum eğilme momentlerinin bulunmasını hedeflemiştir. Çalışmada aynı zamanda geri dolgu yüksekliğinin boru duvarındaki eğilme momentlerine etkisi de çalışılmıştır (Alzabeebee ve Chapman 2017).

MIDAS GTS NX adlı geoteknik 2D/3D sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak oluşturulan model Şekil 4.6'da verilmiştir. Modelde 3D sonlu elemanlar modeli oluşturulmuştur. Model boyutları 12 m uzunluğunda, 15 m genişlikte ve 10 m yüksekindedir. Zemin bünye modeli olarak Duncan-Chang hiperbolik model kullanılmıştır. İngiliz Standartları (BS) trafik yükü modelin üst noktasından statik yük olarak etkilmiştir. Toplam tekerlek yükü 112.5 kN olup her tekerlek arasında 1 m mesafe vardır. Sayısal model, 4 aşamadan meydana gelmiştir. İlk aşama, yanal toprak basıncı katsayısını 1.0 kabul ederek yerinde zeminde oluşan gerilmeleri hesaplamaktır. İkinci aşamada hendek kazısı yapılmıştır. Üçüncü aşamada kazı yapıldıktan sonra yatak malzemesi yerleşimi, boru kurulumu ve geri dolgu malzemesi yerleşimi yapılmıştır. Yatak malzemesi ve geri dolgu malzemesi için %90 kompaksiyon oranına sahip iyi derecelenmiş kumlu zemin (SW90) tercih edilmiştir.

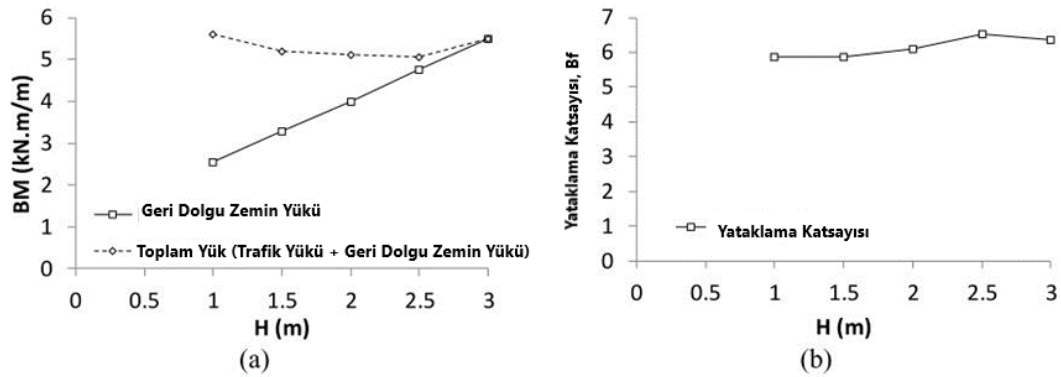


Şekil 4.6 : Problemin sonlu elemanlar modeli (Alzabeebee ve Chapman 2017)

Şekil 4.7a'da yalnızca geri dolgu zemin yükü ve geri dolgu zemin yükü ile trafik yükü (toplam yük) durumlarında elde edilen en kritik eğilme momenti değerleri

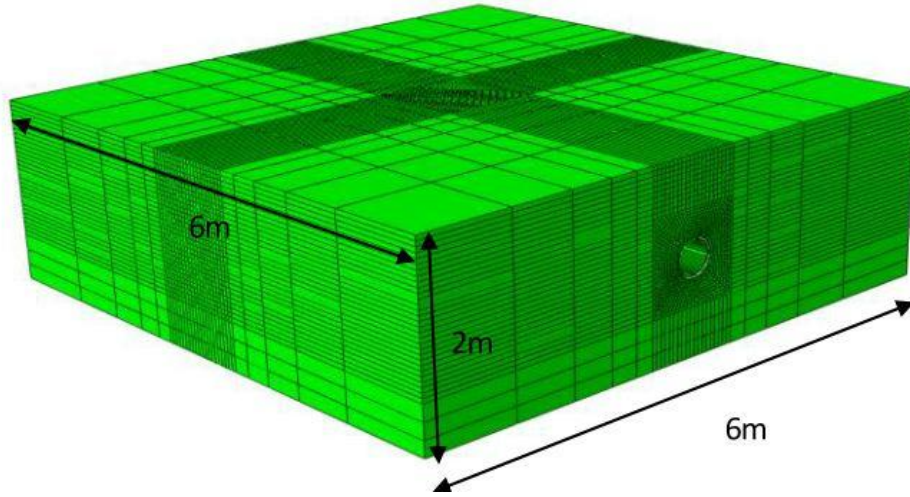
görülmektedir. Sadece geri dolgu zemin yükünün dikkate alındığı durumda geri dolgu yüksekliği $H(m)$ arttıkça eğilme momenti değerleri BM (kNm/m) doğrusal olarak artmaktadır. Beklenildiği üzere, trafik yükünün etkisi geri dolgu yüksekliği arttıkça azalmaktadır. Trafik yükünün etkisi $H=1m$ dolgu yüksekliğinde eğilme momentinde %119'luk bir artışla kendisini göstermiştir. Bu çalışma sonucunda 3m ve daha derine gömülen borularda trafik yükünün etkisinin göz ardı edilebileceği sonucuna varılmıştır (Alzabeebe ve Chapman 2017).

Şekil 4.7b'de ise geri dolgu yüksekliğinin bir fonksiyonu olarak, sonlu elemanlar modeli analizinden elde edilen en kritik eğilme momenti ile üç-kenarlı deney (TEB)'den elde edilen eğilme momentinin oranıyla elde edilen yataklama katsayısı (B_f) değerleri görülmektedir. Yataklama faktörlerinin geri dolgu yüksekliği arttıkça çok minimal değişimlere uğradıkları görülmektedir (Alzabeebe ve Chapman 2017).



Şekil 4.7: a-) Boru duvarında elde edilen en kritik eğilme momentleri, b-) Dolgu yüksekliğinin bir fonksiyonu olarak yataklama katsayıları (Alzabeebe ve Chapman 2017)

Merrin ve Robert (2014), yaptıkları çalışmada trafik yüklemelerine ve iç basınçlara maruz kalan boru-zemin sistemini incelemişlerdir. Sonlu elemanlar modeli, boru çevresinde boru ve zemin gerilmeleri dağılımlarını elde etmek amacıyla 3D olarak ABAQUS yazılımı ile modellenmiştir. Zemin ve borunun davranışı doğrusal elastik malzeme davranışı kabul edilerek modellenmiştir. Zemin sınırları iyice genişletilerek sınır etkilerinin etkisi önlenmiştir. Şekil 4.8'de ABAQUS sonlu elemanlar yazılımında modellenmiş sonlu elemanlar ağı ve model boyutları görülmektedir.



Şekil 4.8 : Sonlu elemanlar ağı ve model boyutları (Merrin ve Robert, 2014)

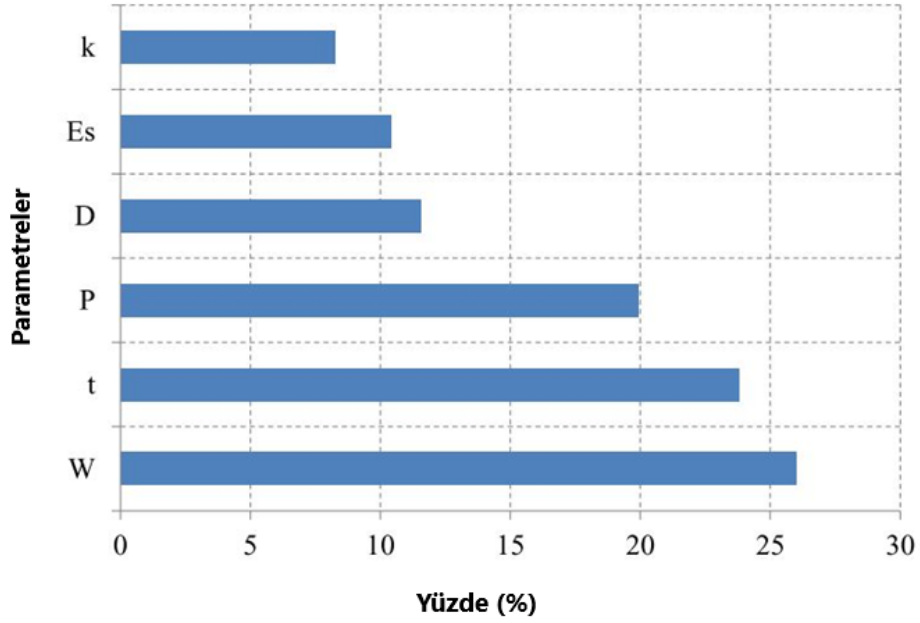
Çalışmada, sayısal analizin etkilerini görmek için kullanılan değişkenler sırasıyla; Trafik yükü (W), iç basınç (P), zemin elastisite modülü (E_s), zemin birim hacim ağırlığı (ρ_s), yanal toprak basıncı katsayısı (k), boru çapı (D), boru duvar kalınlığı (t) ve gömülme derinliği (h) olarak ifade edilmektedir (Merrin ve Robert, 2014).

Çalışmada kullanılan bu parametrelerin değişen değerleri Tablo 4.3'te verilmiştir. Bu değerler, hassaslık analizi ile değerlendirilip hangi parametrenin boru gerilmesine en büyük etkiyi yarattığı bulunmuştur.

Tablo 4.3: Sayısal analizde kullanılan değişkenler ve değerler (Merrin ve Robert, 2014)

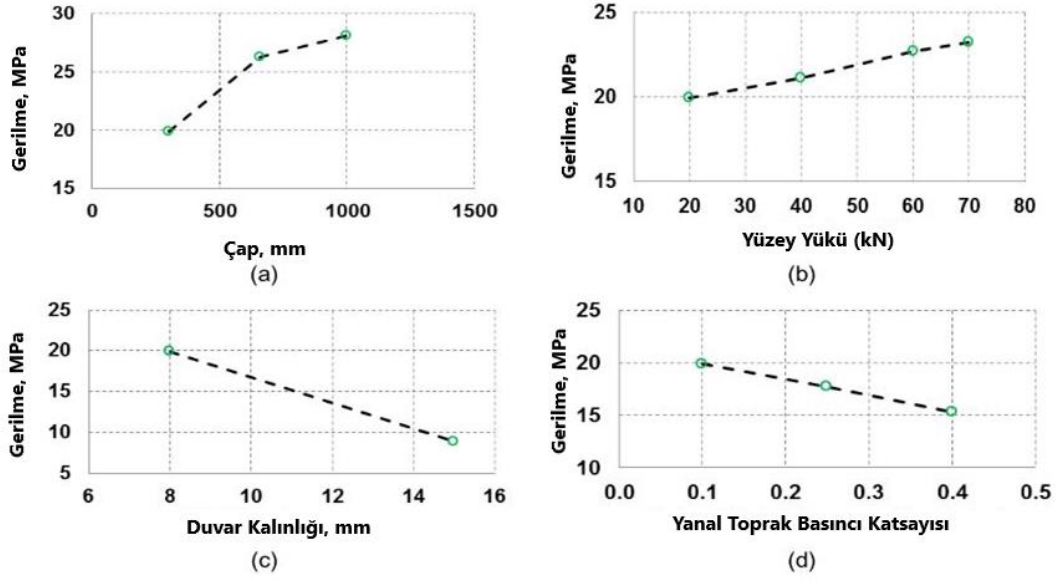
| Değişkenler | Değerler |
|-------------|------------|
| D (mm) | 300 - 1000 |
| W (kN) | 20-70 |
| t (mm) | 8-15 |
| k | 0.1-0.4 |
| P (kPa) | 300-800 |
| h (mm) | 800-2000 |
| E_s (MPa) | 10-50 |

Yapılan hassaslık analizi sonuçlarına göre Şekil 4.9'da görüldüğü üzere boru gerilmelerine en büyük etkiyi trafik yükü, boru duvar kalınlığı ve iç basınç değişkenleri sağlamıştır (Merrin ve Robert, 2014).



Şekil 4.9 : Hassaslık analizi sonucu parametrelerin gerilmeleri etkileme oranı (Merrin ve Robert, 2014)

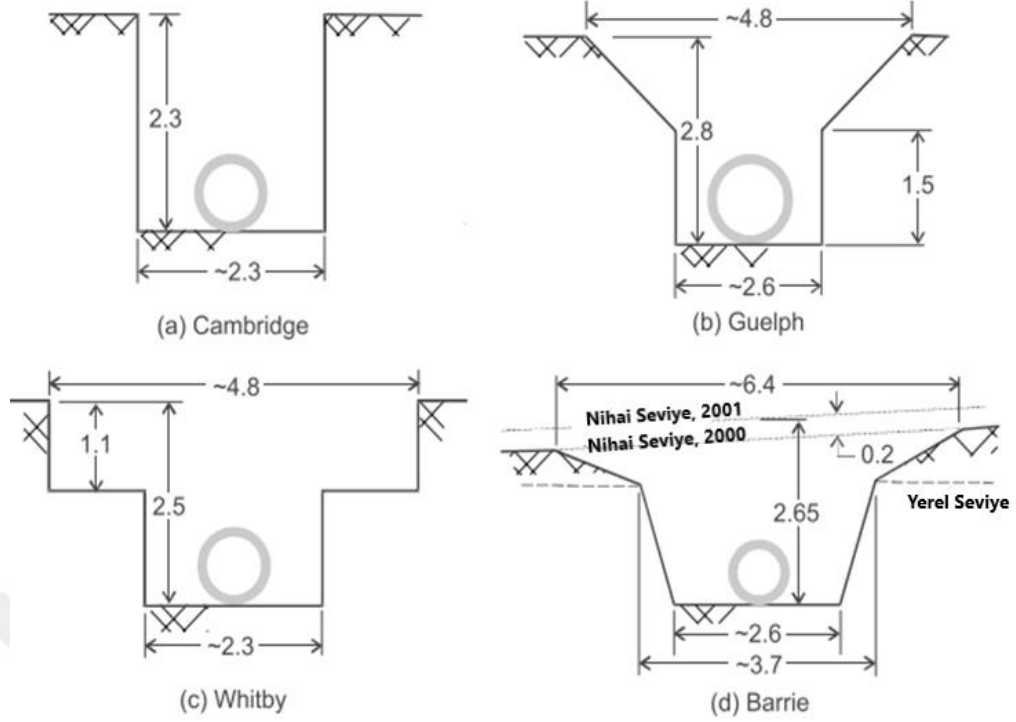
Çalışmada, Şekil 4.10'da görüldüğü üzere boru çapı (mm), trafik yükü (kN), duvar kalınlığı (mm) ve yanal toprak basıncı katsayısındaki değişimlerin borudaki gerilmelere olan etkisi yansıtılmıştır. Sonuçlara bakıldığında boru çapı ve trafik yükü arttıkça borudaki gerilme artmakta olup, duvar kalınlığı ve yanal toprak basıncı katsayısı arttığında borudaki gerilme azalmaktadır (Merrin ve Robert, 2014).



Şekil 4.10 : a-) Boru çapı, b-) Trafik yükü, c-) Duvar kalınlığı, d-) Yanal toprak basıncı katsayısı olmak üzere değişkenlerin boru tabanındaki gerilmelere etkisi (Merrin ve Robert, 2014)

Wong vd. (2006), yaptıkları çalışmada SIDD Tip IV kurulum yöntemi ile bir saha çalışması yapılmış ve bu çalışmada kısa ve uzun dönemde gömülü beton borularda zemin ve trafik yükleri altında oluşan yerinde gerilmeler gözlemlenmiştir. Ontario, Kanada yakınlarındaki 4 sahada arazi deneyi yapılmıştır. Bu arazi çalışması, deneylerde gömülme koşullarına göre, boru etrafındaki kısa ve uzun dönemli gerilmelerin gözlemlenmesini ve ölçümlerin iki tasarım yöntemiyle elde edilen tahminlerle kıyaslanmasını içermektedir.

Dört adet arazi deneyi 2000 yılında Cambridge, Guelph, Whitby ve Barrie deney sahaları olmak üzere Ontario, Kanada yakınlarında kurulmuştur. Deneylerde; zemin örtüsü, hendek geometrisi, boru çapı, doğal ve geri dolgu zemin tipleri hususunda değişiklikler göstermiştir. Boru iç çapları 600mm ile 900mm arasında değişmekte olup, hendek derinliği 2.3m ile 2.8m arasında değişmektedir. Bölgedeki doğal zeminler siltli kumdan organik kile kadar değişim göstermektedir. Hendek geometrileri Şekil 4.11’de aşağıda verilmiştir. Boru kesitlerine erişim her bölgede baca inşa edilerek korunmuştur (Wong vd. 2006).



Şekil 4.11 : Hendek geometrileri a-) Cambridge, b-) Guelph, c-) Whitby, d-) Barrie (Wong vd. 2006)

Cambridge, Ontario'daki deney sahası, yerel Hanson Pipe & Products Canada Inc. tesisinin depolama alanına yakın konumdadır. Yerel zemin, 150 mm çapa kadar parke taşlı siltli kumla örtülü bazı çakıllarla iyi derecelendirilmiş siltli kum olarak sınıflandırılmıştır. Yerinde malzeme üzerindeki sıkıştırma deneylerine göre (ASTM 2000a), optimum su muhtevası içeriği %9,4 olan (ASTM 1998) maksimum 2040 kg/m³ standart Proktor yoğunluğu elde edilmiştir. Yerinde su muhtevası içeriği %3 ile %6 arasında değişmiştir. Cambridge Bölgesi için yapılan deney çalışmasında ortalama hendek derinliği 2.3m'dir. Borunun iç çapı 675mm, dış çapı ise 890mm'dir (Wong vd. 2006).

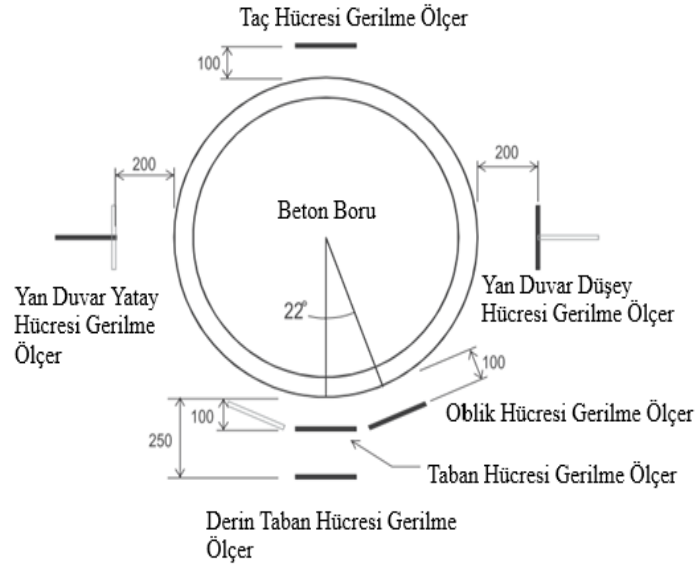
Guelph, Ontario bölgesindeki deney sahası, Con-Cast Pipe depolama alanı yakınlarındadır. Zemin, iyi derecelenmiş %30 inceleri olan çakıllı siltli kum olarak sınıflandırılmıştır. Yatak zemini ise kaba çakıllar içeren siltli kil tabakası olarak tanımlanmıştır. Yerinde malzeme üzerinde yapılan sıkıştırma deneylerinden (ASTM 2000a), optimum su muhtevası içeriği %7 olan (ASTM 1998) maksimum 2270 kg/m³

standart Proktor yoğunluğuelde edilmiştir. Ortalama hendek derinliği 2.8m, boru iç çapı 900mm, dış çapı ise 1180mm'dir. Boru uzunluğu 2.4m'dir (Wong vd. 2006)

Whitby, Ontario bölgesinde bulunan ve Hanson Pipe & Products Canada Inc. şirketine ait bir depo alanının girişinde konumlanan deney alanı, önceden bataklık olan daha sonradan geri dönüşümlü asfalt kullanılarak kurtarılan bir alandır. Dolayısıyla, kazı işlemi birincil olarak geri dönüşümlü asfaltı siltli kum tabakasıyla kaplayarak doldurulmuştur. Boru yatağının altındaki zemin düşük plastisiteye sahip organik siltli kil olarak sınıflandırılmıştır (ASTM 2000b). Boru yatağının üzerindeki malzeme ise düşük plastisiteli iyi derecelenmiş kumlu silt-kil karışımıdır. Yer altı su seviyesi 2.65m derinlikte gözlemlenmiş olup, doğal su muhtevası (ASTM 1998) kazı derinliği boyunca %8 ve %28 arasında değişim göstermektedir. Doğal zemin için maksimum standart proktor yoğunluğu (ASTM 2000a) 2060 kg/m^3 , optimum su muhtevası ise %9.5'tur. Ortalama hendek derinliği 2.5m, boru iç çapı 750mm, dış çapı ise 930mm'dir. Boru uzunluğu 2.4m'dir (Wong vd. 2006).

Barrie, Ontario bölgesinde bulunan deney sahası, Edgar's Aggregate Pit şirketine ait bir kamyon tartı istasyonunun yakınlığında konumlanmıştır. Yatak zemini kötü derecelenmiş siltli kum olarak sınıflandırılmıştır. Geri dolgu zemini ise düşük miktarda inceler barındıran iyi derecelenmiş çakıllı kum olarak sınıflandırılmıştır. Ortalama hendek derinliği 2.5m'dir. Doğal su muhtevası (ASTM 1998) kazı derinliği boyunca %2 ve %5 arasında değişim göstermektedir. Doğal zemin için maksimum standart proktor yoğunluğu (ASTM 2000a) 1725 kg/m^3 , optimum su muhtevası ise %10'dur. Boru iç çapı 600mm, dış çapı 800mm olup boru uzunluğu 2.44m'dir (Wong vd. 2006).

Deneyisel gerilmelerin ölçümü için gerilme ölçerlerin yerleşimi Şekil 4.12'de verilmiştir. Gerilme ölçerler borunun yan duvar ekseninde 200mm aralıklarla yatay ve düşey olmak üzere yerleştirilmiştir. Taç ve taban bölgelerindeki gerilme ölçerler ise borunun merkezi ekseninde 100mm aralıklarla yerleştirilmiştir.



Şekil 4.12 : Gerilme ölçerlerin yerleşimi (Wong vd. 2006)

Çalışmada, 4 adet deney sahasında gömülmüş beton boruların gerilme hücrelerinde kurulum bitiminde ve uzun vadede ölçülen gerilmeler Tablo 4.4'te sunulmuştur.

Tablo 4.4 : Kurulum sonu ve uzun vadede ölçülen zemin gerilmelerindeki değişimler (Wong vd. 2006)

| Deney Sahaları ve Boru Bölgeleri | Kurulum Sonu Gerilme (kPa) | Uzun Vadeli Gerilme | |
|----------------------------------|----------------------------|------------------------|-----------|
| | | Maksimum Gerilme (kPa) | Artış (%) |
| Guelph | | | |
| Taban | 276 | 410 | 49 |
| Yan Duvar Yatay | 12 | 14 | 19 |
| Yan Duvar Düşey | 27 | 38 | 39 |
| Taç | 65 | 80 | 23 |
| Whitby | | | |
| Taban | 280 | 280 | 1 |
| Yan Duvar Yatay | 16 | 20.4 | 28 |
| Yan Duvar Düşey | 36 | 43 | 19 |

| | | | |
|-----------------|-----|-----|----|
| Taç | 41 | 55 | 34 |
| Barrie | | | |
| Taban | 110 | 175 | 59 |
| Yan Duvar Yatay | 22 | 29 | 32 |
| Yan Duvar Düşey | 54 | 67 | 24 |
| Oblik | 39 | 52 | 33 |
| Taç | 38 | 55 | 45 |

Sonuçlara bakıldığında, Guelph deney alanında uzun vadeli arazi deneyi gerilme sonuçları 276 kPa'dan 410 kPa'a kadar çıkmaktadır. SIDD (Doğrudan tasarım) yöntemi hesaplaması ise 231 kPa değerini vermiştir. OPSS 421(1995) yöntemi hesaplaması ise 480 kPa'dır. Taban bölgesindeki hesaplanan ve ölçülen gerilmeler kıyaslanacak olursa kötü zemin koşullarından dolayı ölçülen gerilmelerin değişim aralığı oldukça geniştir. Genel olarak Guelph deney alanındaki SIDD (Doğrudan tasarım) sonuçları arazi ölçümleriyle uyumlu görülmüştür.

Whitby deney alanında, borunun taban bölgesinin ortalama gerilmesi göz önünde bulundurulduğunda arazi ölçümlerinde yaklaşık 280 kPa değerine ulaşılırken SIDD hesaplaması 251 kPa değerindedir. Güncel OPSS 421 (1995) yöntemi ise 505 kPa değerine ulaşmıştır. Genel olarak Whitby bölgesinde, SIDD Tip IV kurulumu hesaplamalarıyla arazi ölçümleri karşılaştırıldığında uyumlu sonuçlar elde edilmiştir. OPSS 421 (1995) yöntemi ise fazlasıyla (%120 oranında) konservatif bulunmuştur.

Barrie deney alanında, borunun taban bölgesinin ortalama gerilmesi ele alındığında arazi ölçümlerinde 175 kPa değerine ulaşılırken SIDD Tip IV kurulumu hesaplamalarında 246 kPa elde edilmiştir. OPSS 421 (1995) yöntemi ise 548 kPa değerine ulaşmıştır. Daha iyi zemin koşulları ve kompaksiyon etkisiyle birlikte kurulumun bu deney alanında SIDD Tip III ile Tip IV arasında olduğu söylenebilir.

Genel olarak Barrie alanında, SIDD (Doğrudan tasarım) yöntemi uzun vadeli gerilmeleri konservatif hesaplamaktadır. OPSS 421 (1995) yöntemi ise tabandaki gerilmeyi %400 oranında abartılı bir biçimde bulmuştur. Bu sonuçlar SIDD (Doğrudan tasarım) yönteminin 1.8 gibi bir güvenlik katsayısı ile gayet uygun sonuçlar doğurduğunu, OPSS yönteminin ise oldukça konservatif kaldığını göstermiştir.

Genel olarak saha ölçümlerinin deney bölgelerinde her toprak basıncı hücre grubu için tutarlı sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir. Gerilme okumalarındaki değişimlerin başlıca kaynağı, değişken zemin koşulları ve kurulum prosedüründeki farklılıklardır. Taban bölgesindeki hücrelerde ölçülen yüksek değişken değerler, borunun dış duvarıyla yatak arasındaki temasın derecesine bağlı olduğu kadar aynı zamanda hendekteki zeminin rijitliğiyle de açıklanabilir. Tüm deney bölgelerinde görülen zamana bağlı olarak gerilme artışı, tekrarlı yüzey aktivesi ve zemin yükü ağırlığından dolayı görülen zeminde meydana gelen oturma artışına bağlı olarak açıklanır.

Çalışma sonucunda, OPSS 421(1995) tarafından kullanılan tasarım yönteminin rijit boruların taban bölgesindeki gerilmeleri açıklarken aşırı muhafazakâr kaldığı söylenebilmektedir. SIDD yöntemi ise, rijit boruların tabanındaki düşey gerilmeleri açıklarken daha gerçekçi bir hesaplama sunmaktadır. Buna rağmen, bu yöntem Whitby bölgesi (killi zemin) ve Barrie bölgesi (kumlu zemin) boru kurulumları için boruların taç bölgesindeki gerilmeleri açıklarken konservatif sonuçlar doğurmuştur (Wong vd. 2006).

Porter (2015), yaptığı çalışmada sonlu elemanlar yöntemi yazılımı içerisindeki çeşitli analiz yöntemlerini ve halihazırda kullanılan tasarım standardını incelemiştir. Değişken hendek genişlikleri, geridolgu yükseklikleri (0.3m'den 1.2m'ye kadar), yataklama ve geridolgu malzemeleri (daneli geridolgu, uygun olmayan geridolgu, agrega, stabilize edilmiş kum, kontrol edilmiş düşük mukavemetli malzemeler - kontrollü dolgu (CLSM) gibi farklı varyasyonlarda ve tasarım senaryolarında hendek durumları incelenmiştir. Bu farklı tasarım senaryolarını, Menfez Analizi ve Tasarımı (Culvert Analysis and Design – CANDE) adlı sonlu elemanlar yazılımı ile doğrusal elastik, Mohr Coulomb ve Duncan zemin bünye modelleri için ve aynı zamanda gömülü beton boruların kurulumu için Avustralya/Yeni Zelanda Standart Tasarım (AS/NZS 3725) yöntemiyle analizleri yapılmıştır.

Çalışmada kullanılan geri dolgu malzemeleri; daneli geri dolgu, kontrol edilmiş düşük dayanımlı malzeme (CLSM) ve açık gradasyonlu taştır. Yatak ve üzengi (BH) malzemeleri için SW (iyi derecelenmiş kum), SM (siltli kum) kullanılmışken, yan duvar ve kaplama (SO) malzemeleri için SW, SM, SC (killi kum) kullanılmıştır

(Das,2010). Düşük mukavemetli sökülebilir malzeme (CLSM)'ye bakıldığında, AS/NZS 3725'e göre sadece belirli durumlarda kullanılan bir geri dolgu malzemesidir. Bu durumlar; projenin zamana bağlı olması, en dar hendek genişlikleri için uygun kompaksiyon sağlanamaması, uygun borular arasındaki aralığın tavsiye edilenden daha düşük olması ve var olan zeminin dane dağılım kriterlerine uymamasıdır. CLSM bir zemin çimento bulamacıdır ve çevreleyen zeminden daha dayanımlıdır. Bu malzeme aynı zamanda projeye önemli ölçüde ekonomik getiriler sunmaktadır. CLSM mutlaka 0.6 ve 3.0 MPa arasında değişen bir değerde basınç dayanımı sunmalıdır (Porter, 2015).

Açık gradyasyonlu taş ise, Avustralya Standartları'nda bahsedilmeyen alternatif bir geri dolgu yöntemidir. Bu malzeme kendini sıkıştıran ve deney için gereklilikleri azaltan bir malzemedir (Tysl ve Noll, 2011). Çalışmada kullanılan geri dolgu malzeme tiplerinin doğrusal elastik ve Mohr-Coulomb zemin bünye modelleri ile tasarımındaki parametre değerleri Tablo 4.5'te verilmiştir.

Tablo 4.5: Geri dolgu tipleri ve malzeme özellikleri (Porter, 2015)

| | | Elastik | | Mohr-Coulomb | | |
|--------------------|-------|-------------------|---------------|--------------|-------------------------|-------------------------------|
| | | Elastisite Modülü | Poisson Oranı | Kohezyon | İçsel Sürtünme Açısı | Birim Hacim Ağırlık |
| Geri dolgu tipleri | | E (MPa) | ν (-) | c (kPa) | (ϕ) ($^{\circ}$) | γ (kN/m ³) |
| BH Tipi | SM100 | 8.27 | 0.33 | 0.00 | 36.00 | 18.86 |
| | SW100 | 11.03 | 0.33 | 0.00 | 36.00 | 19.64 |
| SO Tipi | SM100 | 8.27 | 0.35 | 19.15 | 33.00 | 18.86 |
| | SW100 | 11.03 | 0.33 | 0.00 | 36.00 | 19.64 |
| | SC100 | 8.27 | 0.35 | 19.15 | 33.00 | 18.86 |
| Aşırı Büyük | CA105 | 11.72 | 0.33 | 0.00 | 36.00 | 19.64 |
| Yüksek | CL95 | 5.86 | 0.35 | 11.97 | 30.00 | 17.76 |
| Plastisite İndisli | CL100 | 6.89 | 0.35 | 14.36 | 30.00 | 18.07 |

| | | | | | | |
|-----------------------------|-------|--------|------|--------|-------|-------|
| Açık Gradyasyonlu Taş | No6 | 20.68 | 0.33 | 10.30 | 40.80 | 17.36 |
| | No8 | 20.68 | 0.33 | 22.80 | 40.30 | 17.76 |
| CLSM | 1gün | 120.00 | 0.25 | - | - | 19.79 |
| | 7gün | 140.00 | 0.25 | - | - | 18.63 |
| | 28gün | 470.00 | 0.25 | - | - | 16.46 |
| CLSM Alternatif | | 200.00 | 0.30 | 300.00 | 35.00 | 21.80 |
| Stabilize Edilmiş Kum | | 875.00 | 0.25 | 0.74 | 44.00 | 23.57 |

Proje metodolojisine baktığımızda proje; boruya etkiyen yükün, gerilme ve uzamaların, geri dolgudan kaynaklanan yer değiştirmelerinin bulunması ve onları etkileyen faktörlerin analizi hususunda gerçekleştirilmiştir. Bu faktörler; yükleme durumu, tekerlek yükü, hendek genişliği, boru çapı, geri dolgu tipi ve analiz yöntemidir. Yükleme durumu Avustralya Standartları köprü yüklemesi, AS 5100.2'ye göre yapılmıştır. W80 tekerlek yükü, A160 yükü ise tekil dingil yük olarak etkilmiştir. Projedeki tasarım kriterlerinin karşılaştırması aşağıda Tablo 4.6'da verilmiştir (Porter, 2015).

Tablo 4.6 : Tasarım kriterlerinin karşılaştırılması (Porter, 2015)

| Kurulum Koşulu | Yük | Hendek Genişliği (mm) | Hendek Derinliği (mm) | Boru Çapı (mm) | Geri dolgu Tipi | Analiz Yöntemi |
|-----------------------|------------|---------------------------------------|------------------------------|-----------------------|-------------------------------------------------|---------------------------------|
| Hendek Durumu | W80 | 100* | 300 | 600 | BH (SM100 & SW100) | Doğrusal Elastik Varsayımlar |
| | | 150 | 600 | | SO (SM100, SW100 & SC100) | Mohr-Coulomb Zemin Bünye Modeli |
| | | | 1200 | | Özelleştirilme dışı çakıl (CA105, CL95 & CL100) | Duncan Zemin Bünye Modeli |
| | | Açık gradasyonlu taş (No. 6 ve No. 8) | AS/NZS 3725 | | CLSM (1 gün, 7 gün & 28 gün) | |
| | | | | | Stabilize edilmiş kum | |
| | | | | | | |

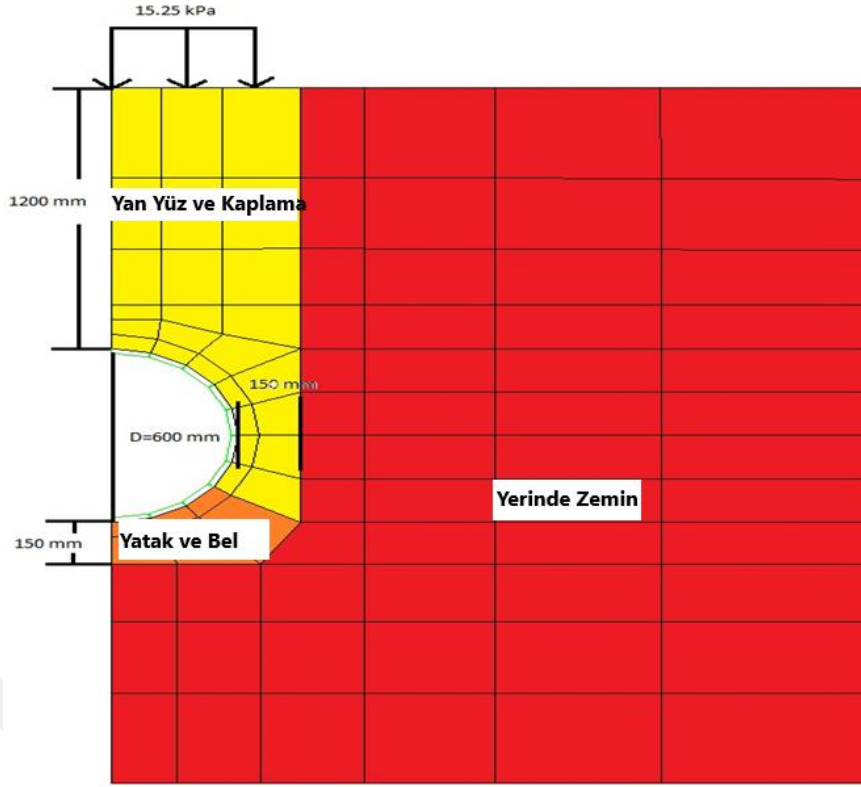
Not: sadece CLSM* (Komite:WS-006, 2007a)

Boru menfez durumlarına bakıldığında, Menfez Durumu 1'e göre 750mm çaplı Sınıf IV boru menfezi kullanılmıştır. Bu menfezde, tekil boyutlandırılmış agrega geri dolgu (14mm) ve malzeme özellikleri olarak No.6 çakıl seçilmiştir. Boru 400mm'lik dolgu yüksekliğine sahip olup en alçak noktasında, 1050 mm'lik hendek genişliğine sahiptir. Menfez Durumu 2'ye göre 600mm çaplı Sınıf IV boru menfezi kullanılmıştır. Bu menfez uygun daneli geri dolguyla doldurulmuştur. Boru 300mm'lik bir dolgu yüksekliğine sahiptir. 900mm'lik hendek genişliğine sahiptir (Porter, 2015).

Çalışmada sayısal analizler Menfez Analizi ve Tasarımı (Culvert Analysis and Design – CANDE) adlı sonlu elemanlar yazılımı ile gerçekleştirilmiştir. CANDE, özellikle menfez-zemin etkileşimi konusunda geliştirilmiş sonlu elemanlar yöntemi programı olup elastik, homojen ve zemin geri dolgusu hakkında geniş çaplı analiz yöntemleri sunar. Sonlu elemanlar modeli iki boyutlu (2D)'dur. Dingil yükü, üniform yük olarak belirli bir alanın üstüne etkilmiştir. CANDE sonlu elemanlar yazılımına girilen parametreler aşağıda Tablo 4.7'de verilmiş olup yazılımda modellenen 1200 mm örtü yüksekliğindeki sonlu elemanlar ağı Şekil 4.13'te sunulmuştur.

Tablo 4.7 : CANDE yazılımında analizlerde kullanılan parametreler (Porter, 2015)

| Parametreler | Değerler |
|-------------------------------------|--------------------------------------|
| Çözüm Tipi | Sonlu elemanlar ağı |
| Analiz Yöntemi | Servis |
| Basma Dayanımı | 60 MPa |
| Borunun Elastisite Modülü | 34,800 MPa |
| Borunun Poisson Oranı | 0.17 |
| Betonun Birim Hacim Ağırlığı | 24.3 kN/m ³ |
| Çelik Donatısının Akma Dayanımı | 500 MPa |
| Çelik Donatısının Elastisite Modülü | 200 GPa |
| Çelik Donatı Aralığı | 50.8 mm (sadece dış tabaka) |
| Donatı Tipi | Düzgün tel veya düz betonarme demiri |
| Donatı Alanı/Örtü | 0.635mm ² /mm / 20 mm |
| Yataklama Derinliği | 150 mm |
| Boru İç Çapı | 586 mm |
| Boru Dış Çapı | 698 mm |
| Doğrusal Olmayan Davranış | Plastik Davranış |



Şekil 4.13: 1200mm örtü yüksekliğinde boru sayısal modeli sonlu elemanlar ağı
(Porter, 2015)

Sonuçlara bakıldığında, doğrusal elastik analiz ile elde edilen en yüksek zemin gerilmesi ve aksenal kuvveti alan malzeme tipi, 300 mm derinlikteki stabilize edilmiş kumdur. Zemin gerilmesi olarak 346.1 kPa alırken, 43.7 kN/m aksenal kuvvet belirlenmiştir. Stabilize edilmiş kum, en düşük çekme gerilmesi değerini almış (1.0 kN/m) ve eğilme momenti değeri olarak 1200 mm derinlikte 0.18 kNm/m olarak belirlenmiştir. En düşük aksenal kuvvet SM100-CL95 (1200mm derinlikte) malzemesinde 9.68 kN/m olarak hesaplanmıştır. En yüksek kesme gerilmesi ve eğilme moment değeri SW100-CL95 (300mm derinlikte) kesme gerilmesi değeri olarak 18.8 kN/m ve eğilme momenti değeri olarak 2.8 kNm/m olarak hesaplanmıştır. En düşük zemin gerilmesi 300mm derinlikte birçok malzeme için geçerli olup en düşük değeri 80.7 kPa'dır.

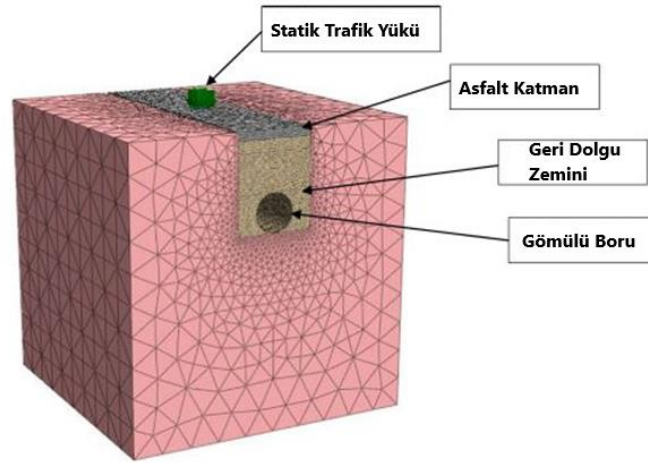
Mohr-Coulomb zemin bünye modeli ile yapılan analiz sonuçlarına bakıldığında zemin gerilmeleri, aksenal ve kesme kuvvetleri en yüksek değerini 300mm derinlikteki stabilize edilmiş kum malzemesinde almıştır. En yüksek gerilme değeri stabilize

edilmiş kum malzemesinde 300 mm derinlikte 414 kPa olarak hesaplanmıştır. En düşük gerilme değeri ise CLSM malzemesinde 1200 mm derinlikte 28 kPa olarak hesaplanmıştır. En yüksek kesme gerilmesi CLSM malzemesinde 300 mm derinlikte 42 kN/m olarak hesaplanmıştır. En düşük moment değeri CLSM malzemesinde 1200 mm derinlikte 0.04 kNm/m olarak görülürken, en yüksek moment değeri ise SW100-CL95 malzemesinde 300 mm derinlikte 2.8 kNm/m olarak hesaplanmıştır.

Duncan zemin bünye modeli ile yapılan analiz sonuçlarına bakıldığında en yüksek zemin gerilmesi 300 mm derinlikte SM100-SM100 malzemesinde 340 kPa olarak hesaplanmıştır. En düşük zemin gerilmesi ise 1200 mm derinlikte SM100-CL95 ve SW100-CL95 malzemelerinde 80 kPa olarak hesaplanmıştır. En yüksek çekme gerilmesi SM100-CL100 malzemesinde 300 mm derinlikte hesaplanmış olup 38.4 kN/m değerindedir. En düşük çekme gerilmesi ise SW100-CL95 malzemesinde 1200 mm derinlikte hesaplanmış olup 9.4 kN/m değerindedir. En yüksek kesme gerilmesi SM100-CL95 malzemesinde 300 mm derinlikte 19.4 kN/m olarak hesaplanmış olup en düşük kesme gerilmesi ise SW100-CA105 malzemesinde 1200 mm örtü yüksekliğinde 3.4 kN/m olarak hesaplanmıştır. En yüksek moment değeri 3.1 kNm/m ile 300 mm derinlikte SM100-CL95 malzemesinde görülürken en düşük moment değeri 0.58 kNm/m ile SW100-CA105 malzemesinde 1200 mm derinlikte hesaplanmıştır.

Çalışmada elde edilen analiz sonuçlarına göre boruya en iyi yapısal etkiyi veren geri dolgu ve yataklama malzemesi stabilize edilmiş kumdur. Çalışmada aynı zamanda 0.3m ve 1.2m aralığında değişen örtü derinliğinde gerçekleştirilen analizler sonucunda, mümkün olduğunca yüksek derinlikte boru kurulumu önerilmektedir. Dolgu derinliği arttıkça zemin gerilmelerinde ve çekme, kesme ve moment değerlerinde azalma olduğu görülmektedir. Çalışmadaki analizlerde kullanılan zemin bünye modelleri kıyaslandığında, bünye modelleri genel olarak birbirinden küçük farklılıklarla ayrılmaktadır. Veriler, kullanılan malzeme tiplerinin bünye modelleri arasındaki tutarlılıkta daha ön planda olduğunu göstermektedir. Düşük dolgu derinliklerinde, doğrusal elastik model ve Duncan modeli arasında benzerlikler görülmüştür (Porter, 2015).

Alzabeebee, S. (2019), yaptığı çalışmada gömülü boruların davranışında geri dolgu malzemesi olarak kullanılan zeminin doygunluk derecesinin etkisini incelemiştir. Çalışmadaki temel amaç, doygun olmayan zemin parametrelerinin gömülü boruların tasarımında kullanımının irdelenmesi ve doygun zemin parametreleri ile doygun olmayan zemin parametrelerinin kullanımındaki farklılıkları 3 boyutlu (3D) sonlu elemanlar analizi ile incelemektir. Çalışmada kullanılan boru tipleri esnek ve rijit borulardır. Dökme demir, beton ve plastikleştirici katılmamış polivinil klorür (uPVC) boru kullanılmıştır. Çalışmadaki sonuçlar zeminin doygunluk derecesinin boru duvarındaki gerilmeleri, borunun yer değiştirmesini ve boruya etkileyen zemin gerilmelerini artırdığını göstermektedir. Çalışmada sonlu elemanlar modeli olarak Robert vd. (2016) modeli kullanılmıştır. Modelde kullanılan boru dökme demir borudur. Boru dış çapı 0.7m, et kalınlığı 0.025m'dir. Boru, yaklaşık olarak 1.1m'lik geri dolgu yüksekliğine gömülmüştür. Geri dolgu yüksekliğinde asfalt katmanı da bulunmaktadır. Trafik yükünü yansıtmak için 0.3m x 0.3m'lik bir alana 49 kN yük etkilmiştir. Sonlu eleman modeli MIDAS GTS NX zemin-yapı etkileşimi sonlu elemanlar yazılımı ile modellenmiştir. Modelin boyutları 5m x 5m x 5m'dir. Sonlu elemanlar modeli Şekil 4.14'te verilmiştir (Alzabeebee, 2019).



Şekil 4.14: Çalışmada kullanılan 3 boyutlu sonlu elemanlar ağı (Robert vd. 2016).

Çalışmada kullanılan doygun olmayan zemin malzemesinin, asfalt malzemesinin ve boru malzemelerinin özellikleri Tablo 4.8'de belirtilmiştir. Çalışmada kullanılan boruların boyutsal özellikleri ise Tablo 4.9'da belirtilmiştir.

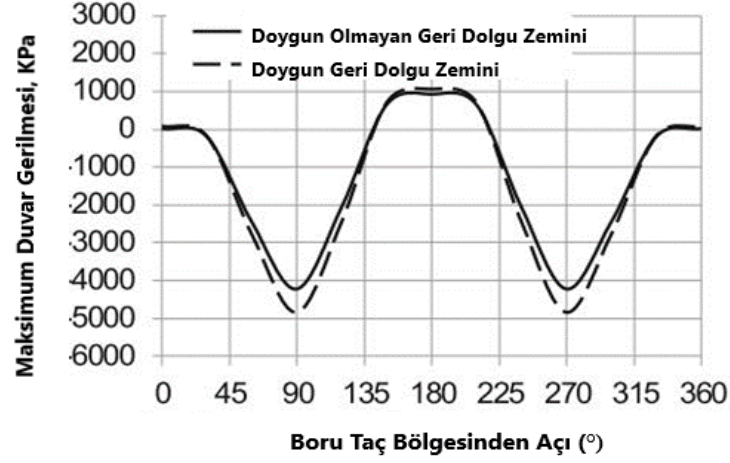
Tablo 4.8: Zemin ve boru malzemelerinin özellikleri (Alzabeebee, 2019)

| Özellik | Doygun Olmayan Zemin | Asfalt | Dökme Demir Boru | Beton Boru | uPVC Boru |
|-------------------------------|----------------------|--------|------------------|------------|-----------|
| γ (kN/m ³) | 22.30 | 23.23 | 78.5 | 24 | 14 |
| ν | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.20 | 0.35 |
| E (MPa) | 49679 | 4500 | 120000 | 24856 | 689 |

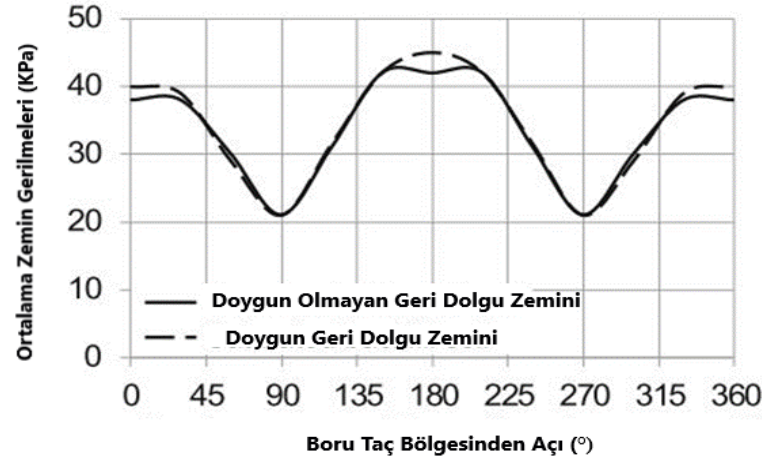
Tablo 4.9: Çalışmada kullanılan boruların boyutsal özellikleri (Alzabeebee, 2019)

| Boru Malzemesi | İç Çap (m) | Duvar kalınlığı (m) | Dış Çap (m) |
|----------------|------------|---------------------|-------------|
| Dökme Demir | 0.61 | 0.025 | 0.66 |
| Beton | 0.60 | 0.076 | 0.76 |
| uPVC Boru | 0.60 | 0.061 | 0.72 |

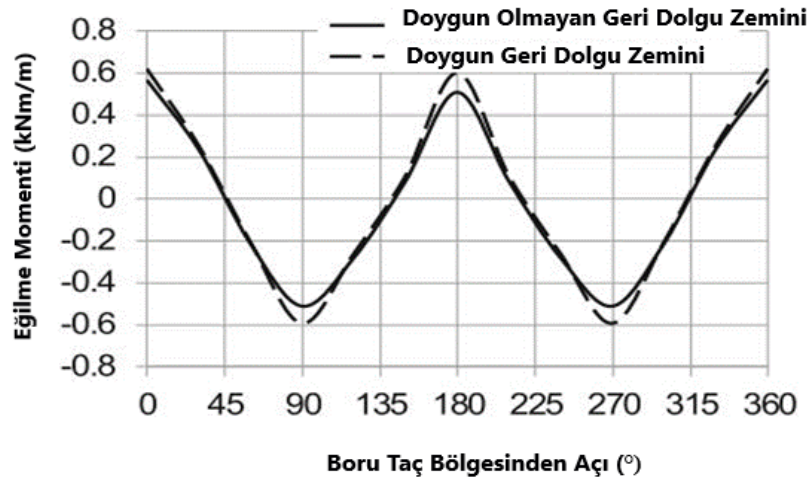
Sonlu eleman analizi sonuçlarına bakıldığında, Şekil 4.15'te görüldüğü gibi dökme demir boruda zeminin doygunluk derecesi arttıkça borunun taç bölgesi ve taban bölgesindeki zemin gerilmeleri artmaktadır. Ayrıca zeminin doygunluk derecesinin etkisi boru yan duvarlarında daha çok hissedilmektedir. Şekil 4.16'da ise zeminin rijitliğinde azalma meydana geldiği için negatif zemin kemerlenme etkisi göze çarpmaktadır. Şekil 4.17'de zeminin doygunluk derecesinin beton borularda boru duvarındaki eğilme momentlerine etkisi görülmektedir. Geri dolgu zeminini doygun olmayan durumdan doygun hale dönüştürüldüğünde eğilme momentlerinin arttığı görülmektedir. Eğilme momentlerindeki en yüksek artış (%9) borunun taç bölgesinde negatif zemin kemerlenmesinden dolayı gerçekleşmiştir. Şekil 4.18'de plastikleştirici katılmamış polivinil klorür (uPVC) borunun davranışında geri dolgu zemin doygunluk derecesinin dökme demir ve beton boruya göre daha yüksek mertebede etkiler yarattığı görülmektedir. Bu durumun nedeni esnek boruların dış yüklere maruz kaldıklarında önemli ölçüde yer değiştirme yapmasıdır. Bir diğer etken ise esnek boruların davranışının esnek boruyu çevreleyen zeminin rijitliğine rijit borulara (beton) göre daha bağımlı olmasıdır (Alzabeebee, 2019).



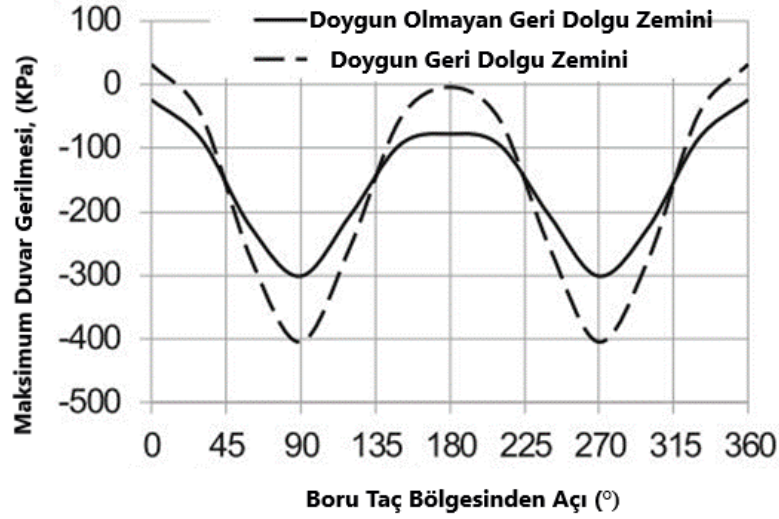
Şekil 4.15: Dökme demir boruda zeminin doymunluk derecesinin boru duvarındaki gerilmelere etkisi (Alzabeebee, 2019)



Şekil 4.16: Dökme demir boruda zeminin doymunluk derecesinin ortalama zemin gerilmelerine etkisi (Alzabeebee, 2019)



Şekil 4.17: Beton boruda zeminin doygunluk derecesinin eğilme momentlerine etkisi
(Alzabeebe, 2019)



Şekil 4.18: uPVC boruda zeminin doygunluk derecesinin boru duvarındaki gerilmelere etkisi (Alzabeebe, 2019)

Çalışmada elde edilen bulgular özetlenecek olursa, geri dolgu zemininin doygunluk derecesi arttığında negatif zemin kemerlenmesi (zemin basıncının boruya etkimesi) oluşmakta ve düşen zemin rijitliği nedeniyle boruyu sarmalayan zeminden gelen destekleyici kuvvetlerin azalması durumu meydana gelmektedir. Geri dolgu malzemesinin doygunluk derecesi artırıldığında gömülü beton boruda yaklaşık %9'luk bir oranda eğilme momentlerinde artış meydana gelmiştir. uPVC boruda geri dolgu malzemesinin doygunluk derecesini artırmak rijit borulara göre daha yüksek mertebede bir etki yaratmıştır. Sonuç olarak doygun olmayan zemin parametreleri kullanarak gömülü boru tasarımı yapmak en kötü senaryoları yansıtmamaktadır. Gömülü boru tasarımlarında doygun zemin parametreleri kullanılması önerilmektedir (Alzabeebe, 2019).

Alzabeebe ve Chapman (2019), yaptıkları parametrik çalışmada gömülü boru duvarında oluşan eğilme momentlerine İngiliz Standartları (BS) trafik yüklemesinin etkisini incelemiştir. Çalışmada, boru duvar kalınlığı, boru çapı, geri dolgu yüksekliği ve kurulum tipi etkileri incelenmiştir. Tablo 4.10'da analizlerde kullanılan boru çapları ve duvar kalınlıkları belirtilmiştir.

Tablo 4.10: Sayısal analizlerde kullanılan boru malzeme parametreleri (Alzabeebee ve Chapman, 2019)

| Boru İç Çapı Di, m | Duvar kalınlığı t, m |
|--------------------|----------------------|
| 0.3 | 0.051 |
| 0.6 | 0.076 |
| 1.2 | 0.127 |
| 2.4 | 0.229 |

Tablo 4.11’de ise parametrik sonlu eleman analizlerinde kullanılan malzeme parametreleri belirtilmiştir. Parametrelerde γ ; zemin birim hacim ağırlığını, ν ; Poisson oranını, c' ; zemin malzemesinin kohezyonunu, ϕ' ; içsel sürtünme açısını, R_f ; göçme oranını, K ; modül numarasını, n ise modül üssünü belirtmektedir. Çalışmadaki analizlerde kullanılan zeminler ise çok iyi kalitede kurulumu ifade etmek için SW95 (%95 kompaksiyon derecesine sahip çakıllı kum), iyi kalitede kurulumu ifade etmek için SW90 (%90 kompaksiyon derecesine sahip çakıllı kum), kabul edilebilir kalitede kurulumu ifade etmek için ML90 (%90 kompaksiyon derecesine sahip kumlu silt) ve kötü kalitede kurulumu ifade etmek için ML49 kullanılmıştır. Borunun Elastisite modülü (E) 24865 MPa ve (ν) Poisson oranı 0.2 olarak alınmıştır (Alzabeebee ve Chapman, 2019).

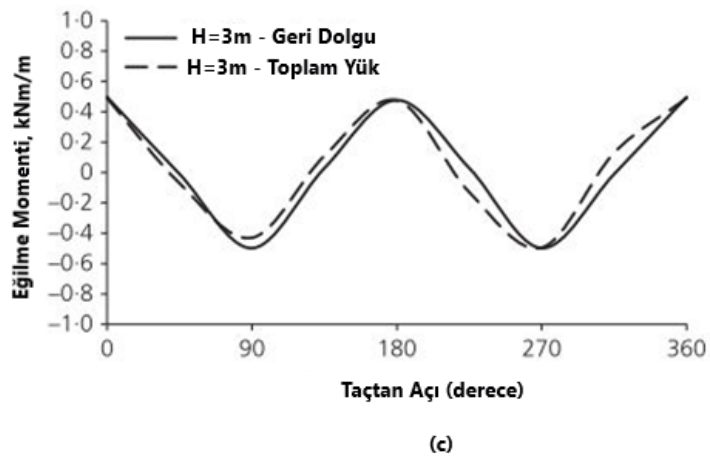
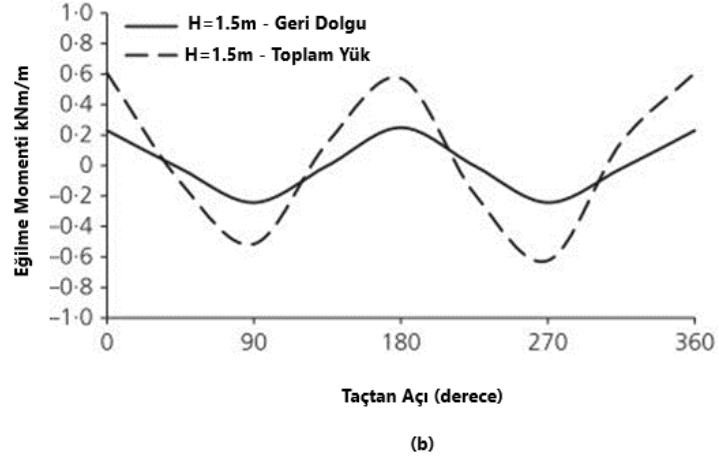
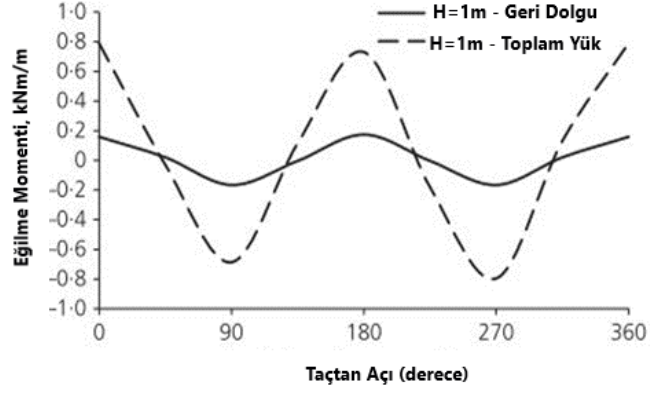
Tablo 4.11: Sayısal analizlerde kullanılan zemin parametreleri (Alzabeebee ve Chapman, 2019)

| Parametre | SW95 ^a | SW90 ^a | ML90 ^a | ML49 ^a | Doğal Zemin ^b |
|------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------------|
| γ : kN/m ³ | 22.07 | 20.99 | 18.84 | 10.4 | 21 |
| ν | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 |
| c' : kPa | 1 | 1 | 24 | 1 | 30 |
| ϕ' : ° | 48 | 42 | 32 | 23 | 36 |
| K | 950 | 640 | 200 | 16 | 1500 |
| R_f | 0.70 | 0.75 | 0.89 | 0.55 | 0.90 |
| n | 0.60 | 0.43 | 0.26 | 0.95 | 0.65 |

Not: ^a = Boscardin (1990)’dan alınmıştır.

^b = Tahmini değerler.

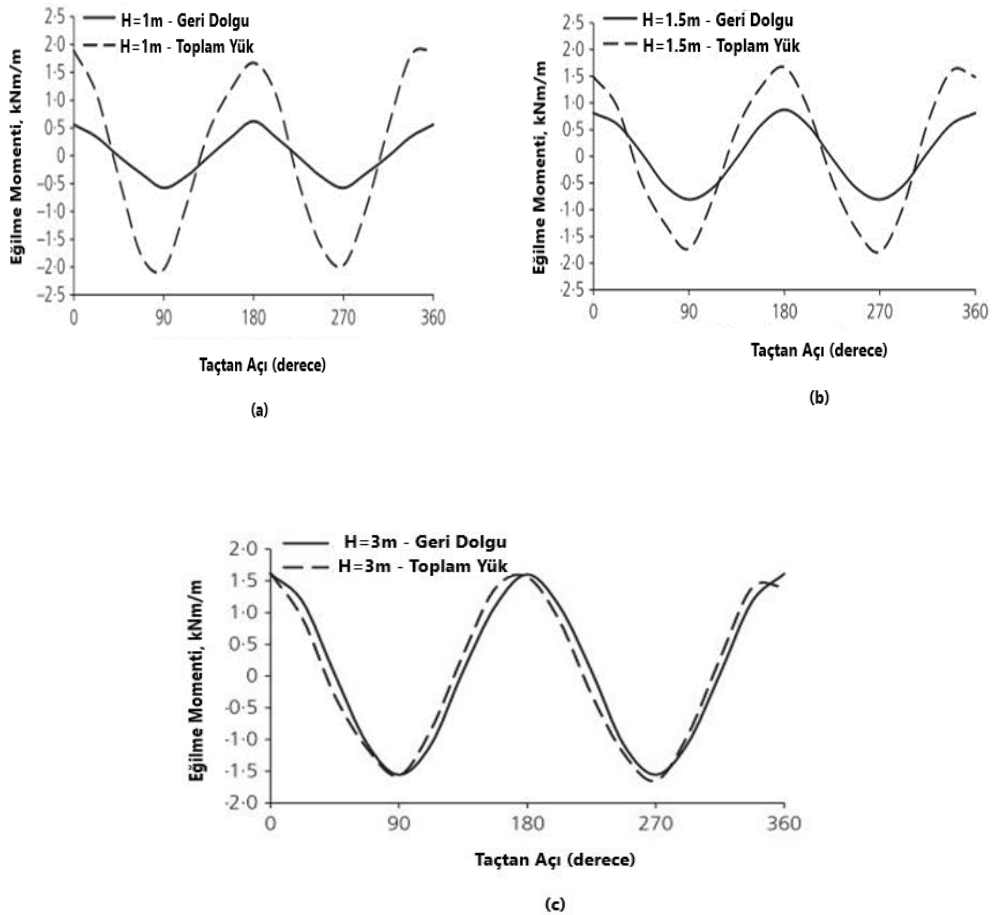
Çalışmada Alzabeebe (2017)'deki sonlu elemanlar modeli kullanılmıştır. Parametrik çalışma sonuçlarına bakılırsa Şekil 4.19a, b ve c'de;



Şekil 4.19: 0.3m iç çaplı boru kesitinde a-)1m dolgu yüksekliği, b-) 1.5m dolgu yüksekliği, c-) 3m dolgu yüksekliğinde eğilme momentleri (Alzabeebe ve Chapman, 2019)

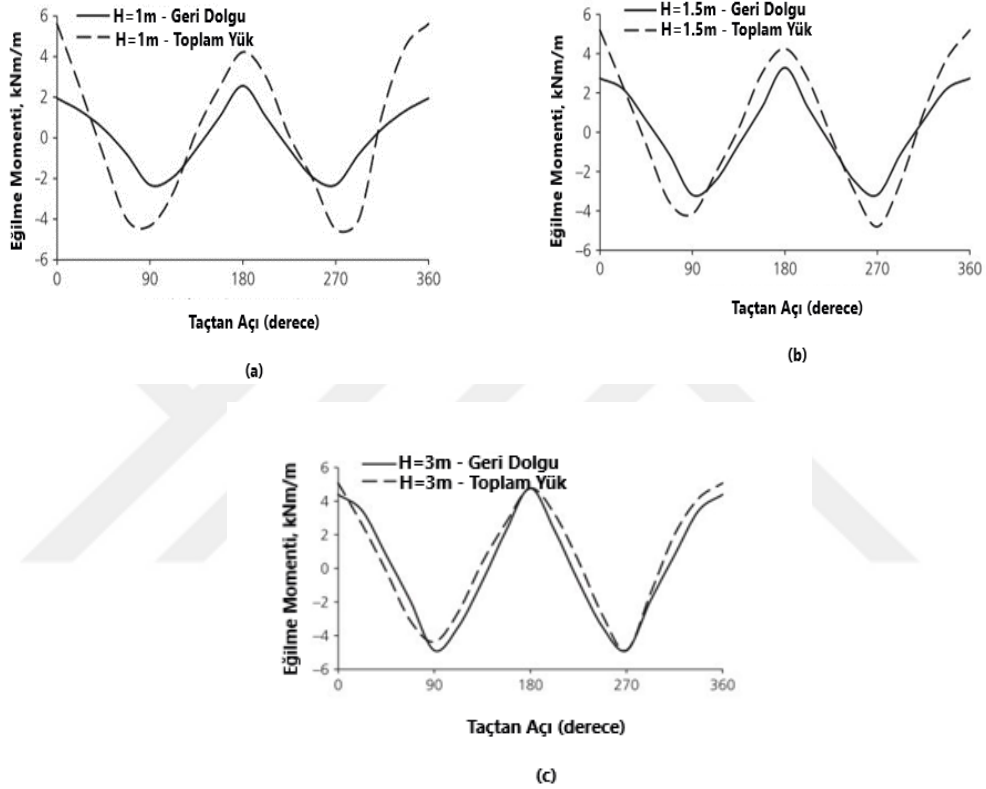
0.3m iç çaplı boru için dolgu yüksekliği (H) artırıldığında (1-1.5-3m) görüldüğü gibi eğilme momentleri artış göstermektedir. Analizlerde eğilme momentleri iki skalada incelenmiştir. Bunlardan ilki, yalnızca geri dolgu yüksekliğinden ötürü oluşan zemin ağırlığına bağlı eğilme momentleridir. Diğerisi ise analizlerde trafik yükünün de hesaba katıldığı toplam yüküdür. Şekil 4.19a, b ve c’de görüldüğü gibi geri dolgu yüksekliği arttıkça trafik yükünün etkisi azalmaktadır.

0.6m iç çaplı boru için Şekil 4.20a, b ve c’de görüldüğü gibi dolgu yüksekliği (H) artırıldığında (1-1.5-3m) boru duvarındaki eğilme momentleri 0.3m iç çaplı boruya göre daha yüksek mertebelere sahiptir. Boru iç çapı arttıkça boru duvarındaki eğilme momentlerinde artış gözlemlenmiştir. Toplam yükün eğilme momentlerine etkisi ise 3m dolgu yüksekliğinde çok düşük olduğu gözlemlenmiştir.



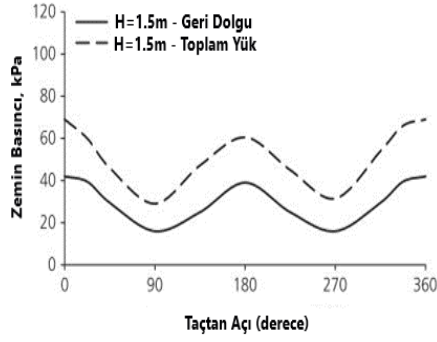
Şekil 4.20: 0.6m iç çaplı boru kesitinde a-)1m dolgu yüksekliği, b-) 1.5m dolgu yüksekliği, c-) 3m dolgu yüksekliğinde eğilme momentleri (Alzabeebe ve Chapman, 2019)

1.2m iç çaplı boru için Şekil 4.21a, b ve c’de görüldüğü gibi yine dolgu yüksekliği (H) artırıldığında (1-1.5-2.5m) boru duvarındaki bölgelerde eğilme momentleri 0.3 ve 0.6m iç çaplı boruya göre daha yüksektir. Boru iç çapı arttıkça boru duvarındaki bölgelerdeki eğilme momentlerinde artış gözlemlenmiştir. Önceki durumlarda olduğu gibi yine 2.5m dolgu yüksekliğinde trafik yükünün eğilme momentlerine etkisinin azaldığı gözlemlenmiştir.

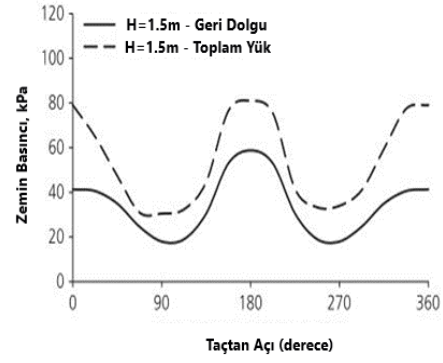


Şekil 4.21: 1.2m iç çaplı boru kesitinde a-)1m dolgu yüksekliği, b-) 1.5m dolgu yüksekliği, c-) 3m dolgu yüksekliğinde eğilme momentleri (Alzabeebe ve Chapman, 2019)

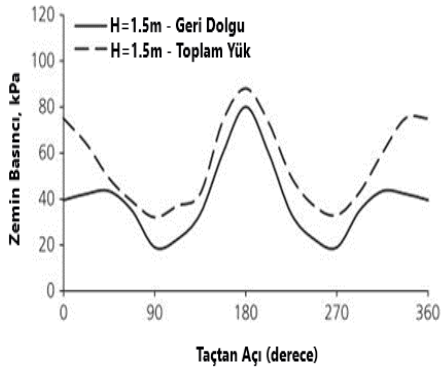
Şekil 4.22a, b, c ve d’de görüldüğü gibi 1.5m dolgu yüksekliğinde boru iç çapları artırıldığında (0.3–2.4m) boru bölgelerindeki zemin gerilmelerinin arttığı gözlemlenmektedir. En yüksek zemin gerilmesinin 2.4m iç çaplı boruda taban bölgesinde (180°) oluştuğu belirlenmiştir. 2.4m iç çaplı boruda beklenildiği gibi trafik yükünün zemin gerilmelerine etkisinin çok az olduğu görülmüştür.



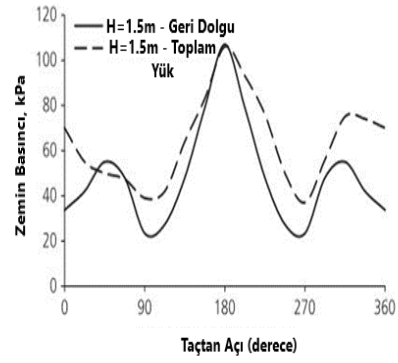
(a)



(b)



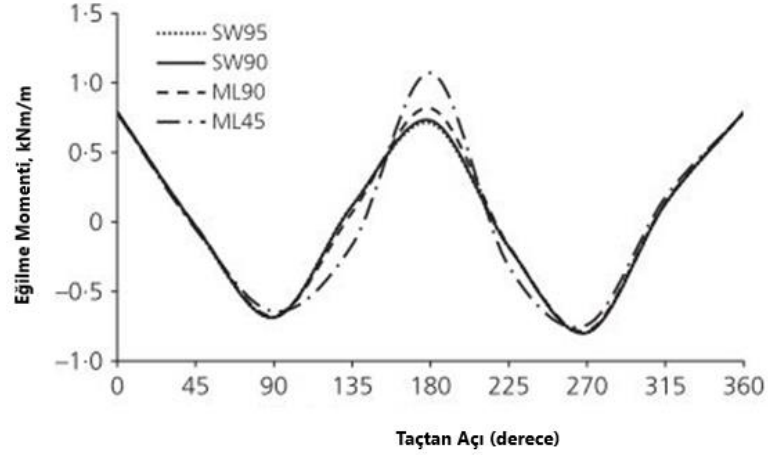
(c)



(d)

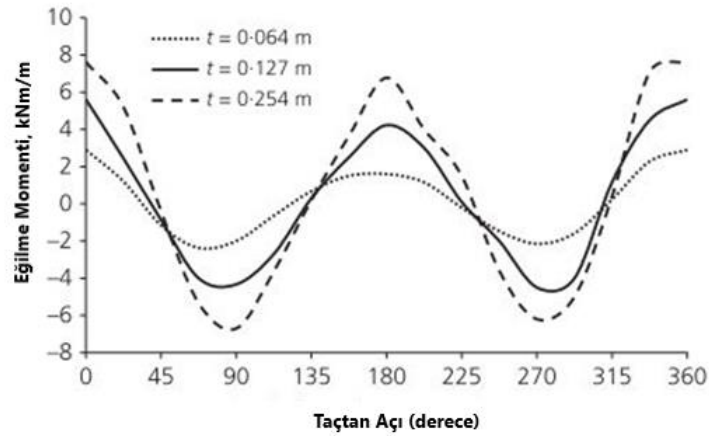
Şekil 4.22: Değişen iç çaplı boru kesitlerinde 1.5m dolgu yüksekliğinde elde edilen zemin gerilmeleri (Alzabeebe ve Chapman, 2019)

Şekil 4.23'te boru bölgelerinde oluşan eğilme momentlerine kurulum kalitesinin etkisi görülmektedir. SW95 çok iyi kalitede kurulumu idealize eden malzeme olarak kullanılmışken, SW90 iyi kalitede kurulumu idealize etmektedir. ML90 malzemesi kabul edilebilir kalitede kurulumu idealize ederken ML49 ise kötü kalitede kurulumu idealize etmektedir. Şekil 4.22'de görüldüğü üzere boru yatağındaki zemin SW90 malzemesinden ML49 malzemesine değiştirildiğinde borunun taban bölgesindeki eğilme momentlerinde yaklaşık %39 oranında bir artış gözlemlenmiştir. Elde edilen en yüksek eğilme momenti ise bu değişimle birlikte taç bölgesinden taban bölgesi ile değişmiştir. Şekil 4.23'te görüldüğü üzere kurulum kalitesini değiştirmek borunun taç ve yan duvar bölgelerindeki eğilme momentlerinde önemli bir değişim yaratmamıştır.



Şekil 4.23: Kurulum kalitesinin boru kesitindeki eğilme momentlerine olan etkisi
(Alzabeebe ve Chapman, 2019)

Şekil 4.24'te görüldüğü üzere boru duvar kalınlıkları (t)'nı artırmak (0.064 – 0.254m) boru bölgelerindeki eğilme momentlerini fazlasıyla etkilemekte olup artırmaktadır. Bu durumun asıl nedeninin borunun duvar kalınlığının artırılmasıyla birlikte boru rijitliğinde artış sağlanması ve buna bağlı olarak zemin basınçlarının artmasının zemin kemerlenmesine yol açması olduğu düşünülmektedir (Alzabeebe ve Chapman, 2019)

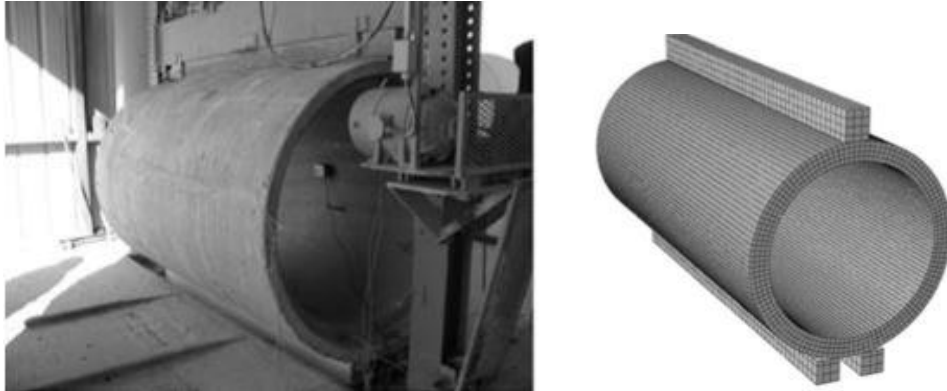


Şekil 4.24: Duvar kalınlıklarındaki değişimin boru kesitindeki eğilme momentlerine olan etkisi (Alzabeebe ve Chapman, 2019)

Çalışmadan kazanılan en önemli bulgulardan biri trafik yükünün artan dolgu yüksekliklerinde boru bölgelerinde görülen eğilme momentlerine ve zemin gerilmelerine olan etkisinin gözle görülür bir biçimde azaldığıdır. Aynı zamanda boru

iç çaplarının da artması trafik yükü etkisini azaltmaktadır. Boru duvar kalınlıklarının artması ise boru bölgelerindeki eğilme momentlerini doğrudan etkileyip artırmaktadır. Kurulum kalitesinin değişimi eğilme momentlerine doğrudan önemli ölçüde bir etki yaratmamaktadır fakat kötü kalitede bir kurulumda borunun taban bölgesinde yüksek gerilmeler ve eğilme momentleri olduğu gözlemlenmektedir. İyi bir gömülü boru performansı için taban bölgesinde mutlaka kaliteli bir kurulum tipi gerekmektedir (Alzabeebe ve Chapman, 2019).

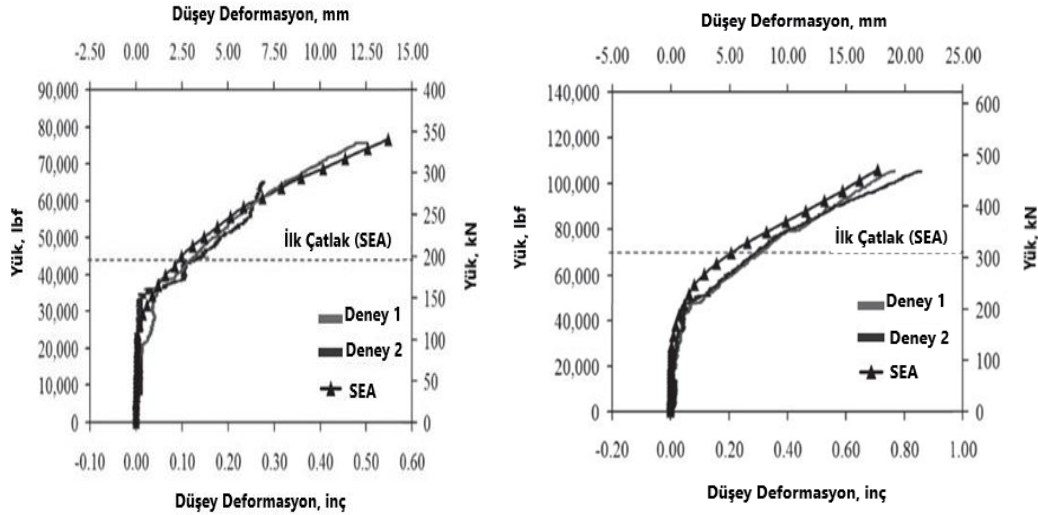
Abolmaali ve Kararam (2013), yaptıkları çalışmada beton boruların deneysel sonuçlarını doğrusal olmayan üç boyutlu sonlu elemanlar modeli analizleriyle doğrulamışlardır. 3 boyutlu sonlu elemanlar modeli boru çapları, geri dolgu yükseklikleri, dolgu malzemeleri ve yükleme lokasyonları gibi değişkenler altında parametrik çalışma için oluşturulmuştur. Sonlu elemanlar modelinin doğrulanması, 46cm (18inç), 91cm (36inç) ve 137cm (54inç) çaplarında 8 adet betonarme borunun D-Yükü deneyi de olarak bilinen üç-kenarlı deneyin (TEB) yapılması ile başlamıştır. Sonlu elemanlar analizi ve deneysel analiz sonuçları yük-deformasyon, çatlak oluşumu gibi durumlar için kıyaslanmıştır. Sonlu elemanlar modeli D-Yükü deneylerini yansıtmak için ABAQUS 6.8.2 yazılımı ile oluşturulmuştur. Şekil 4.25'te standart üç-kenarlı deney (TEB) mekanizması ve sonlu elemanlar modeli görülmektedir.



Şekil 4.25: Üç-kenarlı deney (TEB) mekanizması ve sonlu elemanlar modeli
(Abolmaali ve Kararam, 2013)

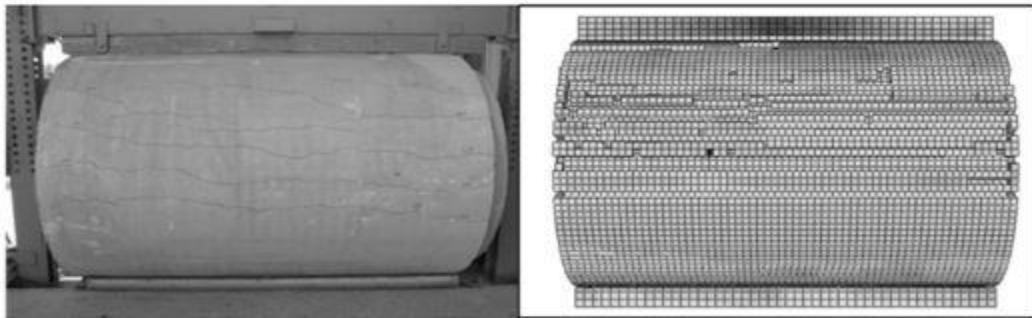
91 cm (36 inç) ve 137cm (54inç) borular için sonlu elemanlar analizi ve deneysel analizlerin sonuçları yük-deformasyon eğrisinde Şekil 4.26'da gösterilmiştir. Şekil

4.26a’da görüldüğü gibi sonlu elemanlar analizi sonuçlarında 91 cm’lik boruda ilk çatlak oluşumu 196 kN (44160 lbf) yükte taban bölgesinde oluşmuştur. Şekil 4.26b’de ise 1.37m’lik boruda ilk çatlak borunun taban bölgesinde 311 kN (70000lbf)’luk yükte oluşmuştur. İlk çatlağın oluşumundan itibaren 91cm’lik çapa sahip boruda 337 kN’luk doruk yük taşıma kapasitesi elde edilmiştir. Bu değer 1.37m’lik çapa sahip boruda 470 kN’dur.



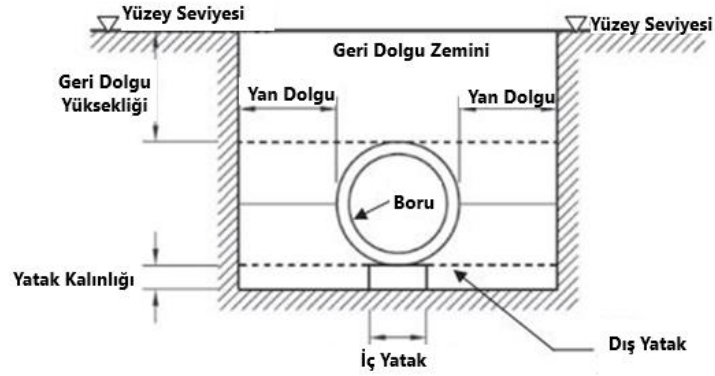
Şekil 4.26: a-) 91cm çaplı boruda b-) 137cm çaplı boruda sonlu elemanlar analizi ve deneysel sonuçların karşılaştırılması (Abolmaali ve Kararam, 2013)

Şekil 4.27’de 1.37m’lik çapa sahip borudaki çatlakların deneysel sonuçlar ve sonlu elemanlar modelindeki görünüşü verilmiştir.

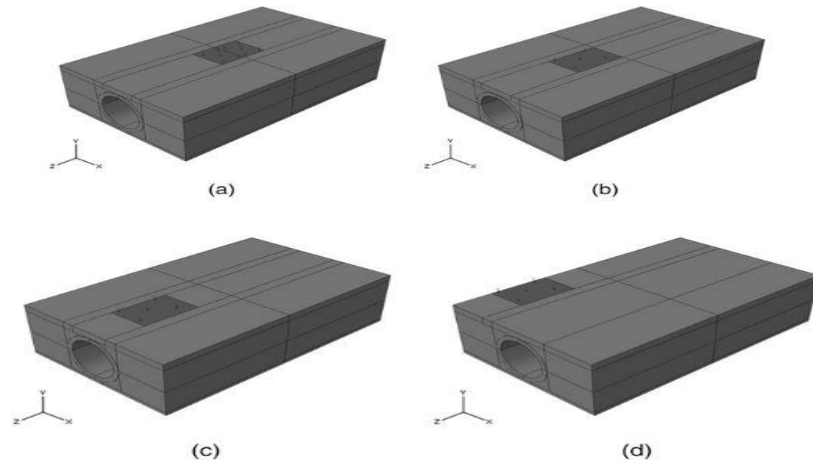


Şekil 4.27: 137cm çaplı boruda oluşan çatlakların deneysel çalışmada ve sonlu elemanlar modelinde görünüşü (Abolmaali ve Kararam, 2013)

Boruyu çevreleyen zeminin özelliklerine bakıldığında, geri dolgu zemini için tüm durumlarda Sn90 (%90 kompaksiyon oranına sahip çakıllı kum) kullanılmıştır (ASTM D698, 2005). Sn90 zemini; 2.163 kg/m^3 zemin birim hacim ağırlığına, 9 MPa elastisite modülüne, 0.35 Poisson oranına, 1 kPa kohezyona, 42° içsel sürtünme açısına ve 12° dilatasyon açısına sahiptir (Selig, 1990). Yükleme detaylarına bakıldığında HC 920 adlı hidrolik-kompaktör makinesi sonlu elemanlar modeli yükleme etkisi için referans alınmıştır. HC 920 makinesi 71 kN'luk bir vuruş kuvvetine sahiptir ve dakikada 2200 devir yapmaktadır. Vuruş kuvveti 98.5 kN/m^2 'lik gerilmeye dönüştürülüp uygulanmıştır. Şekil 4.28'de borunun kurulum geometrisi görülmektedir. Şekil 4.29'da ise L1, L2, L3 ve L4 olmak üzere farklı yükleme lokasyonları gösterilmektedir. Tablo 4.12'de ise parametrik analizlerde kullanılan malzeme özellikleri ve yükleme koşulları verilmiştir.



Şekil 4.28: Boru kurulum geometrisi (Abolmaali ve Kararam, 2013)

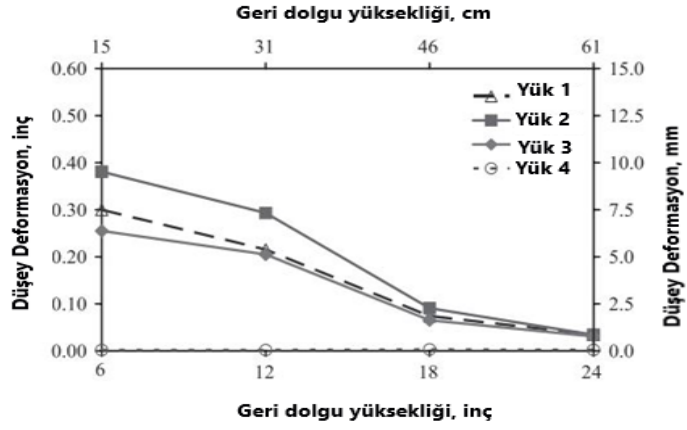


Şekil 4.29: 4 farklı yükleme lokasyonları a-) L1, b-) L2, c-) L3 ve d-) L4 (Abolmaali ve Kararam, 2013)

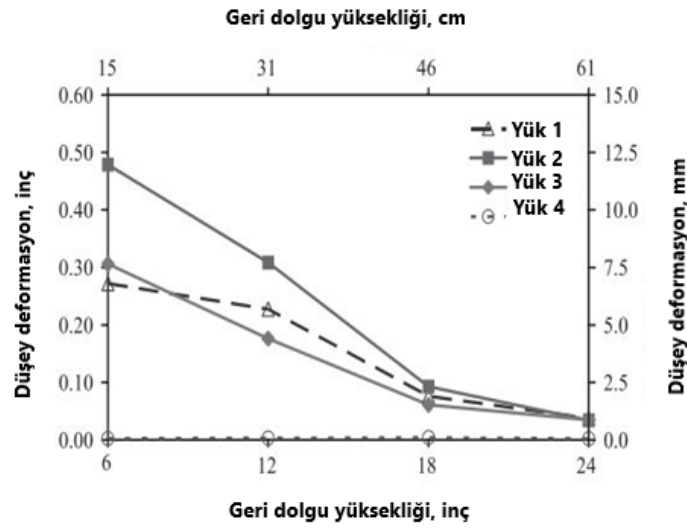
Tablo 4.12: Parametrik analizlerde kullanılan malzeme özellikleri (Abolmaali ve Kararam, 2013)

| Boru çapı (m) | Geri dolgu yüksekliği (cm) | Dolgu malzemesi | Yükleme lokasyonu |
|---------------|----------------------------|-----------------|-------------------|
| 0.61 | 15 | Sn90/Sn90 | L1 |
| | 31 | Sn90/Si85 | L2 |
| | 46 | | L3 |
| | 61 | | L4 |
| 0.91 | 15 | Sn90/Sn90 | L1 |
| | 31 | Sn90/Si85 | L2 |
| | 46 | | L3 |
| | 61 | | L4 |
| 1.22 | 15 | Sn90/Sn90 | L1 |
| | 31 | Sn90/Si85 | L2 |
| | 46 | | L3 |
| | 61 | | L4 |
| 1.37 | 15 | Sn90/Sn90 | L1 |
| | 31 | Sn90/Si85 | L2 |
| | 46 | | L3 |
| | 61 | | L4 |

Şekil 4.30'da 61 cm çaplı boruda L1, L2, L3 ve L4 yük lokasyonlarında Sn90/Sn90 ve Sn90/Si85 dolgu malzemeleri için geri dolgu yüksekliğinin düşey deformasyonlara etkisi görülmektedir. Şekil 4.30a'da görüldüğü üzere geri dolgu yüksekliğinin artışı borunun düşey ve yatay doğrultulardaki kesitlerindeki deformasyonları azaltmaktadır. Ayrıca L2 lokasyonunun en kritik, L4 lokasyonunun ise en az kritik durumu oluşturduğu görülmektedir. Şekil 4.30b'de görüldüğü gibi geri dolgu malzemesi olarak düşük kompaksiyon oranına sahip bir zemin kullanıldığında (Sn90/Si85) borudaki deformasyon artmıştır. Sonuçlardan çıkarılabilecek en önemli bulgulardan birisi ise boruda görülen deformasyonlara geri dolgu yüksekliğinin etkisinin boru çapı arttıkça azaldığıdır. Tablo 4.13'te görüldüğü üzere boru çapı artırıldığında geri dolgu yüksekliğinin artışı sabit tutulduğunda düşey ve yatay deformasyonların oranında azalma görülmüştür.



(a)



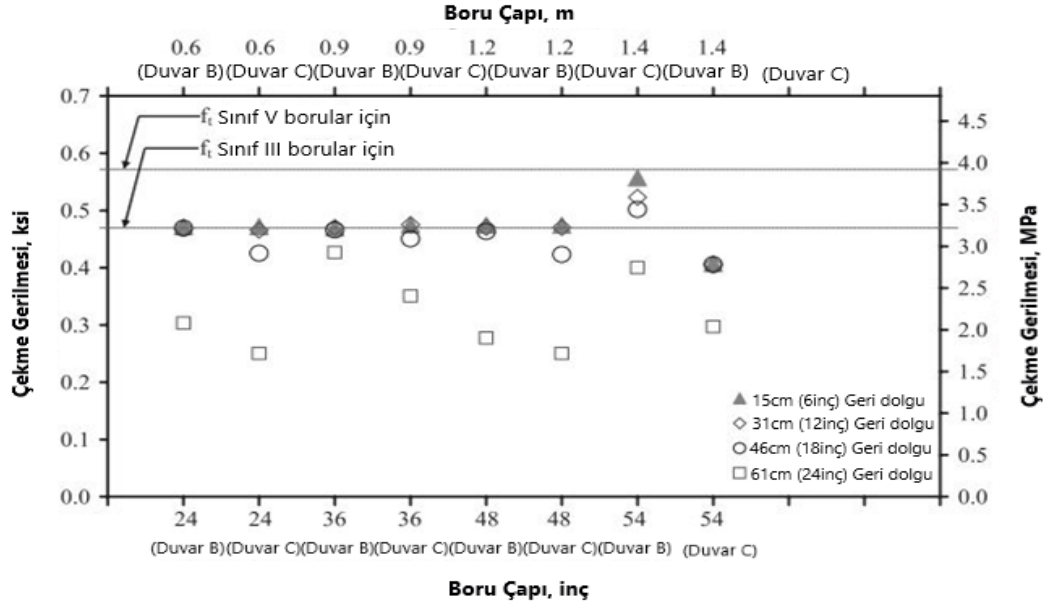
(b)

Şekil 4.30: a-) Sn90/Sn90 dolgu malzemesi kullanıldığında, b-) Sn90/Sn85 dolgu malzemesi kullanıldığında boru kesitinde deformasyon – dolgu yüksekliği ilişkisi (Abolmaali ve Kararam, 2013)

Tablo 4.13: Boru çapı ve geri dolgu yüksekliğinin deformasyon artışına etkisi (Abolmaali ve Kararam, 2013)

| Boru Çapı (m) | Geri dolgu yüksekliği artışı (cm) | Deformasyon artışı | |
|---------------|--------------------------------------|--------------------|-----------|
| | | Düsey (%) | Yatay (%) |
| 0.61 | 15'ten 61'e | 92 | 87 |
| 0.91 | 15'ten 61'e | 91 | 85 |
| 1.22 | 15'ten 61'e | 63 | 56 |
| 1.37 | 15'ten 61'e | 47 | 46 |

Şekil 4.31’de geri dolgu yüksekliğindeki değişimin farklı boru çaplarında gerilme-deformasyon eğrisine etkisi görülmektedir. Tüm boru çapları için geri dolgu yüksekliği arttıkça çekme gerilmeleri azalmaktadır. Boru çapı arttıkça geri dolgu yüksekliğinin etkisi azalmakta ve gerilme okumaları arasındaki makas daralmaktadır.



Şekil 4.31: Geri dolgu yüksekliği ve boru çapındaki değişimlerin çekme gerilmelerine etkisi (Abolmaali ve Kararam, 2013)

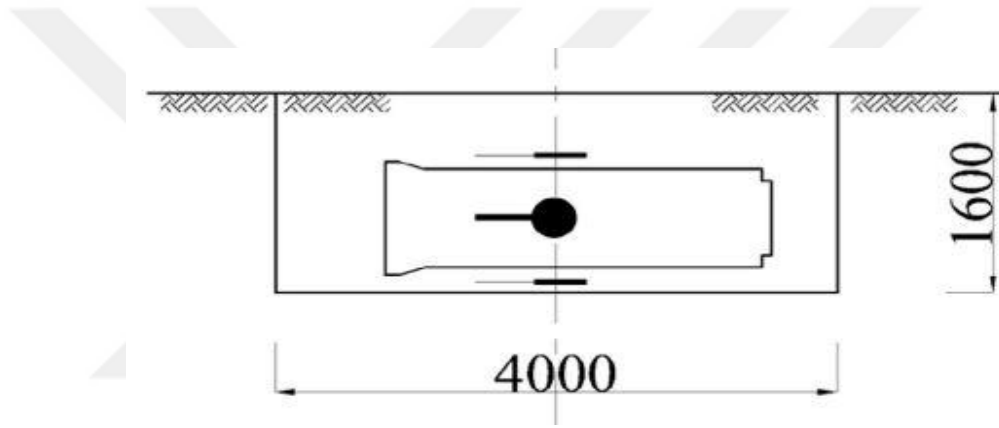
Çalışmadan kazanılan bulgulardan biri geri dolgu kompaksiyonunun borudaki gerilmelere ve olası yenilme durumlarına etkisinin fazlasıyla önemli olduğudur. Ayrıca, düşük çaplı boruların geri dolgu kompaksiyonuna büyük çaplı borulara göre daha hassas davrandığı görülmüştür. Borudaki gerilme dağılımını etkileyen en önemli etken ise geri dolgu zemininin yüksekliğidir (Abolmaali ve Kararam, 2013).

Nehdi vd. (2015), yaptıkları çalışmada beton boru (PC) ve donatılı beton boru (RC) kullanarak bu iki boru tipini boru bölgelerindeki gerilme ve deplasman oluşumları açısından kıyaslayarak incelemişlerdir. Borular 600mm iç çapa (D_i) sahip olup tüm borular C Tipi duvara (boru duvar kalınlığı $h=94\text{mm}$) sahiptir. Çalışmada Sınıf V boru (doruk D-Yükü = 175 N/m/mm) hedef boru mukavemetidir (ASTM C76). Taç, yan duvar ve taban gibi boru bölgeleri için gerinim ölçerler yerleştirilmiştir. Donatılı beton boru üç-kenarlı deney (TEB)’e tabi tutulmuştur. Her iki durum için de boru kurulumu esnasında boruda oluşan sehimleri ölçmek için gerilme ölçerler kullanılmıştır. Basınç hücreleri Sargand (1995) ve Wong (2006) ile benzer yerler dikkate alınarak

yerleştirilmiştir. Çalışmada boru kurulumunda kullanılan gerilme ölçerler Şekil 4.32’de gösterilmiştir. Hendek kurulumu geometrisi ise Şekil 4.33’te verilmiştir.



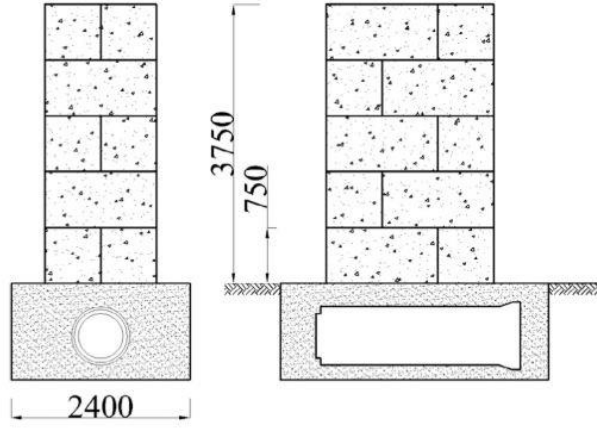
Şekil 4.32: Boru kurulumunda kullanılan gerilme ölçerler (Nehdi vd., 2015)



Şekil 4.33: Hendek kurulum geometrisi (Nehdi vd., 2015)

Deneyleri yapılan PC ve RC (düz ve donatılı) 60cm çaplı beton borularda Tip IV kurulumda kurulum yapılmıştır. Tip IV kurulumda kullanılan zemin malzemesinin özellikleri ise %85 kompaksiyon oranına sahip USCS (Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi)’e göre SC (Killi Kum) olarak belirtilmiştir. PC (düz) beton boru servis performansı için standart 343 kN’luk CL 625 Ontario kamyon yüküne tabi tutulmuştur. Bu sırasıyla 68 kN ve 137 kN’luk ön ve arka dingil yüklerine eşittir. Bu yüklerin etkimleri 4 farklı durumda gerçekleştirilmiştir. Bunlardan ilki, kamyonun arka tekerlekleri gömülü borunun merkezine etkiyecek şekildedir. İkincisi kamyonun ön tekerlekleri gömülü borunun merkezine etkiyecek şekildedir. Üçüncüsü, kamyonun arka tekerleklerinin bir tarafı tam olarak gömülü borunun merkezindedir. Dördüncüsü ise kamyonun arka tekerlekleri art arda simetrik olarak pozisyonlanarak gömülü boruya etkilmiştir. RC (donatılı) beton boru için yükleme ön dökümlü beton bloklar ile gerçekleştirilmiştir. Her yükleme/boşaltma 75 kN’luk artış ile etkilmiştir. Şekil

4.34'te yükleme için kullanılan beton blokların şematik gösterimi sunulmuştur. Tablo 4.14'te ise boru tabanında ölçülen ve tahmini gerilmeler belirtilmiştir.



Şekil 4.34: Donatılı beton boru analizinde yükleme için kullanılan beton bloklar (Nehdi vd., 2015)

Tablo 4.14: Boru tabanında ölçülen ve hesaplanan gerilme değerlerinin karşılaştırılması (Nehdi vd., 2015)

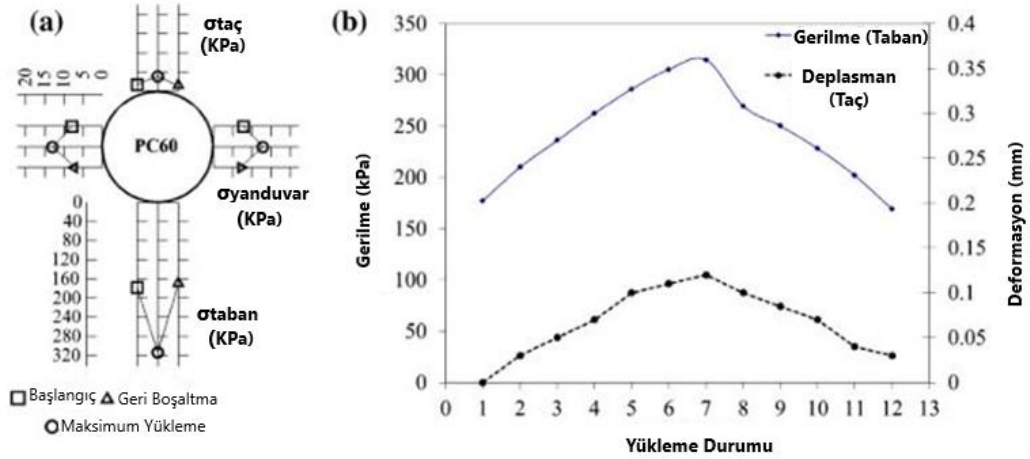
| Boru | Kurulum Tipi | Yükseklik (m) | Tabandaki zemin basıncı σ_{taban} (kPa) | | |
|------|--------------|---------------|-------------------------------------------------------|------------|--------|
| | | | Ölçülen | Hesaplanan | % Fark |
| PC60 | IV | 0.9 | 177.20 | 140.71 | 25.93 |
| RC60 | IV | 0.9 | 28.07 | 140.71 | -80.05 |

Tablo 4.15'te ise borunun taç bölgesindeki ölçülen ve hesaplanan gerilmeler belirtilmiştir. Donatısız beton boruda ölçülen ve hesaplanan gerilme değerleri arasında donatılı beton boruya göre fark belirgin biçimde daha düşüktür.

Tablo 4.15: Parametrik çalışmada boru tacında ölçülen ve tahmini gerilme değerlerinin karşılaştırılması (Nehdi vd., 2015)

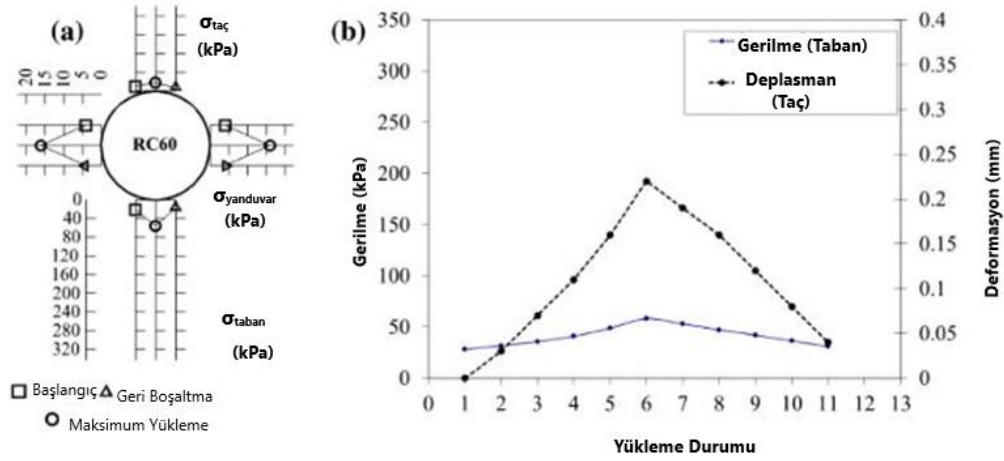
| Boru | Kurulum Tipi | Yükseklik (m) | Taçtaki zemin basıncı $\sigma_{\text{taç}}$ (kPa) | | |
|------|--------------|---------------|---------------------------------------------------|------------|--------|
| | | | Ölçülen | Hesaplanan | % Fark |
| PC60 | IV | 0.9 | 177.20 | 140.71 | 25.93 |
| RC60 | IV | 0.9 | 28.07 | 140.71 | -80.05 |

Şekil 4.35'te PC60 (donatısız) beton boruda ölçülen zemin gerilmeleri ve yükleme-boşaltma sürecinde oluşan gerilme ve deformasyonlar görülmektedir. Tabandaki zemin gerilmelerine bakıldığında en yüksek 300 kPa değerine ulaşılmıştır. Taç bölgesindeki deplasman ise en fazla 0.1 mm değerindedir.



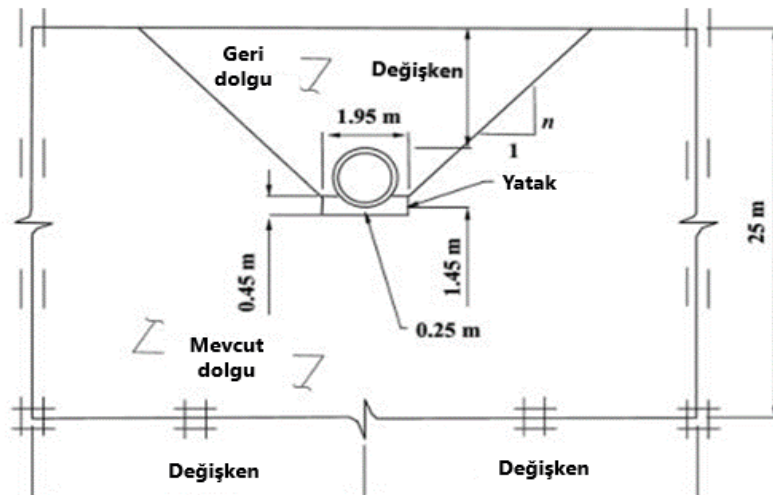
Şekil 4.35: PC60 (donatısız) beton boruda ölçülen zemin gerilmeleri ve deformasyonlar (Nehdi vd., 2015)

Şekil 4.36'da ise RC60 (donatılı) beton boruda ölçülen zemin gerilmeleri ve yükleme-boşaltma sürecinde oluşan gerilme ve deformasyonlar görülmektedir. Tabandaki zemin gerilmelerine bakıldığında en yüksek 60 kPa değerine ulaşılmıştır. Taç bölgesindeki deplasman değeri ise 0.25 mm civarındadır. Donatılı beton borularda boru etrafındaki zeminin yanıl desteği daha yüksektir ve böylece boruda daha düşük zemin gerilmeleri görülmektedir.

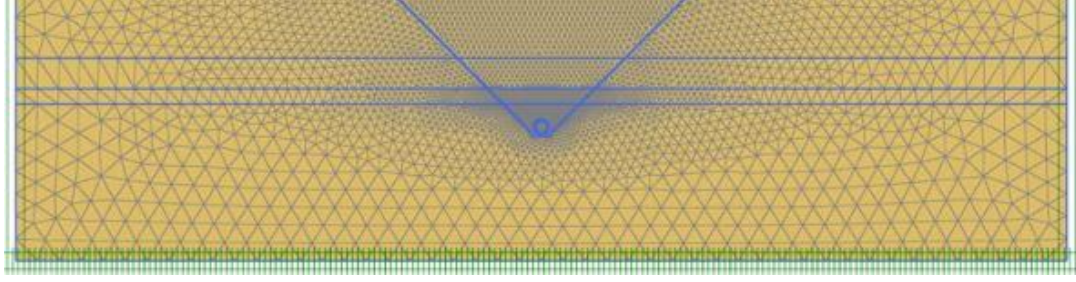


Şekil 4.36: RC60 (donatılı) beton boruda ölçülen zemin gerilmeleri ve deformasyon değerleri (Nehdi vd., 2015)

Allard ve Naggar (2016), yaptıkları çalışmada doğrudan tasarım yönteminde kullanılan Heger basınç dağılımlarının zemin-yapı etkileşimi kapsamında doğruluğu ve uygulanabilirliğini parametrik sayısal analizler ile araştırmışlardır. Sonlu elemanlar analizi Plaxis 2D 2012 yazılımı ile gerçekleştirilmiştir. Modelin yan sınırları geometrinin 10 katı kadar uzatılarak yatay doğrultuda sonsuz ortam yansıtılmak istenilmiştir. Zemin bünye bağıntısı modeli olarak Hardening Soil (Pekleşen Zemin) HS Model kullanılmıştır. Çalışmada kullanılan model geometrisi Şekil 4.37’de, sonlu elemanlar ağı Şekil 4.38’de, malzeme parametreleri Tablo 4.16’da sunulmuştur.



Şekil 4.37: Çalışmada kullanılan sayısal model geometrisi (Allard ve Naggar, 2016)



Şekil 4.38: Çalışmada kullanılan sonlu elemanlar ağı (Allard ve Naggar, 2016)

Tablo 4.16: Çalışmada kullanılan malzeme parametreleri (Allard ve Naggar, 2016)

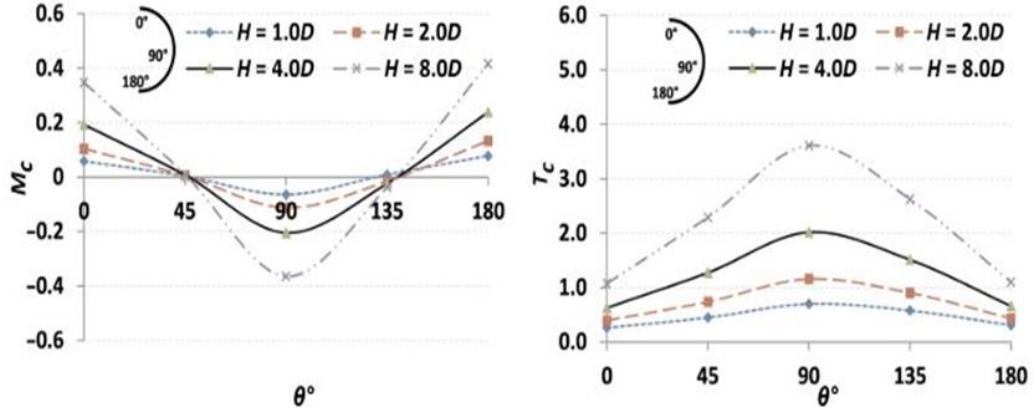
| Malzeme Tipi | γ (kN/m ³) | E_{50}^{ref} (MPa) | E_{oed}^{ref} (MPa) | E (MPa) | ϕ (°) | c'^{ref} (KPa) | Bünye Bağıntısı |
|-------------------|-------------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------|------------|---------------------|--------------------|
| Katı kil zemin | 19 | - | - | 60 | 0 | 150 | MC |
| Hendek Dolgusu | 18 | 60 | 48 | - | 36 | 0 | HSM |
| Eb/Es = 0.25 | 16 | 15 | 12 | - | 30 | 0 | HSM |
| Eb/Es = 0.5 | 16 | 30 | 24 | - | 33 | 0 | HSM |
| Eb/Es = 1.0 | 18 | 60 | 48 | - | 36 | 0 | HSM |
| Eb/Es = 1.5 | 18 | 90 | 72 | - | 39 | 0 | HSM |
| Eb/Es = 2.0 | 19 | 120 | 96 | - | 42 | 0 | HSM |
| Eb/Es = 10.0 | 20 | 600 | 480 | - | 42 | 0 | HSM |

Not: E = Elastisite modülü, E_{50} = Sekant modülü, E_{oed} = Ödometre modülü, HSM = Pekleşen Zemin Modeli, MC = Mohr – Coulomb, HSM = $E_{ur} = 2.5E_{50}$.

Çalışmada kullanılan boru parametreleri ise, eğilme rijitliği (EI) değeri $4.883 \text{ kNm}^2/\text{m}$ ve aksel rijitlik (EA) değeri $3.75 \times 10^6 \text{ kN/m}$ ve Poisson oranı $\nu=0.2$ olarak seçilmiştir. Boru kesiti, Plaxis 2D yazılımında plate eleman olarak modellenmiştir. Sayısal modelde boru kurulum safhaları 4 aşamadan oluşmaktadır. İlk aşamada başlangıç koşullarındaki gerilmelerin elde edilmesi, ikinci aşamada hendek içi tüm elemanlar deaktive edilerek kazı işlemi gerçekleştirilmiştir. Üçüncü aşamada, boru ve

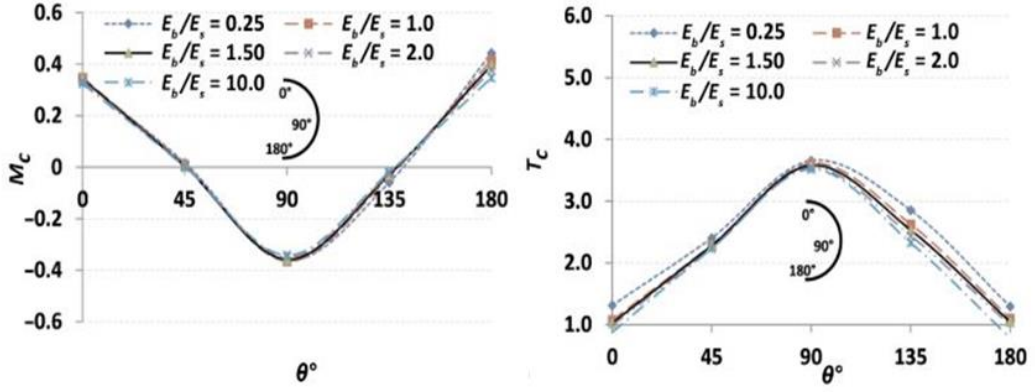
yatak kısmı aktif edilmiş, dördüncü aşamada ise hendek içindeki geri dolgu katmanını da aktif edilerek kurulum tamamlanmıştır.

Çalışmada elde edilen sonuçlara bakıldığında Şekil 4.39’da görüldüğü gibi, boru kesitinin taç bölgesi 0° , yan duvar bölgesi 90° ve taban bölgesi 180° olmak üzere dolgu yüksekliği artırıldığında ($H=1.0D - 8.0D$) elde edilen normalize moment ve eksenel kuvvet değerleri de artmıştır. Elde edilen en yüksek moment değerlerinin borunun taban bölgesinde, elde edilen en yüksek normal kuvvet değerlerinin ise yan duvar bölgesinde olduğu görülmüştür.



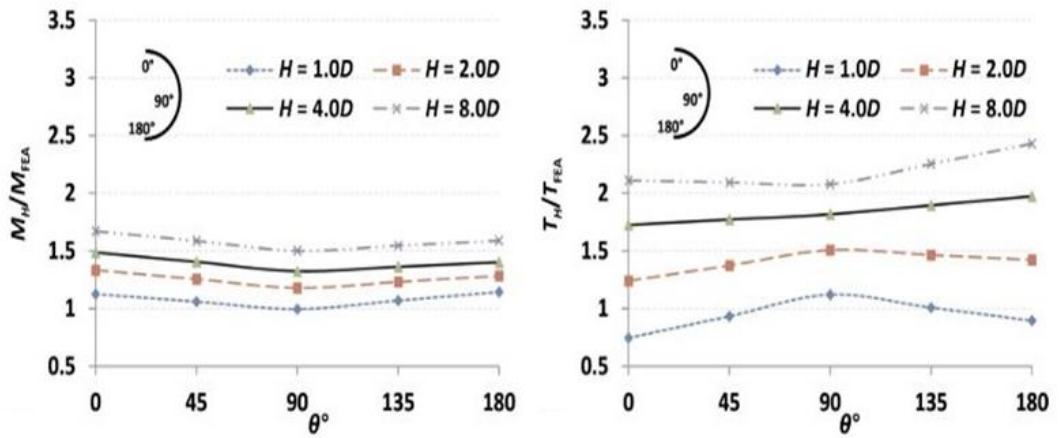
Şekil 4.39: Dolgu yüksekliğindeki değişimin boru bölgelerindeki normalize edilmiş moment ve eksenel kuvvetlere etkisi (Allard ve Naggar, 2016)

Çalışmada ayrıca Şekil 4.40’ta görüldüğü gibi, farklı geri dolgu zemini rijitliklerinde moment ve eksenel kuvvetlerin normalize edilerek değişimleri gösterilmiştir. Taç ve taban bölgelerinde geri dolgu zemini rijitliğinin oluşan eksenel kuvvetlerde kritik olduğu görülmüştür. Rijitlikteki değişimlerin iç kuvvetlerde yüksek değişimler yarattığı görülmüştür.



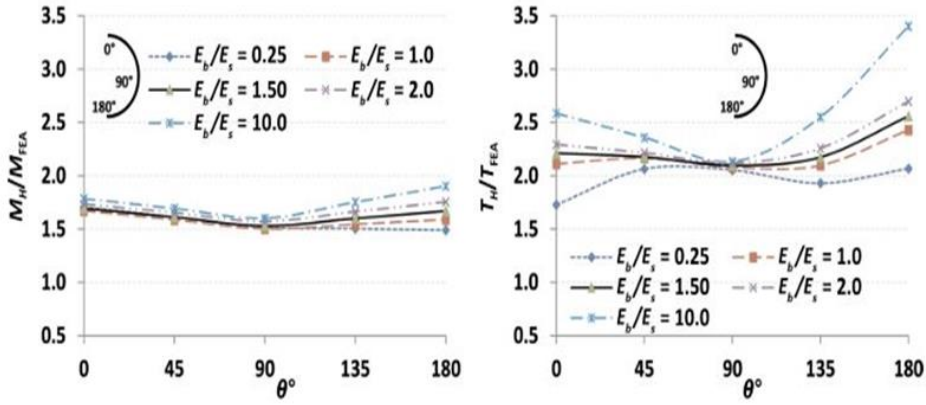
Şekil 4.40: Geri dolgu zemininin rijitliğindeki değişimin boru bölgelerindeki normalize edilmiş moment ve eksenel kuvvetlere etkisi (Allard ve Naggar, 2016)

Çalışmada ayrıca Şekil 4.41’de görüldüğü gibi, tüm durumlarda Heger basınç dağılımı yöntemi ile boru kesitindeki iç kuvvetleri bulmanın sıg dolgu yüksekliği haricinde ($H=1D$) sayısal analize göre konservatif sonuçlar doğurduğu belirtilmiştir. Heger yönteminin ayrıca taç ve taban bölgelerindeki eksenel kuvvetleri düşük bulduğu, yan duvar bölgelerinde ise %20 oranında fazla tahmin ettiği dikkate alınmıştır. $H=2D$ ’de ve daha derin gömülme yüksekliklerinde ise Heger yöntemi moment değerlerini sayısal analize göre en az %18, en fazla %67 oranında fazla tahmin etmiştir. Eksenel kuvvet değerlerinde ise Heger yöntemi, $H=2D$ gömülme yüksekliğinde %108, $H=8D$ yüksekliğinde ise sayısal analize göre %143 oranında fazla tahmin yapmıştır.



Şekil 4.41: Dolgu yüksekliğindeki değişimin Heger yöntemi ve sayısal analizlerden elde edilen iç kuvvetlere etkisi (Allard ve Naggar, 2016)

Çalışmada geri dolgu zemininin rijitliğindeki değişimin Heger yöntemi ve sayısal analizlerde boru kesitindeki iç kuvvetlere etkisi Şekil 4.42’de gösterilmiştir. Tüm durumlarda, Heger basınç dağılımı yöntemi boru kesitindeki iç kuvvetleri fazla tahmin etmiştir. Normalize edilmiş moment değerlerinde rijitlik değişimi taban bölgesinde kritik, normalize edilmiş aksenal kuvvet değerlerinde taç ve taban bölgelerinde kritiktir. Rijitlik oranı arttıkça normalize edilmiş moment değerlerinde Heger yöntemi ve sayısal analiz arasında fark 2 kata kadar çıkmaktadır. Bu oran normal kuvvetlerde özellikle taban bölgesinde 3.5 kata kadar çıkmaktadır.



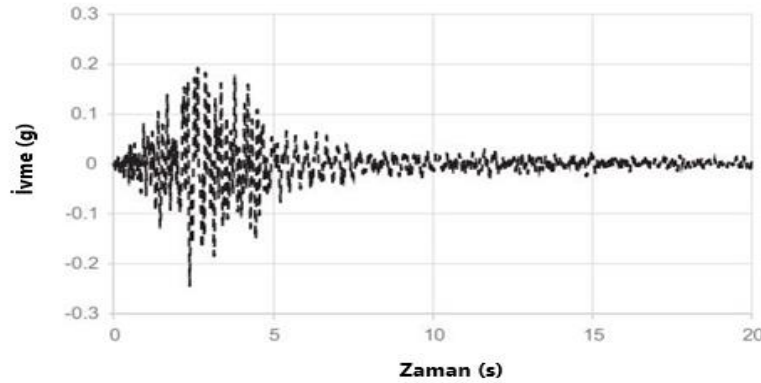
Şekil 4.42: Geri dolgu zemininin rijitliğindeki değişimin Heger yöntemi ve sayısal analizlerden elde edilen iç kuvvetlere etkisi (Allard ve Naggar, 2016)

Çalışmadan çıkarılabilecek sonuçlar arasında; gömülme derinliği arttıkça pozitif zemin kemerlenmesinin arttığı, Heger basınç dağılımlarında kullanılmakta olan düşey kemerlenme faktörünün sabit tutulmasının konservatif sonuçlar doğurduğu ve genel olarak Heger yönteminin sonlu elemanlar yöntemine göre konservatif sonuçlar verdiği belirlenmiştir.

Alzabeebe S. (2019), yaptığı çalışmada gömülü betonarme borular için farklı kurulum tipleri ile iyi kalitede kurulum ve kötü kalitede kurulumun tasarımı nasıl etkilediğini irdelenmiş ve buna ek olarak zemin yüklerine maruz kalan gömülü betonarme boruların sismik etkilerde davranışını incelemiştir. Çalışmada boru çapı, gömülme derinliği, kurulum kalitesi ve sismik etkinin şiddetinin gömülü betonarme

boru tasarımına etkileri parametrik çalışma ile irdelenmiştir. Çalışma sonuçlarına bakıldığında sismik etkinin beton boruda oluşan eğilme momentlerini gözle görülebilir oranda artırdığını ancak asıl artış oranının boru çapı değişimi ve gömülme derinliğine bağlı olduğu görülmüştür. Kurulum kalitesi düştükçe eğilme momenti değerlerinde artış görülmüştür. Ayrıca etkitilen ivme arttıkça eğilme momentlerindeki artış doğrusal olmamıştır.

Zeminin tepkisi HS Small (düşük gerinimli rijitliğe sahip pekleşen zemin modeli) ile modellenmiştir. Düzlem deformasyon modeli PLAXIS 2D sonlu elemanlar yazılımı kullanılarak oluşturulmuştur. Kaya tabakası 20m kalınlığa sahiptir. Sayısal model, 20m derinlik ve 20m genişliğe sahiptir. Dinamik analiz için uzak alan sınır koşullarını temsil etmek için emici sınırlar kullanılmıştır. Sismik etki için Upland (1990) depremine ait ivme-zaman kaydı öngörölmüş ivme tekniği ile kullanılmıştır. Şekil 4.43'te Upland depremine ait ivme-zaman grafiği görölmektedir. Şekilde depremin en yüksek yer ivmesinin (am) 0.24g olduğu görölmektedir. Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri ise Tablo 4.17'de verilmiştir. Burada, geri dolgu malzemeleri olarak kullanılan RD %50 ve RD %94 zeminleri sırasıyla %50 ve %94 bağıl yoğunluklu zeminleri temsil etmektedir. Analizlerde kullanılan boru parametreleri ise Tablo 4.18'de verilmiştir (Petersen, 2010 ; Alzabeebee, 2019).



Şekil 4.43: Upland (1990) depremine ait ivme-zaman kaydı (Alzabeebee, 2019)

Tablo 4.17: Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri (Alzabeebee, 2019)

| Parametre | RD %50* | RD %94* | Yerel Zemin** | Boru*** |
|-------------------------------|---------|---------|---------------|---------|
| γ (kN/m ³) | 17 | 18.76 | 19 | - |
| E_{50}^{ref} (kPa) | 30000 | 56400 | 80000 | - |
| E_{oed}^{ref} (kPa) | 30000 | 56400 | 80000 | - |

| | | | | |
|----------------------|--------|---------|--------|----------|
| E_{ur}^{ref} (kPa) | 90000 | 169200 | 240000 | - |
| G_0^{ref} (kPa) | 94000 | 12392 | 180000 | - |
| m | 0.544 | 0.406 | 0.544 | - |
| $\gamma_{0.7}$ | 1.5E-4 | 1.06E-4 | 1E-4 | - |
| ν_{ur} | 0.2 | 0.2 | 0.2 | - |
| ϕ' | 34.3 | 39.75 | 40 | - |
| c' | 1 | 1 | 45 | - |
| ψ' | 4.3 | 9.75 | 10 | - |
| Rf | 0.938 | 0.883 | 0.938 | - |
| E (kPa) | - | - | - | 25200000 |
| ν | - | - | - | 0.2 |

Not: * Brinkgreve (2010)'den alınmıştır.

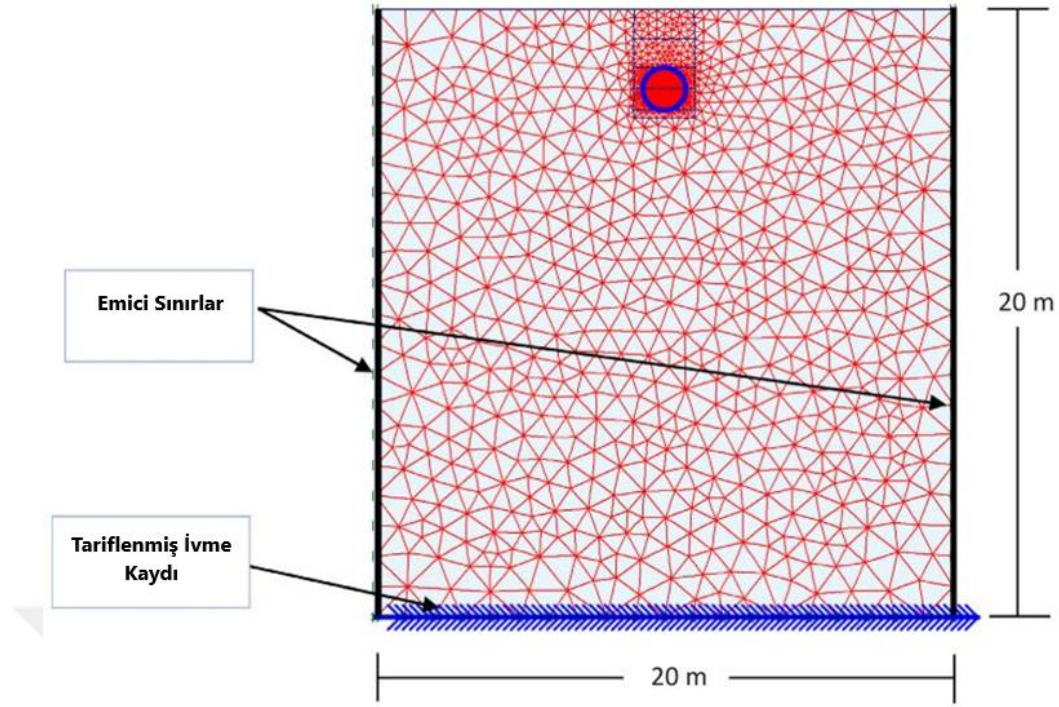
** Yerel zeminin hendek zemininden daha rijit olduğu varsayımıyla tahmini verilerdir.

*** Abuhajar (2015)'den alınmıştır.

Tablo 4.18: Analizlerde kullanılan boru parametreleri (Petersen, 2010; Alzabeebee, 2019)

| İç Çap (Di) m | Dış Çap (Do) m |
|---------------|----------------|
| 0.30 | 0.410 |
| 0.60 | 0.788 |
| 1.2 | 1.488 |

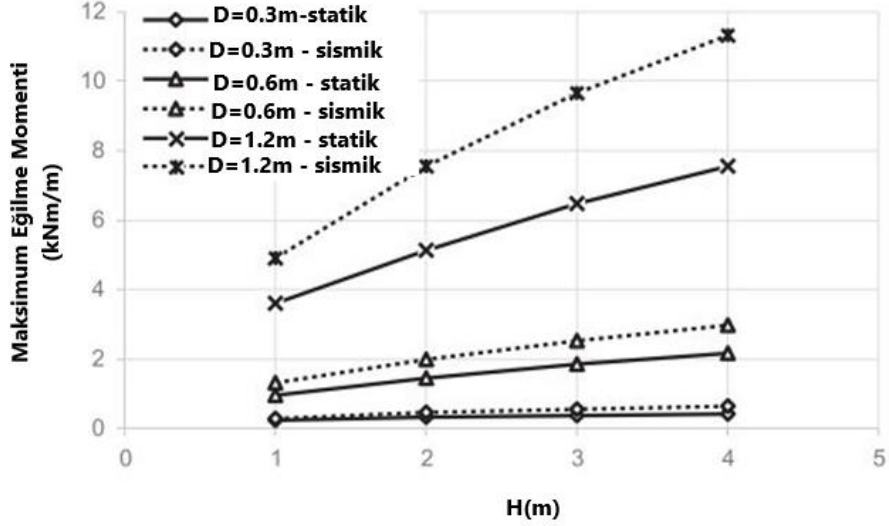
Çalışmadaki analizlerde kullanılan sonlu elemanlar modeli Şekil 4.44'te gösterilmiştir. Emici sınır koşulları ve tariflenmiş ivmenin etkidiği yer şekil üzerinde belirtilmiştir.



Şekil 4.44: Çalışmada kullanılan sonlu elemanlar modeli (Alzabeebee, 2019)

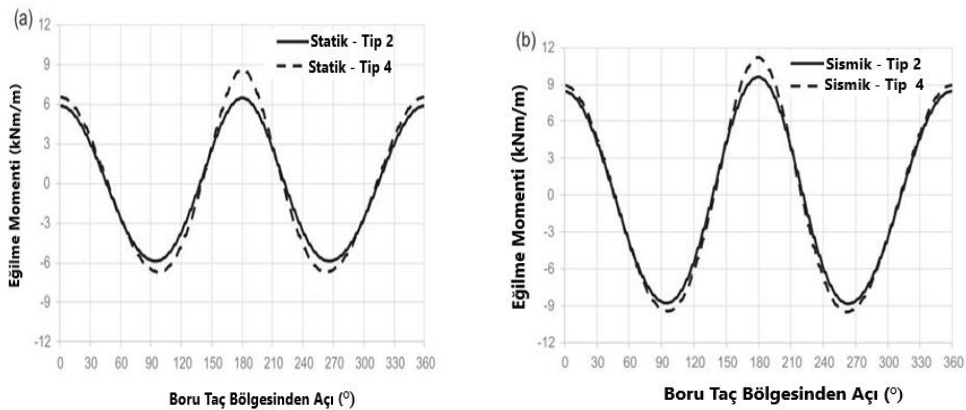
PLAXIS 2D yazılımında model kurulduktan sonra statik analiz gerçekleştirilmiş ve yerel zeminin başlangıç gerilmeleri elde edilmiştir. Kademeli olarak hendek kazılmış, boru yerleştirilmiş ve geri dolgu ile kapatılmıştır. Sismik etki için verilen zaman adımı analizlerde kullanılan deprem kaydı ile aynı olup 0.005 saniyedir. Bu çalışmada kullanılan yöntem zaman tanımlı dinamik analizdir.

Yapılan parametrik çalışma sonuçlarına göre, Şekil 4.45'te dolgu yüksekliklerine (H) ve boru çaplarına (D) bağlı olarak statik ve dinamik analizlerin eğilme momentlerine etkisi görülmektedir. Şekilde görüldüğü üzere geri dolgu yüksekliğindeki değişim eğilme momentlerini statik ve dinamik durumlarda artırmaktadır. En yüksek eğilme momenti 4m dolgu yüksekliğinde 1.2m boru çapında sismik etkilerde görülmektedir. Boru çapı arttıkça boruda görülen eğilme momentleri artış göstermektedir. Sismik etkiye maruz kalan boruların da eşit dolgu yükseklikleri ve eşit boru çaplarında statik etkilere maruz kalan borulara göre eğilme momentlerinin daha yüksek çıktığı görülmüştür.



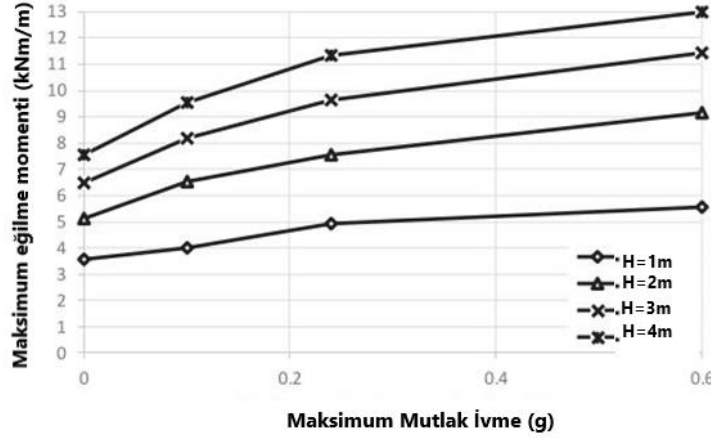
Şekil 4.45: Dolgu yüksekliği ve boru çapı değişiminin eğilme momentlerine etkisi (Alzabeebee, 2019)

Şekil 4.46'da ise statik ve dinamik durumda kurulum tipindeki değişimin eğilme momentlerine etkisi görülmektedir. 1.2m iç çapa sahip beton boru ve 3m dolgu yüksekliğindeki etkilere bakıldığında kurulum kalitesi düştükçe borunun taç bölgesindeki (0°) eğilme momentlerinde artış gözlemlenmiştir. Bu durum zemin kemerlenmesinden dolayı oluşmaktadır. Kurulum kalitesi düştükçe borunun taban bölgesinde (180°) eğilme momenti gözle görülür biçimde artmaktadır. Bunun nedeni ise boru tabanında destekleyici mukavemetin azalmasıdır. Kurulum kalitesinin düşmesi boru tabanında ek kuvvetlerin oluşmasına yol açmıştır. Her iki durumda da eğilme momentleri en yüksek değerlerini borunun taban bölgesinde almıştır.



Şekil 4.46: a-) Statik ve b-) dinamik durumda boru kesitinde elde edilen eğilme momentleri (Alzabeebee, 2019)

Şekil 4.47’de 1.2m iç çapa sahip betonarme boru için değişken dolgu yüksekliklerinde görülen en yüksek mutlak ivme değerlerine (g) karşılık gelen eğilme momentleri görülmektedir. Şekilde görüldüğü üzere boruda oluşan en yüksek eğilme momentleri tüm dolgu yüksekliklerinde 0.6g mutlak ivmede yakalanmıştır. Mutlak ivmenin artışı eğilme momentlerini doğrudan etkileyerek artırmıştır.



Şekil 4.47: Dolgu yükseklikleri ve mutlak ivme değişimlerinde elde edilen eğilme momentleri (Alzabeebe, 2019)

Yapılan çalışmadan elde edilen bulgular özetlenecek olursa, statik ve sismik durumlarda gömülü beton boruda görülen en yüksek eğilme momentlerinin görüldüğü boru bölgesi taban bölgesidir. Sismik etkilerin gömülü beton borudaki burulma momentlerini aşırı derecede artırdığı söylenebilir. Artış yüzdesi, kullanılan boru çapı ve dolgu yüksekliğine göre değişmektedir. Boru kurulum kalitesi düştükçe gömülü beton boruya etkileyen eğilme momentlerinin arttığı görülmektedir. Sismik etkinin şiddeti artırıldığında eğilme momentleri yükselmektedir (Alzabeebe, 2019).

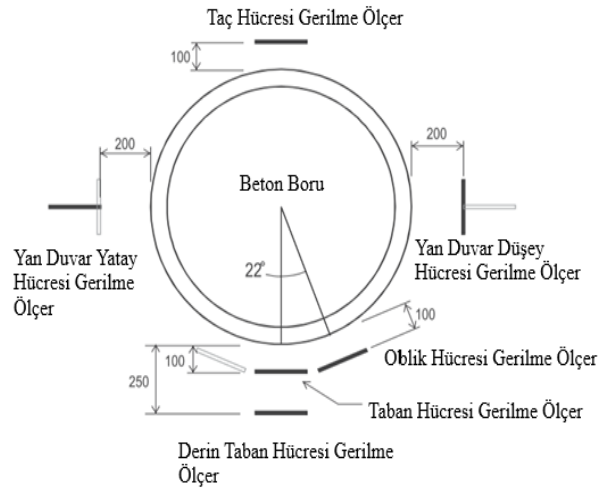
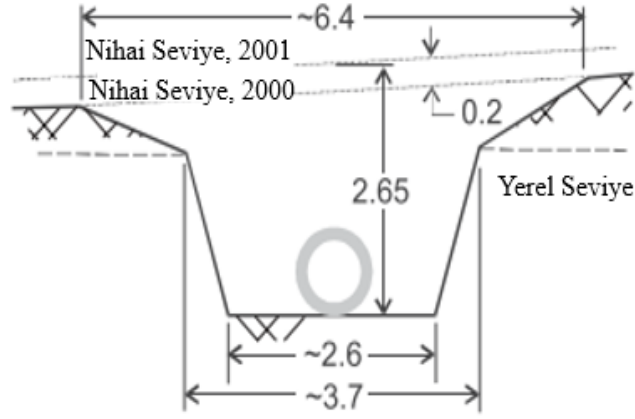
5. TİP 4 KURULUM İLE BETONARME BORU TASARIMI

Gömülü betonarme boru tasarımında yaygın olarak kullanılan yöntemlerden birisi ACPA tarafından 1970'li yıllarda geliştirilmeye başlanılan doğrudan tasarım yöntemidir. Bu yöntemde (SIDD), Tip 4 boru kurulumunda tabanda kayaç malzeme olmadığına boru tabanında özel bir yatak malzemesine ihtiyaç yoktur ve gömülme için herhangi bir kontrol gerektirmemektedir.

Tez çalışmasının bu bölümünde, doğrudan tasarım yöntemi kapsamında Tip 4 kurulum koşullarında gömülen beton boruların tasarımı gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla önce Wong vd. (2006) kapsamında yapılan Barrie sahası arazi deneyi, Plaxis 2D (2019) programı ile modellenmiş ve araziden alınan gerilme ölçümleri ile analiz hesap sonuçları karşılaştırılarak sayısal modelin doğrulaması gerçekleştirilmiştir. Ayrıca sayısal analiz hesap sonuçları SIDD yöntemi ile Tip 4 kurulum için belirlenen kesit tesirleri ile de karşılaştırılmıştır. Barrie sahası sayısal modeli ve zemin koşulları dikkate alınarak farklı boru çapı ve gömülme derinlikleri için sayısal analizler tekrarlanmıştır. Analizlerden hesaplanan kesit tesirlerinden yararlanılarak farklı boru çapları ve gömülme derinlikleri için boru imalatında gerekli olan donatı miktarlarını gösteren bir abak elde edilmiştir. Ayrıca ülkemizde İller Bankası A.Ş'nin gömülü beton boru tasarımında yaygın olarak kullandığı gerekli donatı miktarlarının yeterli olup olmadığı incelenmiştir.

5.1. Barrie Sahası Arazi Deneyi

Bu tez çalışması kapsamında, Wong vd. (2006)'da Ontario'da yer alan Barrie sahasında yapılan bir arazi deneyinden alınan ölçümler dikkate alınarak sayısal modelin doğrulaması yapılmıştır. Şekil 5.1'de gösterilen hendek kesitinde ortalama hendek derinliği 2.5m'dir. Arazi deney alanında, temel zemini kötü derecelenmiş siltli kum ve geri dolgu zemini düşük miktarda ince dane içeren iyi derecelenmiş çakıllı kum olarak belirtilmiştir. Yerel zeminin doğal su muhtevası kazı derinliği boyunca %2 ve %5 arasında değişim göstermektedir (ASTM, 1998). Yerel zemin için maksimum standart proktor yoğunluğu 1725 kg/m^3 , optimum su muhtevası ise %10'dur (ASTM, 2000). Boru iç çapı 600mm, dış çapı 800mm olup boru uzunluğu 2.44m'dir. Arazi deneyi verileri Tablo 5.1'de sunulmuştur.



Şekil 5.1: Barrie deney sahası (a) kazı kesiti (ölçüler m) (b) gerilme ölçerlerin yerleşimi (Wong vd., 2006)

Tablo 5.1: Barrie sahası arazi deney verileri (Wong vd., 2006)

| Geri dolgu | İnce dane barındıran iyi derecelenmiş çakıllı kum |
|------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|
| Yatak | Kötü derecelenmiş siltli kum |
| Toplam kazı derinliği (m) | 2.5 |
| Boru iç çapı (Di) (mm) | 600 |
| Boru dış çapı (Do) (mm) | 800 |
| Zemin birim hacim ağırlığı (kN/m³) | 16.91 |
| YASS (m) | - |
| Boru uzunluğu (m) | 2.44 |

Arazi deneyinde boru, Şekil 5.1’de gösterilen kazı kesitinde Tip 4 kurulum koşullarında gömülmüştür. Bu kapsamda, 2.65m derinlikte ve 6.4m genişlikte şevli bir kazı yapılmıştır (Şekil 5.1a). Hendek tabanında kaya zemin olmadığı için özel bir yatak tabakası yapılmamış, boru arazide kötü derecelenmiş siltli kum zemin üzerine oturtulmuştur (Tip 4 kurulumda yatak gerekmemektedir). Ardından gerilme ölçerler borunun çevresine gömülme sırasında Şekil 5.1b’de gösterildiği gibi konumlandırılmıştır. Geri dolgu sırasında gerilme ölçerlerin zarar görmesini engellemek için kum yastıklar kullanılmıştır. Gerilme ölçerler, borunun yatay simetri ekseninde sağ ve sol tarafına biri düşey biri yatay gerilmeyi ölçmek üzere 0.2m mesafede, oblik hücre 0.1m mesafede, boru taç ve taban bölgesinde 0.1m mesafede konumlandırılmıştır. Boru tabanına önce gerilme ölçer yerleştirilmiş, daha sonra üzerine beton boru konulmuştur. Hendek içine yerleştirilen borunun etrafı düşük miktarda ince dane içeren iyi derecelenmiş çakıllı kum dolgu ile adım adım kapatılırken gerilme ölçerlerden okumalar alınmıştır. Boru tamamen geri dolgu ile kapatıldıktan sonra da adım adım dolgu yerleşimine devam edilerek istenilen seviyeye kadar dolgu gerçekleştirilmiştir.

5.2 SIDD Tip 4 Yerleşime Göre Boru Kesit Tesirleri Hesabı

Bölüm 3.3'te detayları belirtilen SIDD yöntemine göre boru üzerine etkiyen yükler ve kesit tesirleri hesaplanmıştır. Doğrudan tasarım yöntemine göre öncelikle boru üzerindeki Prizma Yükü (PL) eşitlik (3.3.4) ve Tip 4 kurulum için VAF=1.45 dikkate alınarak eşitlik (3.3.5)'ten dolgu zemin yükü (W) 37.97 kN/m olarak hesaplanmıştır. Doğrudan tasarım yöntemine göre boru taç, yan duvar ve taban kısmında, zemin ve trafik yükünden dolayı oluşacak moment ve normal kuvvet değerleri hesaplanarak Tablo 5.2'de sunulmuştur.

Tablo 5.2: SIDD yöntemine göre boru üzerine etkiyen kesit tesirleri

| | Boru taçı | | Boru yan duvarı | | Boru tabanı | |
|------------------------------------|-------------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|-----------------------------|
| | Moment (kNm/m) | Eksenel kuvvet (kN/m) | Moment (kNm/m) | Eksenel kuvvet (kN/m) | Moment (kNm/m) | Eksenel kuvvet (kN/m) |
| Zemin yükünden (We) | 1.79 | 2.99 | -1.92 | 19.13 | 1.98 | 4.86 |
| Taşıt yükünden (WL) | 0.31 | 0.81 | -0.34 | 3.52 | 0.53 | 1.08 |
| Toplam | 2.10 | 3.80 | -2.26 | 22.65 | 2.52 | 5.94 |

5.3 Sayısal Modelin Doğrulaması

Şekil 5.1'de gösterilen arazi deneyi hendek kesitinin, boru özellikleri ve yükleme koşulları dikkate alınarak sayısal analizi Plaxis 2D-2019 programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizlerde zemin davranışı Hardening-Soil (HS) bünye bağıntısı dikkate alınarak, betonarme boru ise eğilme rijitliği (EI) ve eksenel rijitlik (EA)

parametreleri ile elastik olarak modellenmiştir. Sayısal analizler iki boyutlu olarak düzlem şekil değiştirme (plane strain) koşulları dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Düzlem şekil değiştirme durumunda, şekil değiştirmeler yalnızca xy düzleminde oluşur. Boyuna doğrultuda (yapı uzunluğu boyunca) şekil değiştirmeler sıfır ($\epsilon_z = 0$) kabul edilir. Gömülü boruların davranışını öngörmek için yapılan sayısal analizlerde düzlem şekil değiştirme koşullarında çözümler gerçek davranış ile daha uyumludur. Sahada yeraltı suyu bulunmamaktadır.

Sayısal analizlerde zemin bünye modeli olarak doğrusal olmayan ve zemin davranışını daha gerçekçi olarak modellediği bilinen Hardening Soil (HS Model) kullanılmıştır. Bu modelde gerilmeler ile şekil değiştirmeler arasındaki ilişki orantılı değildir ve gerilme bağımlı rijitlik m üstel sayısı ile dikkate alınabilmektedir. Mohr- Coulomb (MC) zemin modelinde akma gerilmesine kadar tam elastik, akmadan sonra tam plastik davranış dikkate alınabilmektedir. Gerçek zemin davranışı doğrusal değildir ve zemin rijitliği gerilme değişimine bağlı olarak değişmektedir. Mohr-Coulomb modelinde boşaltma-yeniden yükleme modülü E_{ur} , zemin yükleme rijitliğine E_{50} 'ye eşit kabul edilmektedir. Gerçek zemin davranışında ise boşaltma – yeniden yükleme durumunda zemin genellikle daha rijit bir davranışa sahiptir. Genellikle $E_{ur} = 2-5E_{50}$ dikkate alınmaktadır. Özellikle, kazı problemlerinde MC bünye modeli zemin davranışını tahmin etmede oldukça yetersiz kalmakta ve gerçek dışı kabarma değerleri hesaplanmaktadır. Hardening Soil Model (Pekleşen Zemin Modeli) ise doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme davranışını Duncan & Chang (1970) hiperbolik modeline plastisite teorisinin entegre edilmesi ile geliştirilmiştir. 2000'li yılların başından itibaren geoteknik mühendisliği problemlerinin çözümünde yaygın olarak kullanılmakta ve kabul görmektedir. Plaxis yazılımında HS Model'de $E_{ur} = 3E_{50}$ alınması önerilmektedir (Plaxis Manual, 2021).

Doğrulama analizleri kapsamında, Barrie sahasında yapılan arazi deneyi ölçümleri ile uyumlu sonuçlar elde edebilmek için yaklaşık 200 adet analiz yapılmıştır. Bu analizlerde, farklı zemin bünye bağıntısı (Mohr Coulomb ve Hardening Soil), farklı drenaj (Drenajsız A, B) koşullarına göre elastik ve plastik parametreler ve arayüz etkileşimi (R_{int}) değiştirilerek çözümler yapılmıştır. Arazi ölçümleri ile en iyi uyumu sağlayan analiz sonuçları HS model ile elde edilmiştir. Zeminler için kullanılan

elastisite modülü ve plastik malzeme parametreleri (c , ϕ) zemin sınıfı ve zeminler için yapılan açıklamalar dikkate alınarak, tecrübeye dayalı olarak tahmin edilmiştir.

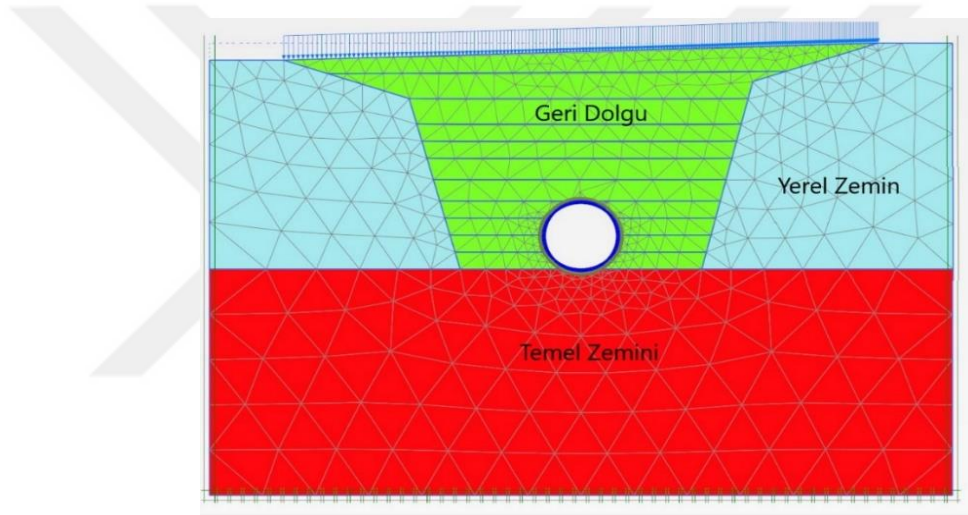
Trafik yükü olarak ACPA Design Data 5, 2011'teki HS20 trafik yükü, boru dış çapı 0.8m ve dolgu yüksekliği yaklaşık 2m dikkate alınarak tasarım çizgisel yükü 7.11 kN/m olarak Tablo 3.3.8'den belirlenmiştir (ACPA Design Data 5, 2011). Analizlerde boru tabanında yer alan temel zemini, yerel zemin ve geri dolgu zeminlere ait malzeme parametreleri Tablo 5.3'te sunulmuştur. Şekil 5.2'de Barrie sahası arazi kesiti için sayısal analizlerde kullanılan sonlu elemanlar modeli gösterilmiştir. Analizlerde 4, 5, 8, 9, 10 ve 11. yükleme adımlarında sıkıştırma etkisini dikkate almak için 15 kN/m'lik bir yük ve 13. yükleme adımında ise 7 kN/m'lik bir yük uygulanmıştır. Sayısal analizlerde yükleme adımlarında etkililen yükler Tablo 5.4'te gösterilmiştir. Sayısal analizden elde edilen hesap sonuçları ile arazi deneyinde alınan ölçümler farklı sonlu elemanlar ağı sıklıkları da göz önünde bulundurularak karşılaştırılarak sayısal modelin doğrulaması yapılmıştır. Analizlerde boru ve zemin arasında ara-yüzey eleman kullanılarak ara-yüzey eleman katsayısı $R_{int}=0.80$ olarak dikkate alınmıştır.

Tablo 5.3: Hardening - Soil zemin parametreleri

| Parametre | Sembol | Birim | Yerel zemin | Temel zemini | Geri Dolgu |
|---------------------------------------------|-----------------|-------------------|-------------|--------------|------------|
| Birim hacim ağırlık | γ | kN/m ³ | 17 | 18 | 17 |
| Referans Elastisite Modülü | E_{50}^{ref} | MPa | 40 | 10 | 30 |
| Referans Ödometre Modülü | E_{oed}^{ref} | MPa | 40 | 10 | 30 |
| Referans Yükleme-boşaltma Elastisite Modülü | E_{ur}^{ref} | MPa | 120 | 30 | 90 |
| Üstel malzeme sabiti | m | - | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| Kohezyon | C^{ref} | kN/m ² | 16 | 10 | 2 |
| İçsel sürtünme açısı | ϕ | (°) | 37 | 30 | 30 |
| Poisson oranı | ν_{ur} | - | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| Referans gerilme | p^{ref} | kN/m ² | 100 | 100 | 100 |
| Göçme oranı | R_f | - | 0.90 | 0.90 | 0.9 |

Tablo 5.4: Sayısal analizlerde yükleme adımlarında etkitilen yükler

| Yükleme Adımları | Sıkıştırma Yüğü (kN/m) | Tasarım Çizgisel Yüğü (kN/m) |
|------------------|------------------------|------------------------------|
| Adım 4 | 15 | - |
| Adım 5 | 15 | - |
| Adım 8 | 15 | - |
| Adım 9 | 15 | - |
| Adım 10 | 15 | - |
| Adım 11 | 15 | - |
| Adım 13 | - | 7 |



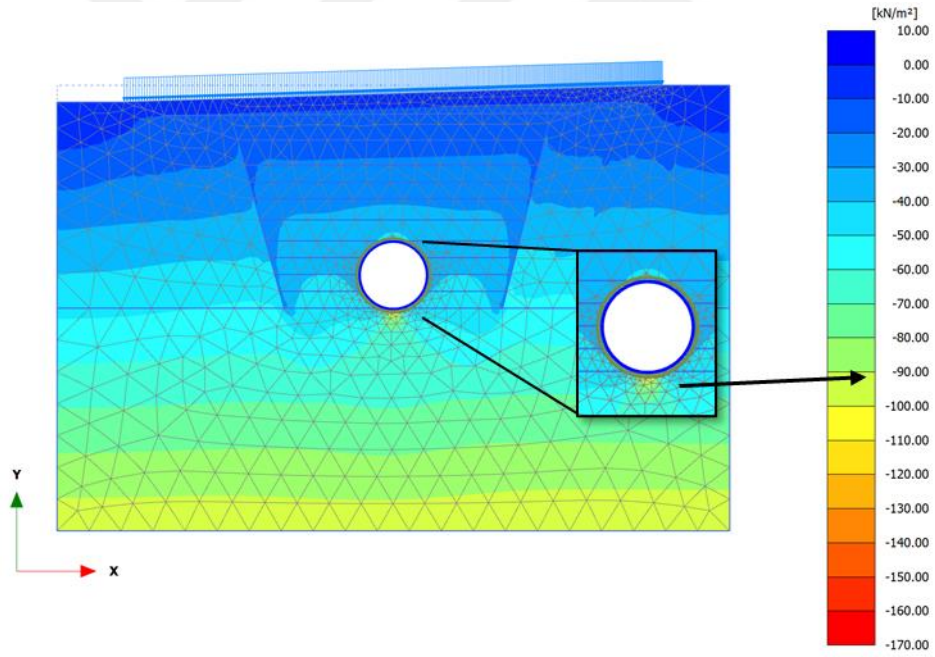
Şekil 5.2: Barrie sahası arazi deneyi kesiti sayısal modeli

Sayısal analiz sonuçlarına ağ sıklığının etkisini belirlemek için orta ve ince sıklıkta oluşturulan sonlu eleman ağları için analizler tekrarlanmış ve hesap sonuçları Tablo 5.5'te sunularak arazi ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Görüldüğü gibi hesap sonuçları arazide ölçülen gerilmelere oldukça yakındır. Şekil 5.3'te sayısal analiz sonucunda elde edilen düşey gerilme dağılımı gösterilmiştir. Boru çevresinde en yüksek gerilmenin taban bölgesinde olduğu görülmektedir. Bu sonuç, Şekil 3.3.1'de gösterilen Heger zemin basıncı dağılımı ile de uyumludur. Borunun taban bölgesinde gerilme konsantrasyonu meydana gelmiştir. Sayısal analizden ve SIDD yöntemine göre Tablo 3.3.3 ve Tablo 3.3.7 kullanılarak Eşitlik (3.3.6) ve (3.3.7)'den kesit tesirleri hesaplanmış ve Tablo 5.6'da sunulmuştur. Görüldüğü gibi doğrudan tasarım (SIDD) ve sayısal analizlerden elde edilen kesit tesirleri arasında eğilme momentlerinde ve

eksenel kuvvetlerde boru ta bölgesinde yaklaşık 2 kat, taban bölgesinde ise yaklaşık 1.5 kat fark bulunmuştur.

Tablo 5.5: Ölçülen ve hesaplanan gerilmelerin karşılaştırılması

| Gerilmeler (kPa) | Barrie arazi deneyinde ölçülen gerilme (Wong vd.,2006) | Plaxis 2B Sayısal Analiz | |
|---------------------|--------------------------------------------------------------|-----------------------------|------|
| Ağ Sıklığı | - | Orta | İnce |
| Taç | 38 | 40 | 40.2 |
| Taban | 110 | 93 | 94 |
| Oblik | 39 | 36 | 38.8 |
| Yan duvar (yatay) | 22 | 17 | 19.3 |
| Yan duvar (düşey) | 54 | 39 | 39.7 |



Şekil 5.3: Sayısal modelde elde edilen düşey gerilme dağılımı

Tablo 5.6: SIDD yöntemi ve sayısal analizden hesaplanan kesit tesirlerinin karşılaştırılması

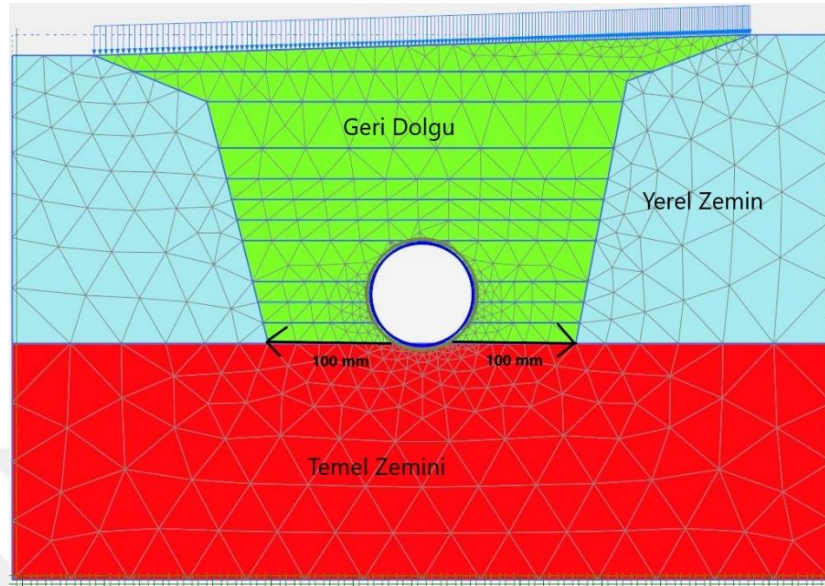
| Kesit Tesirleri | Doğrudan Yöntem (SIDD) Tip 4 kurulum | | | Plaxis 2B Sayısal Analiz | | |
|---------------------------|-----------------------------------------|-------|--------------|-----------------------------|-------|--------------|
| | Taç | Taban | Yan duvar | Taç | Taban | Yan duvar |
| Eğilme momenti (kNm/m) | 2.10 | 2.52 | -2.26 | 1.2 | 1.60 | -1.52 |
| Eksenel kuvvet (kN/m) | 3.80 | 5.94 | 22.65 | 8.08 | 9.69 | -21.1 |

5.4 Parametrik Sayısal Analizler ve Kesit Tesirleri

Bu tez çalışması kapsamında, özellikle nitelikli dolgu malzemesine ulaşamadığı durumlar için Tip 4 kurulum koşullarında beton boru davranışı zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak Plaxis 2B (2019) sonlu elemanlar programı ile analiz edilmiştir. Sayısal analizler orta (medium) ve ince (fine) sonlu elemanlar ağı ile ayrı ayrı yapılarak ağ sıklığının analiz sonuçlarına etkisi de araştırılmıştır.

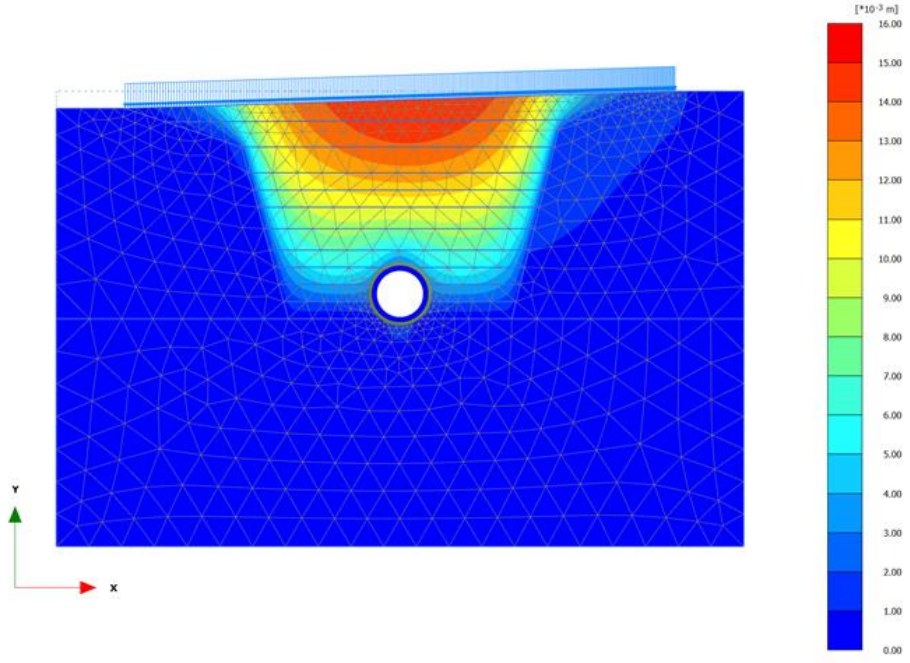
Şekil 5.2’de gösterilen sonlu eleman modelinde boru çapı ve dolgu yüksekliği değişiminin boru tasarımına etkileri sayısal analizler ile incelenmiştir. Bu kapsamda boru çapı 600 mm ile 2000 mm arasında ve dolgu yüksekliği ise 2m, 4m, 6m ve 8m dikkate alınarak sayısal analizler tekrarlanmıştır. Şekil 5.4’te gösterilen sayısal model ile yapılan parametrik analizlerde, boru dış çapı 200 mm olarak artırılırken model geometrisinde hendek taban genişliği modelde daralma yaratmamak ve bu genişliğin etkisinin analiz sonuçlarını etkilememesi için x ekseninde 100’er mm kaydırılarak sabit tutulmuştur. Analizlerde boru çapı ve dolgu yüksekliği değişimlerine karşılık olarak elde edilen en yüksek momentler Tablo 5.7’de, en yüksek eksenel kuvvetler ise Tablo 5.8’de sunulmuştur. Şekil 5.7’de görüldüğü üzere, parametrik analizlerde sonlu elemanlar ağı sıklığının ortadan inceye doğru iyileştirilmesi sonucunda elde edilen iç kuvvetlerin (eğilme momenti ve eksenel kuvvet) de karşılaştırılması yapılarak sunulmuştur. Büyük çaplı boruda kesit tesirlerini daha az etkilerken, küçük çaplı boruda kesit tesirlerine daha fazla etkisi olduğu ve iç kuvvetler normalize edildiğinde

moment değerlerini yaklaşık olarak %40, aksenal kuvvet değerlerini ise %15 oranında arttırdığı görülmüştür.

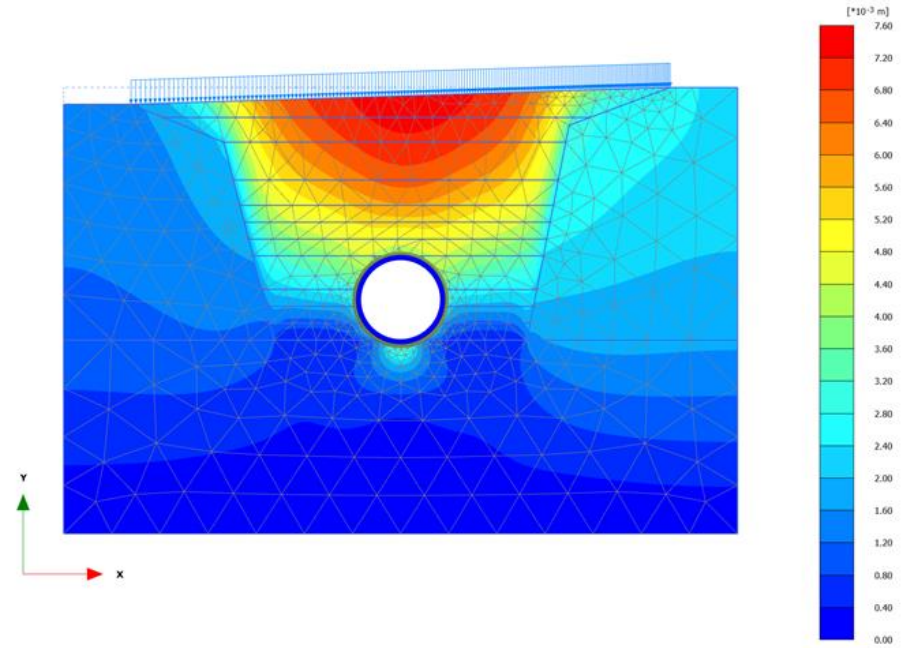


Şekil 5.4: Sayısal analizlerde model geometri değişimi

Model sınır koşulları ve model boyutları uygulanan parametrik sayısal analizler için yeterlidir, aşağıdaki şekillerde görüldüğü gibi sayısal analizde en son adımda elde edilen en yüksek deformasyonlar model sınırlarının içerisinde kalmaktadır. Aşağıda sırasıyla Şekil 5.5'te 2m dolgu yüksekliği – 600mm çap, Şekil 5.6'da 2m dolgu yüksekliği 1000mm çap için deformasyon durumları gösterilmiştir. Diğer analizlerde de benzer sonuçlar elde edilmiştir.



Şekil 5.5: 600mm çaplı 2m dolgu yüksekliğine sahip borunun deformasyon grafiği



Şekil 5.6: 1000mm çaplı 2m dolgu yüksekliğine sahip borunun deformasyon grafiği

Tablo 5.7: Parametrik sayısal analizlerdeki en yüksek moment değerleri

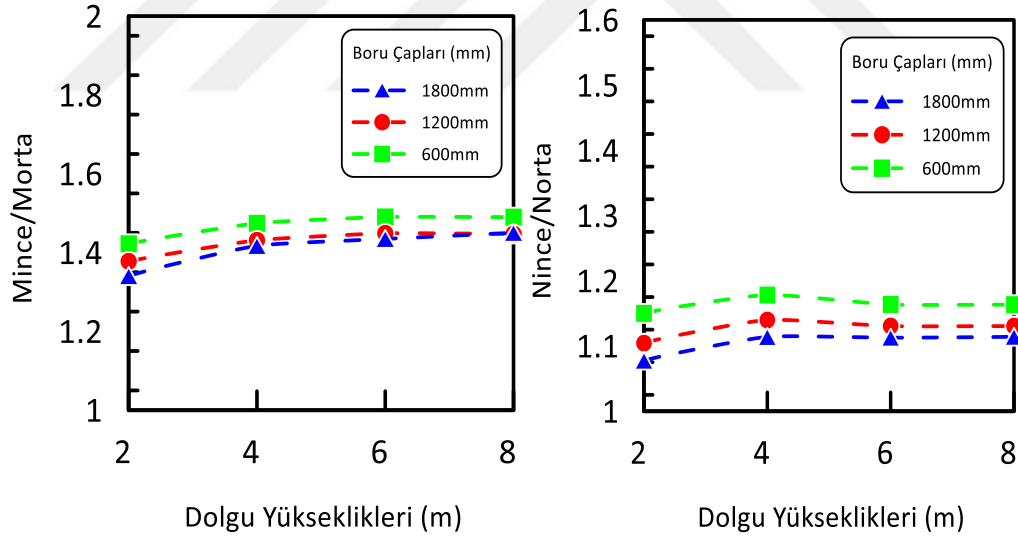
| Boru Çapı (mm) | Sayısal analizlerden belirlenen en yüksek moment (kNm/m) | | | | | | | |
|-------------------|----------------------------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| | Dolgu Yüksekliği H(m) | | | | | | | |
| | 2m | | 4m | | 6m | | 8m | |
| Ağ Sıklığı | Orta | İnce | Orta | İnce | Orta | İnce | Orta | İnce |
| Ø600 | 0.8 | 1.2 | 1.2 | 1.8 | 1.6 | 2.5 | 1.9 | 2.8 |
| Ø800 | 1.6 | 2.3 | 2.4 | 3.5 | 3.3 | 4.8 | 3.8 | 5.5 |
| Ø1000 | 2.7 | 3.8 | 4.1 | 5.8 | 5.4 | 7.9 | 6.1 | 9.2 |
| Ø1200 | 4.2 | 5.8 | 6.1 | 8.7 | 8.1 | 11.8 | 9.5 | 13.7 |
| Ø1400 | 7.5 | 9.8 | 8.4 | 12.1 | 11.4 | 16.4 | 13.2 | 19.2 |
| Ø1600 | 8.2 | 11.1 | 11.3 | 16.1 | 15.2 | 21.8 | 17.7 | 25.7 |
| Ø1800 | 10.7 | 14.4 | 14.5 | 20.7 | 19.4 | 27.9 | 22.6 | 32.9 |
| Ø2000 | 13.5 | 18 | 18.2 | 25.9 | 24.2 | 34.7 | 29.8 | 41 |

Tablo 5.8: Parametrik sayısal analizlerdeki en yüksek eksenel kuvvet değerleri

| Boru Çapı (mm) | Sayısal analizlerden belirlenen en yüksek eksenel kuvvet (kN/m) | | | | | | | |
|-------------------|-----------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | Dolgu yüksekliği H(m) | | | | | | | |
| | 2m | | 4m | | 6m | | 8m | |
| Ağ Sıklığı | Orta | İnce | Orta | İnce | Orta | İnce | Orta | İnce |
| Ø600 | 16.8 | 16.9 | 27.3 | 32.2 | 38.3 | 44.6 | 44.5 | 51.8 |
| Ø800 | 22.8 | 26.1 | 37.5 | 43.7 | 52.4 | 60.4 | 61.2 | 70.4 |
| Ø1000 | 29.4 | 32.9 | 47.9 | 55.2 | 66.9 | 76.4 | 73.9 | 89.1 |
| Ø1200 | 36.1 | 39.8 | 58.7 | 66.9 | 81.6 | 92.3 | 95.3 | 107.8 |
| Ø1400 | 43.5 | 47.05 | 69.6 | 78.7 | 95.9 | 108.1 | 112.5 | 126.6 |
| Ø1600 | 49.8 | 53.9 | 80.7 | 90.6 | 110.9 | 124.2 | 129.9 | 145.4 |
| Ø1800 | 56.6 | 61 | 91.9 | 102.4 | 126 | 140.2 | 147.3 | 164.1 |
| Ø2000 | 63.5 | 67.9 | 103.1 | 114.3 | 141 | 156.2 | 166.8 | 182.8 |

Tablo 5.7 ve Tablo 5.8’deki sayısal analizlerden hesaplanan kesit tesirleri kullanılarak boru tasarımı için gerekli donatı alanı ASCE 15-98’de belirtildiği gibi Eşitlik 3.3.9’dan hesaplanmıştır.

Hesaplamalarda donatı akma dayanımı f_y 485 MPa, beton tasarım mukavemeti f_c ise 45 MPa alınmıştır. Donatı alanı hesabı için boru çaplarına göre Eşitlik 3.3.9’da kullanılan parametreler Tablo 5.9’da verilmiştir. Eşitlik 3.3.9’dan hesaplanan donatı alanlarının boru çapı ve dolgu yüksekliğine göre değişimi Tablo 5.10’da sunulmuştur. İnce sonlu elemanlar ağı dikkate alınarak hesaplanan bu sarmal donatı alanlarının boru çapı ile dolgu yüksekliğine bağlı değişimi Şekil 5.8’de bir abak halinde gösterilmiştir. Beklendiği gibi boru çapı ve dolgu yüksekliği arttıkça gerekli donatı alanı da artış göstermektedir. Böylece, Şekil 5.8’de gösterilen abaktan faydalanılarak, Tip 4 kurulum koşulları için beton boruların imalatında dikkate alınması gereken donatı alanları pratik olarak belirlenebilmektedir.



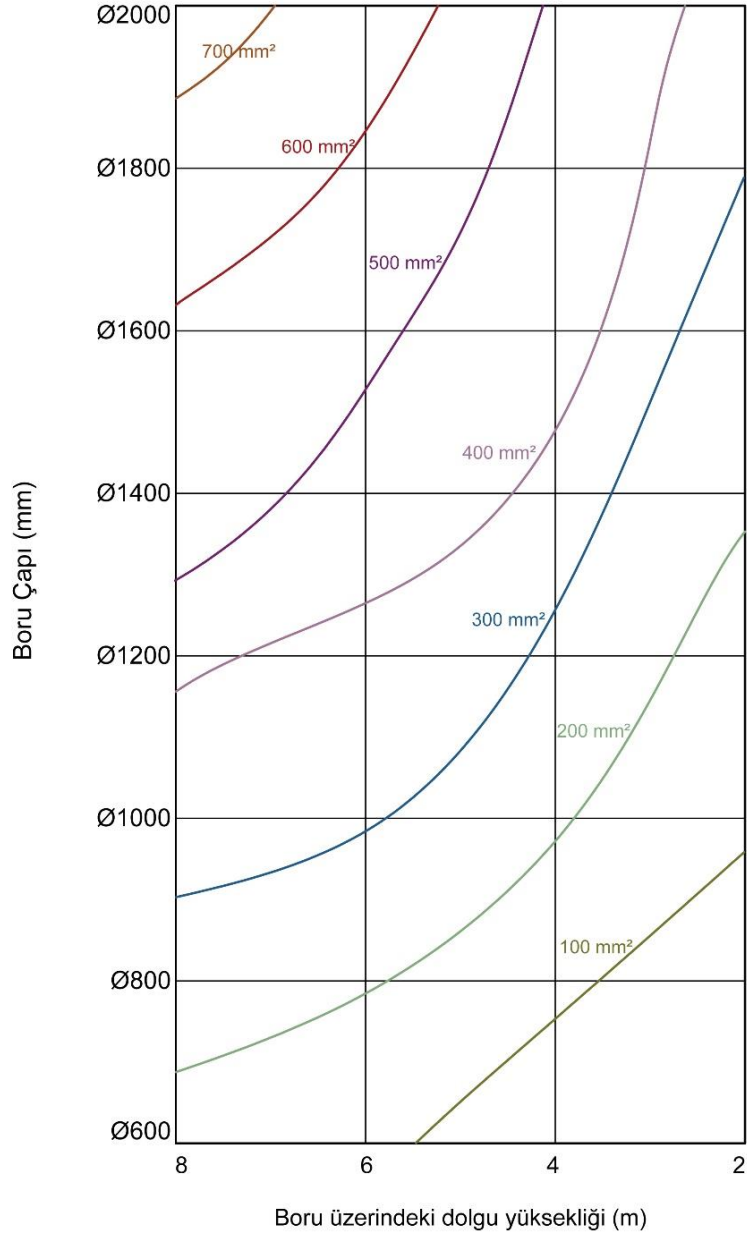
Şekil 5.7: Sonlu elemanlar ağı sıklığının değişiminin kesit tesirlerine olan etkisi

Tablo 5.9: Donatı hesabında boru çaplarına göre kullanılan parametreler

| Boru Çapı (mm) | h (Boru duvar kalınlığı) (mm) | d (Paspayı) (mm) |
|---------------------------------|------------------------------------------------|-----------------------------------|
| Ø600 | 100 | 70 |
| Ø800 | 120 | 90 |
| Ø1000 | 120 | 90 |
| Ø1200 | 140 | 110 |
| Ø1400 | 140 | 110 |
| Ø1600 | 170 | 140 |
| Ø1800 | 200 | 170 |
| Ø2000 | 200 | 170 |

Tablo 5.10: Tip 4 Kurulum için hesaplanan sarmal donatı alanı

| Boru Çapı (mm) | Sayısal analizlerden belirlenen kesit tesirlerine göre sarmal donatı alanı (mm²) | | | | | | | |
|---------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | Dolgu yüksekliği H(m) | | | | | | | |
| | 2m | | 4m | | 6m | | 8m | |
| Ağ Sıklığı | Orta | İnce | Orta | İnce | Orta | İnce | Orta | İnce |
| Ø600 | 53.4 | 65.1 | 80.7 | 106.5 | 111.1 | 146.2 | 128.1 | 168.5 |
| Ø800 | 72.4 | 93.5 | 112.9 | 148.7 | 155.4 | 204.7 | 180.2 | 236.3 |
| Ø1000 | 109.5 | 141.4 | 167.7 | 221.3 | 228.6 | 303.7 | 253.4 | 352.6 |
| Ø1200 | 133.8 | 170.9 | 201.1 | 264.7 | 273.8 | 361.8 | 320.1 | 422.6 |
| Ø1400 | 173.9 | 260.2 | 223.4 | 350.2 | 303.7 | 476.8 | 354.8 | 560.1 |
| Ø1600 | 193.8 | 295.9 | 282.4 | 447.7 | 382.7 | 505.1 | 447.4 | 593.2 |
| Ø1800 | 209.5 | 304.8 | 304.1 | 458.3 | 410.3 | 538.1 | 478.9 | 632.9 |
| Ø2000 | 253.7 | 317.5 | 365.5 | 478.5 | 491.7 | 647.2 | 596.8 | 762.9 |



Şekil 5.8: Boru çapı ve gömülme derinliğine bağlı olarak gerekli minimum sarmal donatı alanı abağı (ince sonlu elemanlar ağı ile hesaplanan değerlerden)

5.5 Sayısal Analizlerden Belirlenen Donatı Alanlarının İller Bankası Donatı Alanları ile Karşılaştırılması

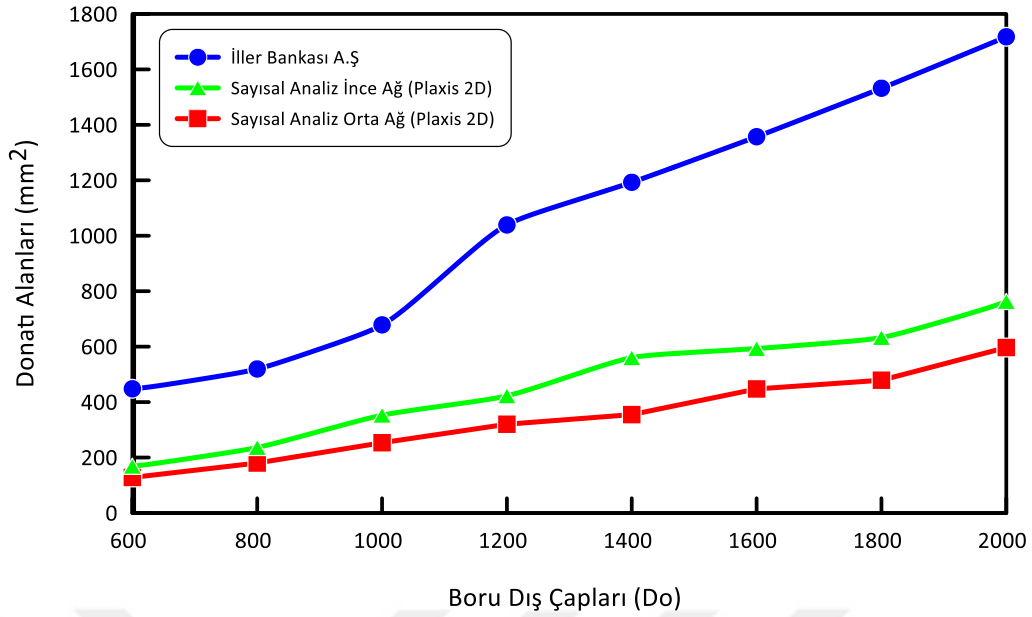
Ülkemizde yaygın olarak gömülü beton boruların tasarımında İller Bankası A.Ş. kriterleri dikkate alınmaktadır. Tablo 5.11’de İller Bankası A.Ş.’nin güncel olarak

kullandığı boru çaplarına karşılık gerekli donatı alanları gösterilmiştir. Bu donatı alanları 1m ile 8m arasında değişen dolgular altında kalan boruların en elverişsiz gömülme durumuna göre tüm geri dolgu malzemeleri için verilmiştir.

Tablo 5.11: İller Bankası tarafından kullanılan sarmal donatı alanları (İlbank A.Ş, 2015)

| Boru Çapı (mm) | Donatı Alanı (mm²) |
|---------------------------|------------------------------------------|
| Ø600 | 447.958 |
| Ø800 | 519.526 |
| Ø1000 | 678.564 |
| Ø1200 | 1039.05 |
| Ø1400 | 1192.79 |
| Ø1600 | 1357.13 |
| Ø1800 | 1532.07 |
| Ø2000 | 1717.62 |

Şekil 5.9'da İller Bankası A.Ş ve yapılan sayısal analizlerden en elverişsiz tesir kuvvetleri dikkate alınarak hesaplanan donatı alanlarının karşılaştırılması gösterilmiştir. Görüldüğü gibi İller Bankası tarafından kullanılan sarmal donatı alanları sayısal analiz sonuçlarına göre yaklaşık olarak 2.5-3 kat daha güvenli tarafta kalmaktadır. İller Bankası tarafından kullanılan donatı alanları Tablo 3.3.2'de belirtilen tüm gömülme koşulları için uygulanmaktadır. Tip 4 gömülme koşulları, beton borular için en olumsuz koşulları içermektedir. Bu çalışma kapsamında yapılan sayısal analizler ve karşılaştırmalar dikkate alındığında, ülkemizde oldukça güvenli yönde kalınarak betonarme boru tasarımı yapıldığı görülmektedir. Boru hatları kilometrelerce devam eden uzun alt yapı sistemleri olarak değişken zemin koşullarından geçmekte ve her zaman şartnamelerde belirtilen nitelikli dolgu malzemelerine ulaşmak mümkün olamamaktadır. Bu bakımdan, gömülü boru tasarımları yapılırken geçtiği güzergâhın zemin koşulları, boru özellikleri ve yükleme durumu dikkate alınarak zemin-boru etkileşimi ile davranışı incelenerek, şartnameler ile karşılaştırılmaları yapılmalıdır.



Şekil 5.9: İller Bankası A.Ş tarafından uygulanan ve sayısal analizlerden hesaplanan donatı alanlarının karşılaştırılması

5.6 Sonuçlar ve Öneriler

Doğrudan tasarım yöntemi (SIDD) Tip 4 boru kurulumunda, tabanda kayaç malzeme olmadığı koşullarda boru tabanında özel bir yatak tabakasına ihtiyaç yoktur. Bu tez çalışmasında referans alınan Barrie sahasında yapılan arazi deneyinde, geri dolgu malzemesi olarak az miktarda ince dane içeren iyi derecelenmiş çakıllı kum kullanılmış ve temel zemininde kötü derecelenmiş siltli kum yer almaktadır. Beton boru tabandaki kötü derecelenmiş siltli kum üzerine oturtularak SIDD Tip 4 koşullarında kurulum gerçekleştirilmiştir. Bu tez çalışması kapsamında arazi Barrie arazi deneyinin sayısal modeli Plaxis 2D (2019) kullanılarak oluşturulmuş ve arazide alınan gerilme ölçümleri ile hesap sonuçları karşılaştırılarak model doğrulandıktan sonra parametrik çalışma yapılmıştır. Parametrik çalışma kapsamında gömülme derinliğine karşılık olarak artan dolgu yükü ile boru çapı değişimi dikkate alınarak tesir kuvvetlerindeki ve donatı alanındaki değişimler belirlenmiştir. Ülkemizde gömülü boru tasarımında güncel olarak kullanılan İller Bankası A.Ş kriterlerine göre belirtilen donatı alanları için karşılaştırması yapılmıştır. Yapılan bu çalışmaların sonuçlarına göre;

1. SIDD yönteminde Tip 4 kurulumuna göre boru bölgelerindeki toplam iç kuvvetlerin hesaplanmasında Tablo 5.2’de görüldüğü gibi zemin yükü (W_E) etkisi, taşıt yüklerinden dolayı oluşan hareketli yüklere (W_L) göre daha baskındır.

2. Zemin-boru etkileşimi dikkate alınarak sonlu eleman analiz yöntemi ile yapılan parametrik sayısal analizlerden elde edilen kesit tesirleri (Tablo 5.7 ve Tablo 5.8) sunulmuştur. Boru çapı ve dolgu yüksekliği artırıldığında boru kesitindeki eğilme momentleri ve eksenel kuvvetlerde beklenildiği gibi artış meydana gelmiştir. Sonlu elemanlar ağı sıklığının ortadan inceye doğru artırılması boruda meydana gelen kesit tesirlerini etkilemiş ve ağı sıklığının artmasına bağlı olarak moment değerlerinde Şekil 5.7’de görüldüğü gibi yaklaşık %40, eksenel kuvvet değerlerinde ise yaklaşık %15 oranında artış meydana gelmiştir.

3. Zemin-boru etkileşiminin dikkate alındığı sayısal analizler ve doğrudan tasarım yöntemine göre belirlenen eğilme momentleri karşılaştırıldığında, SIDD ile hesaplanan eğilme momentlerinin sayısal analizlere göre belirlenen eğilme momenti değerlerinden daha büyük olduğu görülmüştür. Böylece SIDD yöntemine göre yapılan tasarımın zemin-yapı etkileşimi dikkate alınan tasarımlara göre daha güvenli tarafta kaldığı söylenebilir.

4. Çalışma kapsamında SIDD yönteminde Tip 4 gömülme koşullarına göre zemin-yapı etkileşimi dikkate alınarak yapılan parametrik sayısal analizlerden Şekil 5.8’deki abak elde edilmiştir. Bu abak beton borunun üzerindeki dolgu yüksekliği ile boru çapına bağlı olarak gerekli donatı alanını vermektedir. Tasarımcıların pratik kullanımı için oluşturulmuştur.

5. Yapılan sayısal analizlerden elde edilen düşey gerilme dağılımları incelendiğinde, borunun taban bölgesinde gerilme konsantrasyonu meydana geldiği gözlemlenmiştir. Bu durumun, SIDD yönteminde kullanılan Heger zemin basıncı dağılımları ile paralellik taşıdığı görülmüştür.

6. Parametrik sayısal analizlerde orta ve ince ağı kullanılarak hesaplanan donatı alanları ile İller Bankası A.Ş.’nin gömülü betonarme boru tasarımı için kullandığı donatı alanları karşılaştırılmıştır. Şekil 5.9’dan da görüldüğü gibi boru çaplarına karşılık

gelen gerekli donatı alanlarında orta sıkı ağ kullanıldığında 3, ince sıkı ağ kullanıldığında 2-2.5 kat fark vardır. Eşitlik 3.3.9'da görüldüğü gibi bu donatı alanlarının hesaplanmasında iç kuvvetlerin büyük etkisi olduğu gibi kullanılan donatı ve beton malzeme dayanımlarının da etkisi olduğu unutulmamalıdır. Bu durum, İller Bankası A.Ş.'nin gömülü betonarme borular için gerekli donatı alanlarında oldukça güvenli tarafta kaldığını göstermektedir. Böylece, ülkemizde yapılan betonarme boru tasarımlarının ekonomik olmadığı söylenebilir.

6. GÖMÜLÜ BETONARME BORULARIN ANALİTİK VE SAYISAL YÖNTEMLER İLE TASARIMI

Tez çalışmasının bu bölümünde, gömülü betonarme boru tasarımında kullanılan yöntemler incelenerek boru çapı, dolgu yüksekliği, geri dolgu özelliği ve yatak malzemesi vb. değişimlerin boru tasarımına etkileri değerlendirilmiştir. Bu kapsamda tipik bir gömülü betonarme boru problemi önce konvansiyonel yöntemler olarak adlandırılan dolaylı ve doğrudan tasarım yöntemleri ile daha sonra da zemin-yapı etkileşim problemlerinin çözümünde yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar yöntemi (PLAXIS 2D) kullanılarak sayısal analizler ile incelenmiş ve elde edilen hesap sonuçlarının karşılaştırılması yapılmıştır. Dolaylı ve doğrudan tasarım yöntemlerinin sayısal analizlere göre gerekli donatı alanlarında daha konservatif sonuçlar verdiği belirlenmiştir.

Dolaylı tasarım yönteminde boru gömülme derinliği ile geri dolgu malzemesinin birim hacim ağırlığı arttığında 0.01inç (0.254mm)'lik çatlama kriterine denk gelen tasarım yüklerinin arttığı ve daha yüksek bir boru sınıfı ve donatı alanı gerektiği tespit edilmiştir. Özellikle, 1m'den daha küçük iç çaplı boru kullanıldığında, 12m gibi yüksek dolgu yüksekliklerinde elde edilen çatlama kriterine denk gelen tasarım D-Yükleri ASTM C76 Şartnamesinde belirtilen doruk D-Yüklerini (175 kN/m/m) aştığı

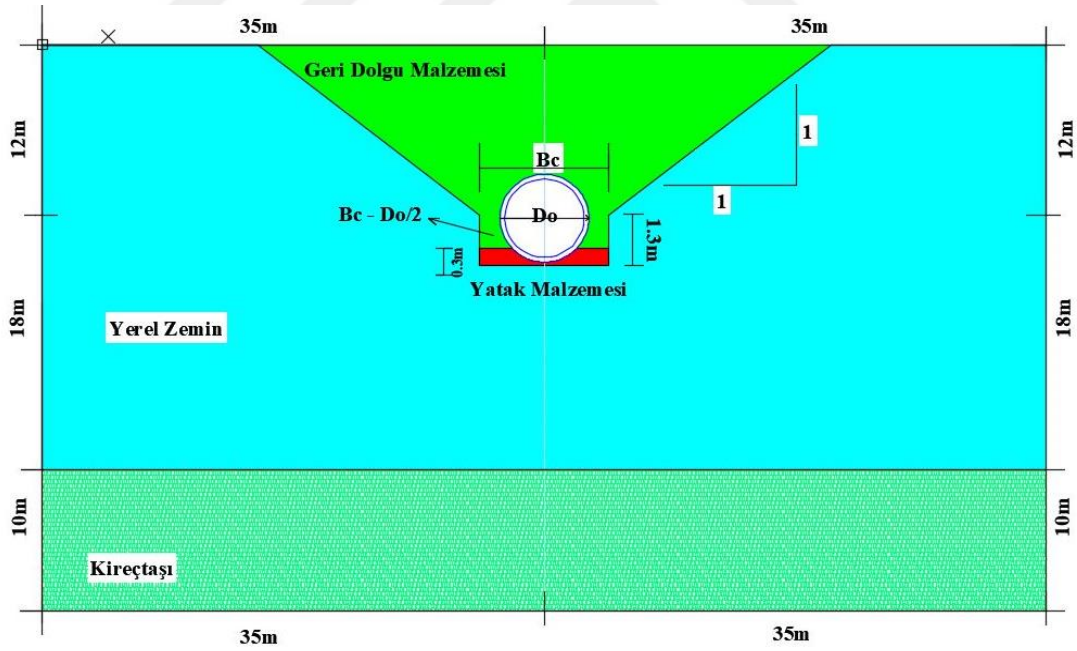
belirlenmiştir. Böylelikle, 12m gibi yüksek dolgu yüklerine maruz kalacak uygulamalarda, boru iç çapı 1m'den küçük borular için dolaylı tasarım yönteminin kullanılması önerilmemektedir. Doğrudan tasarım yönteminin ise Heger basınç dağılımlarında kullanılmakta olan ve kurulum tiplerine göre kısmen değişen düşey kemerlenme faktörlerinin (VAF) borunun gömülme yüksekliği artırıldığında zemin kemerlenme etkisini yansıtamadığı için konservatif sonuçlar verdiği görülmüştür.

Doğrudan tasarım yöntemi, boru tasarımında kullandığı standart kurulum tipleri, boyutsuz katsayılar ve limit durum yaklaşımıyla boru-zemin etkileşimini dikkate alırken, ampirik dolaylı tasarım yöntemine göre önemli ölçüde gelişmeler sunmuş fakat sofistike sonlu elemanlar yöntemi çözümü kadar gerçekçi olamamıştır.

Bu tez çalışması kapsamında incelenen problemde, borunun gömülme yükseklikleri H1-H2-H3 (m) olarak sırasıyla 3m, 6m ve 12m dikkate alınmıştır. Analizlerde beton boru malzeme parametreleri Tablo 6.1'de, zemin parametreleri ise Tablo 6.2'de sunulmuştur. Boru ve zemin parametreleri tecrübeye dayalı seçilmiştir. Yerel zemin, yatak ve geri dolgu malzemeleri için Pekleşen Zemin Modeli (HS Model) ve Kireçtaşı tabakası için ise Mohr-Coulomb (MC) bünye modeli dikkate alınmıştır. Doğrudan tasarım ve dolaylı tasarım yöntemleri kullanılarak yapılan analitik analizlerde zemin birim hacim ağırlıkları G1-G2-G3 olarak belirtilmiş olup sırasıyla 18, 20 ve 23 kN/m³ olarak dikkate alınmıştır. Değişen parametrelere göre boru tasarımı için gerekli olan donatı alanları hesaplanarak sonuçlar karşılaştırılmıştır. Problemin model geometrisi Şekil 6.1'de gösterilmiştir. Burada D_o boru dış çapını ve B_c hendek genişliğini ifade etmektedir. Analitik çalışmada konvansiyonel tasarım yöntemleri irdelendiği için yerel zemin ve yatak malzemesinin rijitlik parametreleri analizlerde kullanılmamıştır, dolayısıyla analitik çalışmada yalnızca geri dolgu malzemesinin rijitliği ve dolgu yüksekliklerinin etkileri dikkate alınabilmektedir.

Tablo 6.1: Analitik ve sayısal analizlerde kullanılan beton boru özellikleri

| Parametreler | Birim | Analitik Analiz | Sayısal Analiz |
|--------------------------------|---------------------|-----------------|---------------------|
| Boru İç Çapı (D_i) | mm | 1500 | 1500 |
| Duvar Kalınlığı (h) | mm | 120-200 | 120-200 |
| Elastisite Modülü (E_c) | GPa | 30 | 30 |
| Eksenel Rijitliği (EA) | kN/m | - | 6.4×10^6 |
| Eğilme Rijitliği (EI) | kNm ² /m | - | 21.33×10^3 |
| Basınç Dayanımı (f'_c) | MPa | 45 | 45 |
| Donatı Akma Dayanımı (f_y) | MPa | 485 | 485 |
| Yoğunluğu (γ_c) | kN/m ³ | 24 | 24 |
| Poisson Oranı (ν) | - | 0.15 | 0.15 |
| Ağırlığı (w) | kN/m/m | - | 2.8 |



Şekil 6.1: Problem model geometrisi

Tablo 6.2: Sayısal analizlerde kullanılan zemin özellikleri

| Zemin Tipi | γ (kN/m ³) | E_{50}^{ref} (MPa) | E_{oed}^{ref} (MPa) | E_{ur}^{ref} (MPa) | c'^{ref} (KPa) | ϕ (°) | E (MPa) |
|---------------------|-------------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------|------------|--------------------|
| Yatak (HS) | 17 | 10 | 10 | 30 | 5 | 25 | - |
| Yerel Zemin (HS) | 19 | 20 | 20 | 60 | 10 | 32 | - |
| Geri Dolgu 1(HS) | 18 | 15 | 15 | 45 | 5 | 32 | - |
| Geri Dolgu 2(HS) | 20 | 15 | 15 | 45 | 10 | 32 | - |
| Geri Dolgu 3(HS) | 23 | 20 | 20 | 60 | 10 | 32 | - |
| Kireçtaşı (MC) | 24 | - | - | - | 50 | 35 | 15x10 ³ |

Not: HS = Pekleşen Zemin, MC = Mohr Coulomb, γ = Zemin Birim Hacim Ağırlığı, E= Elastisite Modülü, E_{50}^{ref} = Referans Elastisite Modülü, E_{oed}^{ref} = Referans Ödometre Modülü, E_{ur}^{ref} = Referans Yükleme Boşaltma Modülü, c'^{ref} = Kohezyon, ϕ = İçsel Sürtünme Açısı, $*v_{ur}$ (Poisson Oranı)=0.2, *Kireçtaşı=0.3.

Çalışmada dolaylı tasarım yöntemi için geometri, kurulum tipi ve boru çaplarına bağlı olarak minimum yataklama faktörleri (Bf_0), yatak katsayıları (Bf_e) ve ana yatak katsayıları (Bf_v) Beton Boru Tasarım Rehberi (ACPA, 2011)'den alınmıştır (Tablo 6.3). Problemden hendek genişliği B_d 3.5m olarak dikkate alınmıştır. Doğrudan tasarım yöntemi için borunun taban, yan duvar ve taç bölgeleri için boru tabanından itibaren taban bölgesi 0° , yan duvar bölgesi 90° ve taç bölgesi 180° olmak üzere bu açılara denk gelen eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve moment hesap katsayıları Bölüm 3.2'de detaylandırıldığı gibi ASCE 15-98 Şartnamesinden alınmıştır.

Tablo 6.3: Dolaylı tasarım yönteminde kurulum tipleri ve yataklama katsayıları
(ACPA, 2011)

| Standart Kurulum Tipleri | Minimum Yataklama Katsayısı (Bf_o) | Yataklama Katsayısı (Bf_e) | Ana Yataklama Katsayısı (Bf_v) |
|---------------------------------|-----------------------------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------------------------------|
| Tip 1 (T1) | 2.3 | 3.76 | 2.74 – 3.62 |
| Tip 2 (T2) | 1.9 | 2.8 | 2.17 – 2.71 |
| Tip 3 (T3) | 1.7 | 2.2 | 1.85 – 2.15 |
| Tip 4 (T4) | 1.5 | 1.7 | 1.56 – 1.68 |

6.1 Konvansiyonel Yöntemler ile Hesaplamalar

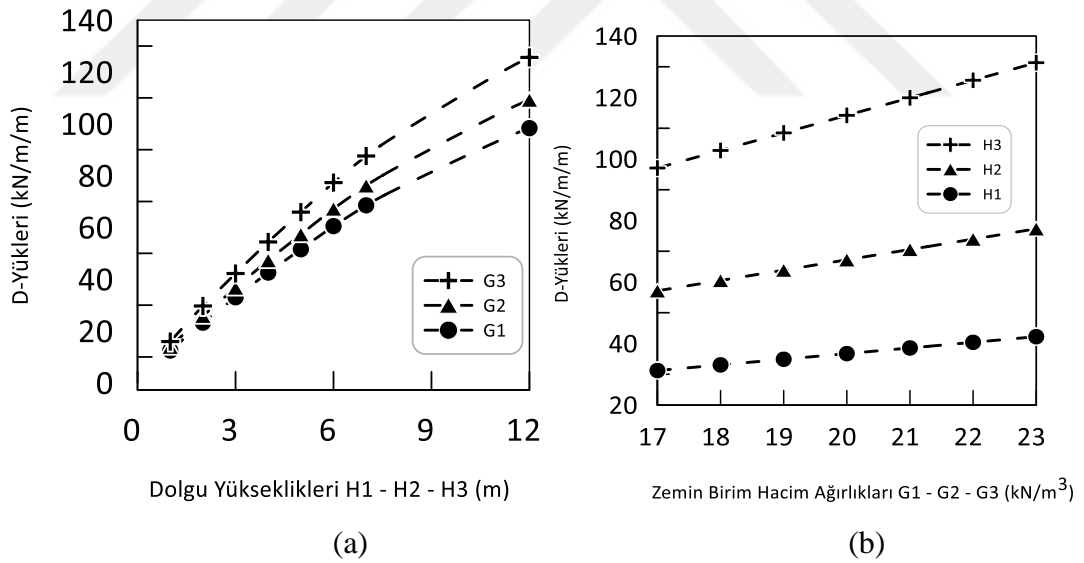
6.1.1 Dolaylı Tasarım Yöntemi

Dolgu yüksekliğinin ve zemin birim hacim ağırlığının çatlama D-Yüküne olan etkisini hesaplamak için, Tip 1 standart yükleme koşullarındaki analizlerde boru iç çapı 1.5m ve et kalınlığı 0.2m olarak sabit tutulmuş, dolgu yükseklikleri H1, H2 ve H3 sırasıyla 3m, 6m ve 12m için analizler yapılmıştır. Grup 1 (G1), Grup 2 (G2) ve Grup 3 (G3) sırasıyla 18, 20 ve 23 kN/m³ zemin birim hacim ağırlıklarını ifade ederken, artan dolgu yüksekliklerinin çatlama D-Yüküne olan etkisi incelenmiştir. Şekil 6.2a’da Grup 1 için H1, H2 ve H3 örtü derinliklerinde sırasıyla 33 kN/m/m, 62 kN/m/m ve 102.5 kN/m/m D-Yükleri hesaplanmıştır. Grup 2 ve Grup 3 için aynı derinliklerde sırasıyla 37, 67 ve 113.9 kN/m/m ve 42 kN/m/m, 77 kN/m/m ve 131 kN/m/m çatlama D-Yükleri hesaplanmıştır.

Dolaylı tasarım yönteminde, dolgu yüksekliği arttıkça (H1 – H2 - H3) betonarme boruda oluşan çatlama D-Yüklerinde artış meydana gelmekte ve bu artışın oranının derinliğe bağlı olarak arttığı görülmektedir. Ayrıca, dolaylı tasarım yönteminde aynı dolgu yüksekliğinde borularda meydana gelen çatlama D-Yüklerinde zemin birim hacim ağırlığındaki artış (G1 - G2 - G3) nedeniyle D-Yüklerinin az da olsa artırdığı belirlenmiştir. Şekil 6.2b’de zeminin birim hacim ağırlık artışının D-Yüklerine etkisi gösterilmiştir. Zemin birim hacim ağırlığındaki artışın D-Yüklerini artırdığı ve bu

artışın oranının dolgu derinliği arttıkça daha yüksek oranda gerçekleştiği tespit edilmiştir.

H1, H2 ve H3 dolgu yüksekliklerini belirtirken, boru iç çapları (D_i) 0.6m ve 1.6m arasında kademeli olarak arttırılarak, farklı dolgu yüksekliklerinin ve boru iç çaplarındaki değişimlerin çatlama D-Yüklerine olan etkisi incelenmiştir. Şekil 6.3a'da gösterildiği gibi, betonarme boru iç çaplarının artmasının borudaki çatlama D-Yüklerini azalttığı görülmektedir. 0.6m iç çapa sahip betonarme borularda D-Yükleri, H1 ve H2 dolgu yüksekliklerinde boru çatlama D-Yükleri kabul edilebilir seviyelerde iken, H3 dolgu yüksekliğinde ise 310 kN/m/m gibi çok yüksek bir değere çıkmıştır. Böylece, dolaylı tasarım yönteminde nispeten yüksek dolgular altında kalacak betonarme boruların çapları 1m'den az olmaması gerektiği görülmektedir. Ayrıca, yüksek dolgu yüklerine maruz kalacak boruların çap artışına bağlı olarak D-Yüklerindeki azalma oranının düşük dolgu yüklerine göre daha fazla olduğu belirlenmiştir.

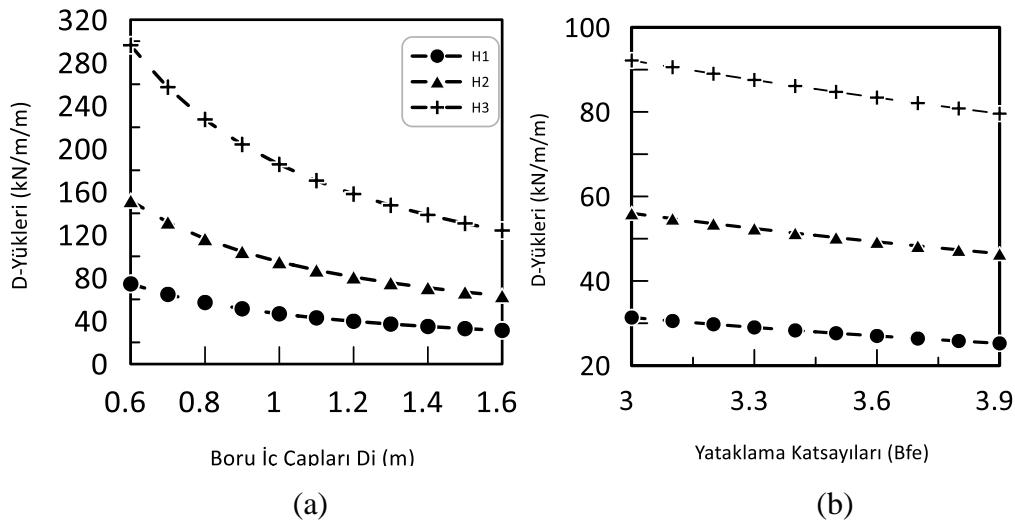


Şekil 6.2: a) Dolgu Yüksekliklerindeki Değişimin D-Yüklerine Etkisi, b) Zemin Birim Hacim Ağırlıklarındaki Değişimin D-Yüklerine Etkisi

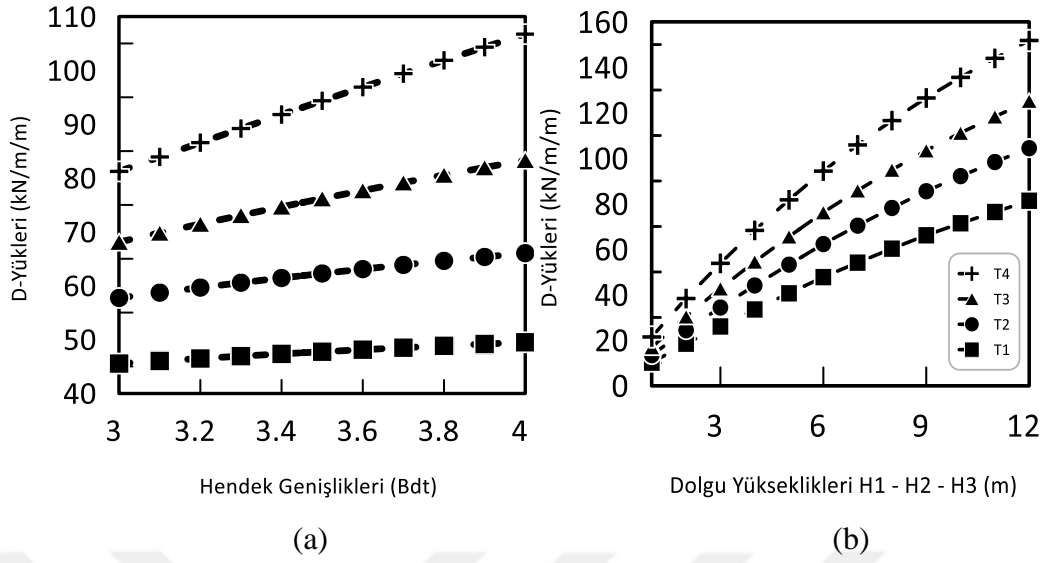
H1, H2 ve H3 dolgu yüksekliklerini belirtirken, değişken yataklama katsayılarının boruda oluşan çatlama D-Yüklerine olan etkisini incelemek için analizler yapılmıştır. Analizlerde standart kurulum tipi T1 olup minimum yataklama faktörü ($B_{fo}=2.3$), boru

iç çapı 2m, boru et kalınlığı 0.2m ve hendek genişliği 3.5m olarak alınmıştır. Yataklama katsayıları (B_{fe}) 3 ve 3.9 arasında kademeli olarak artırılmış ve hesap sonuçları Şekil 6.3b'de sunulmuştur. Görüldüğü gibi yataklama katsayıları kademeli olarak arttıkça boruda meydana gelen çatlama D-Yüklerinde azalma meydana gelmiştir.

Standart kurulum tipleri olan Tip 1, 2, 3 ve 4 boru kurulumlarında dolaylı tasarım yönteminde hendek genişliklerindeki değişimlerin D-Yüklerine olan etkilerini incelemek için analizler yapılmıştır. Analizler, G1 birim hacim ağırlığı için yapılmış ve H2 dolgu yüksekliğinde hendek genişlikleri (B_{dt}) 3m ve 4m arasında değişkenlik göstermektedir. Boru iç çapı 2m, duvar kalınlığı ise 0.2m alınmıştır. Şekil 6.4a'daki sonuçlar değerlendirildiğinde, tüm standart kurulum tiplerinde borunun kurulduğu hendek genişliği arttıkça D-Yüklerinde artış meydana gelmiş ve bu artış oranı Tip 1 kurulumda çok düşükken, Tip 4 kurulumda ise artış oranı yaklaşık %30'dur. H1, H2 ve H3 dolgu yüksekliklerini belirtirken, boru kurulumunda standart kurulum tiplerindeki (T1-T4) farklılıklarının borudaki çatlama D-Yüklerine olan etkisi analiz edilmiştir. Analizlerde boru iç çapı 2m, duvar kalınlığı ise 0.2m olarak dikkate alınmıştır. Şekil 6.4b'de de görüldüğü gibi dolgu yüksekliğindeki artışın borudaki çatlak D-Yüklerini artırdığı ve aynı zamanda Tip 1'den 4'e doğru boru kurulum tipi değiştirildiğinde borudaki çatlak D-Yüklerinin de artış gösterdiği tespit edilmiştir.



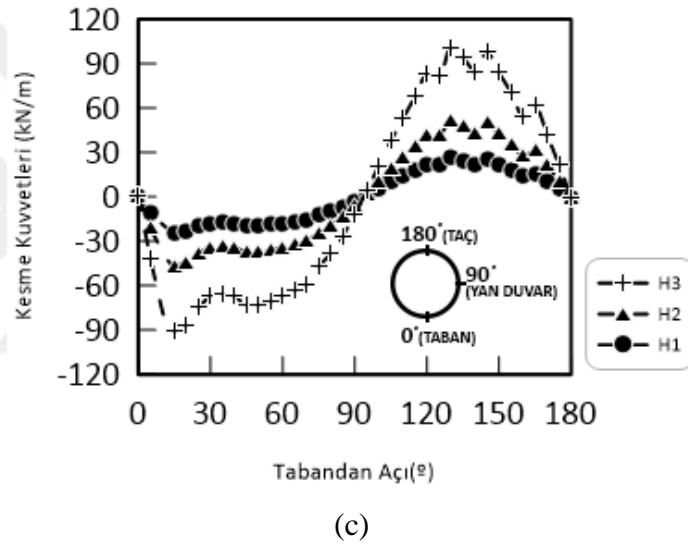
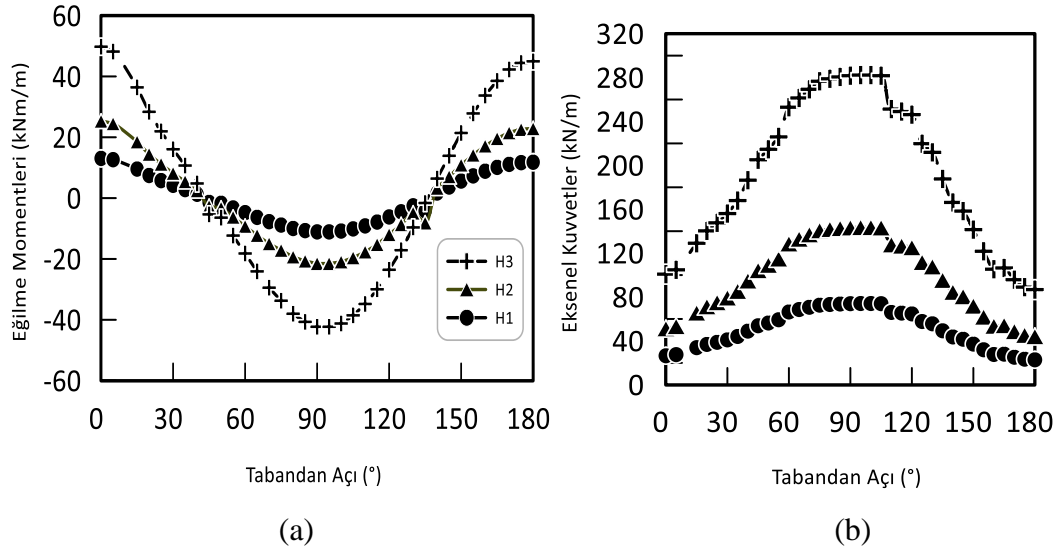
Şekil 6.3: a) Boru İç Çaplarındaki Değişimin D-Yüklerine Olan Etkisi, b) Yataklama Katsayılarındaki Değişimin D-Yüklerine Olan Etkisi



Şekil 6.4: a) Hendek Genişliği ve Kurulum Tiplerindeki Değişimlerin D-Yüklerine Etkisi, b) Dolgu Yükseklikleri ve Kurulum Tiplerindeki Değişimlerin D-Yüklerine Etkisi

6.1.2 Doğrudan Tasarım Yöntemi

Doğrudan tasarım yönteminde dolgu yüksekliğinin boru kesitindeki oluşan iç kuvvetlere olan etkisini belirlemek için, Tip 1 standart yükleme koşullarındaki analizlerde Grup 1 (G1) 18 kN/m^3 birim hacim ağırlığında zemin kullanılmış, boru iç çapı 1.5m ve et kalınlığı 0.2m olarak sabit tutulmuş ve dolgu yükseklikleri H1, H2 ve H3 için sırasıyla 3m, 6m ve 12m alınarak hesaplar yapılmıştır. Belirtilen koşullar için doğrudan tasarım yöntemine göre yapılan hesaplardan elde edilen eğilme momentleri Şekil 6.5a'da, aksenal kuvvetler Şekil 6.5b'de ve kesme kuvvetleri Şekil 6.5c'de sunulmuştur. Şekil 6'daki grafikler incelendiğinde, dolgu yüksekliklerinin artışı eğilme momentlerini, aksenal kuvvetleri ve kesme kuvveti değerlerini artırdığı ve en yüksek eğilme momenti değerinin boru tabanında (0°), en yüksek aksenal kuvveti değerinin ise borunun yan duvar bölgesinde (90°) olduğu tespit edilmiştir.

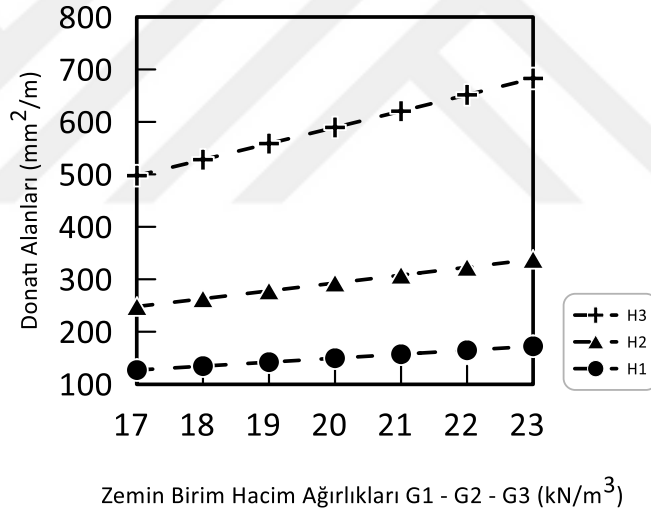


Şekil 6.5: Dolgu Yüksekliğinin Etkileri a) Eğilme Momenti, b) Eksenel Kuvvet, c) Kesme Kuvveti

Şekil 6.5b'de gösterilen eksenel kuvvet değerleri incelendiğinde, borunun taban bölgesinde (0°) sırasıyla 3m, 6m ve 12m dolgu yüksekliklerinde 26 kN/m, 51 kN/m ve 100 kN/m değerlerine kadar artmıştır. En yüksek eksenel kuvvet değeri borunun yan duvar bölgesinde 281 kN/m olarak hesaplanmıştır. Borunun taç bölgesinde (180°)'de ise 3m, 6m ve 12m dolgu yüksekliklerinde sırasıyla 22 kN/m, 44 kN/m ve 86 kN/m olarak hesaplanmıştır. Böylece, doğrudan tasarım yönteminde, boru üzerindeki dolgu yüksekliği arttıkça eksenel kuvvet değerlerinde de artış olduğu tespit edilmiştir.

Şekil 6.5c'deki grafik incelendiğinde borunun taban ve taç bölgesinde (0° , 180°) kesme kuvveti değeri oluşmadığı görülmektedir. Borunun yan duvar bölgesine (90°) doğru gidildiğinde kesme kuvveti değerlerinde artış meydana gelmektedir. Yan duvar bölgesinde -26.48 kN/m 'lik kesme kuvveti oluşmuş ve en yüksek kesme kuvveti değeri 120° 'lik açıda 100 kN/m olarak hesaplanmıştır. Dolgu yüksekliklerindeki artış kesme kuvveti değerlerini de artırmıştır.

Doğrudan tasarım yönteminde Grup 1 (G1), Grup 2 (G2) ve Grup 3 (G3) zemin birim hacim ağırlıklarını ifade ederken, Şekil 6.6'da artan dolgu yüksekliğine karşılık gerekli donatı alanlarındaki değişim hesaplanmıştır. Görüldüğü gibi, doğrudan tasarım yönteminde dolgu yükseklikleri arttığında gerekli donatı alanlarında da artış meydana gelmiştir.

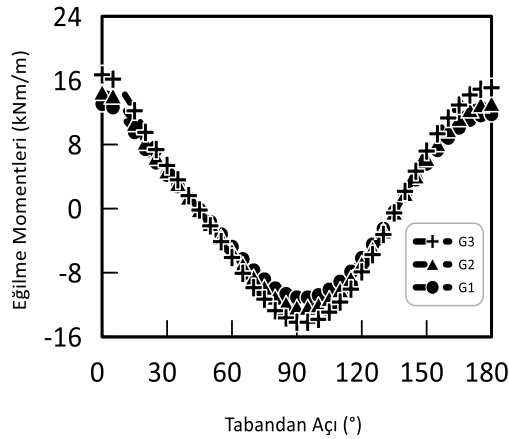


Şekil 6.6: Dolgu Yüksekliğinin Gerekli Donatı Alanına Etkisi

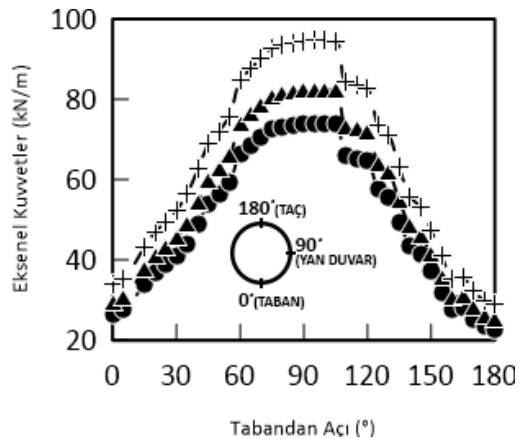
Doğrudan tasarım yönteminde zemin birim hacim ağırlıklarının boru kesitinde oluşan iç kuvvetlere olan etkisini incelemek için, Tip 1 standart yükleme koşullarındaki analizlerde boru iç çapı 1.5 m ve et kalınlığı 0.2 m olarak sabit tutularak, zemin birim hacim ağırlıkları Grup 1 (G1), Grup 2 (G2) ve Grup 3 (G3) olmak üzere sırasıyla 18 , 20 ve 23 kN/m^3 olarak alınmıştır. Şekil 6.7a, Şekil 6.7b ve Şekil 6.7c'de birim hacim ağırlık değişiminin sırasıyla moment, normal kuvvet ve kesme kuvvetine etkileri sunulmuştur. Şekil 6.7a'daki sonuçlara bakıldığında, en yüksek eğilme momenti

beklendiği gibi borunun taban bölgesinde oluşmuştur. Eğilme momenti değerlerinin zeminin birim hacim artışına bağlı olarak değişim gösterdiği tespit edilmiştir. Şekil 6.7b'deki grafik incelendiğinde, borunun taban bölgesinde (0°) G1 zemin grubunda 26 kN/m aksel kuvvet hesaplanırken, G2 zemin grubunda bu değer 29 kN/m ve G3 zemin grubunda ise 33.8 kN/m'dir. En yüksek aksel kuvvet değeri borunun yan duvar bölgesinde (90°) G3 zemin grubunda 94.5 kN/m olarak hesaplanmıştır. Yan duvarda en yüksek değerler hesaplanmış, boru taç bölgesine doğru gidilirken aksel kuvvet değerleri hızlıca azalmıştır. Doğrudan tasarım yönteminde aksel kuvvet değerlerinin zemin birim hacim ağırlığı artışıyla doğru orantılı olarak artış gösterdiği belirlenmiştir. Şekil 6.8c'deki grafik incelendiğinde, borunun taban ve taç bölgesinde ($0^\circ, 180^\circ$) kesme kuvveti değeri görülmezken, en yüksek kesme kuvveti değeri borunun tabanından yaklaşık (125°)'lik açıda G3 zemin grubunda 33.8 kN/m hesaplanmıştır.

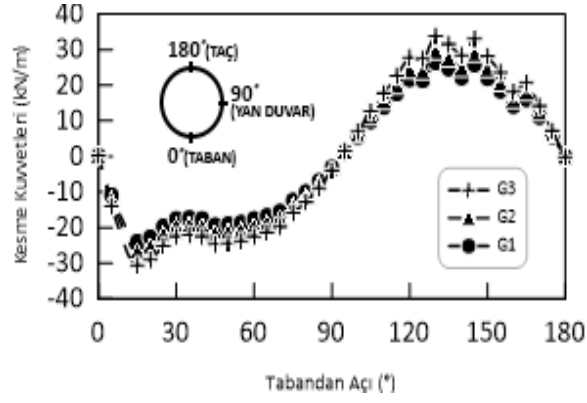
Doğrudan tasarım yönteminde H1 dolgu yüksekliğinde ve 1.5m iç çaplı boru kullanılarak yapılan analizlerde, Grup 1 (G1), Grup 2 (G2) ve Grup 3 (G3) sırasıyla 18, 20 ve 23 kN/m³ zemin birim hacim ağırlıklarını ifade ederken doğrudan tasarım yönteminde zeminin birim hacim ağırlığı artışının, gerekli donatı alanlarını da arttırdığı tespit edilmiştir.



(a)



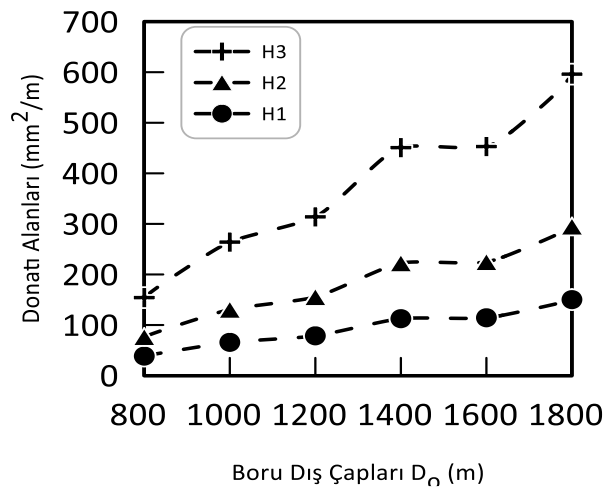
(b)



(c)

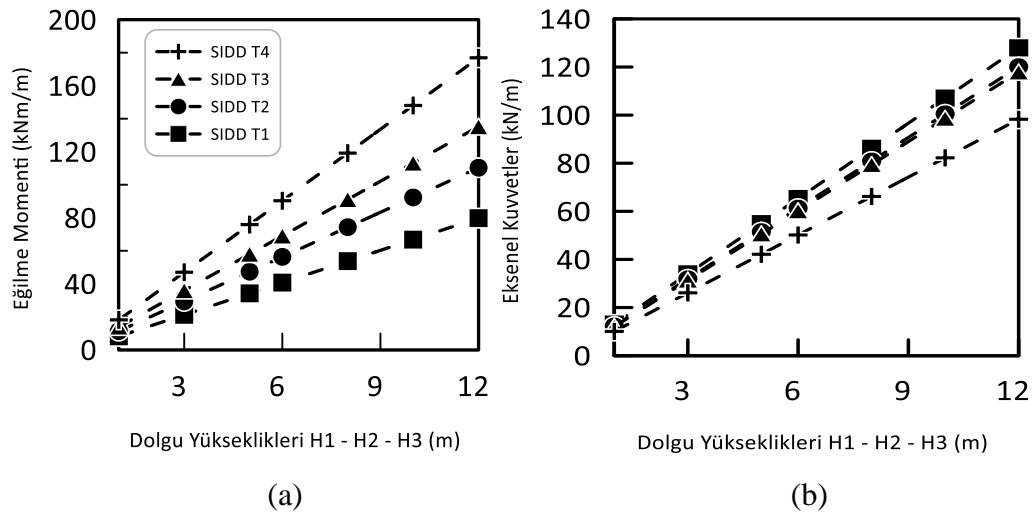
Şekil 6.7: Zemin Birim hacim ağırlığı değişiminin etkileri a) Eğilme Momenti, b) Eksenel Kuvvet, c) Kesme Kuvveti

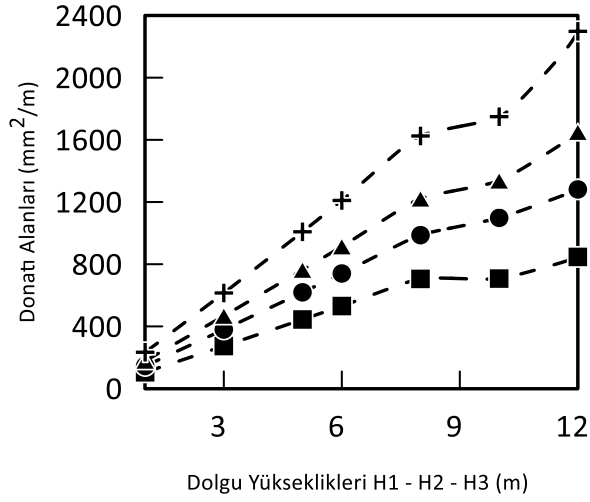
H1, H2 ve H3 sırasıyla 3m, 6m ve 12m dolgu yükseklikleri ve boru dış çapları 0.8m-1.8m aralığında dikkate alınarak doğrudan tasarım yöntemine göre donatı alanları hesaplanmış ve sonuçlar Şekil 6.8'de sunulmuştur. Şekil 6.8'de gösterildiği gibi, 0.8m'lik dış çapa sahip betonarme borunun gerekli donatı alanı H1, H2 ve H3 dolgu yüksekliklerinde sırasıyla 38.5 mm²/m, 76.5 mm²/m ve 154.2 mm²/m olarak hesaplanmıştır. Aynı şekilde 1.8m'lik dış çapa sahip betonarme boru için gerekli donatı alanı sırasıyla 150 mm²/m, 295.1 mm²/m ve 596.2 mm²/m olarak hesaplanmıştır.



Şekil 6.8: Boru Dış Çapı Değişimin Gerekli Donatı Alanına Etkisi

Doğrudan tasarım yöntemi kullanılarak yapılan tasarımlarda, boruların dış çapı arttıkça gerekli donatı alanı ihtiyacı da artmaktadır. SIDD (Doğrudan Tasarım) yönteminde Heger toprak basıncı dağılımlarını (Şekil 3.3.1) belirlerken düşey kemerlenme faktörü (VAF) Standart Kurulum Tipleri (T1-T4)'ne göre değişmektedir. Analizlerde düşey kemerlenme faktörü VAF, T1 için 1.35, T2 ve T3 için 1.40, T4 için ise 1.45 alınmıştır (Tablo 3.3.3). Boru iç çapı 2m ve Grup 1 zemin için H1, H2 ve H3 sırasıyla 3m, 6m ve 12m dolgu yükseklikler dikkate alınarak yapılan analizlerin sonuçlarına göre kesit tesirleri hesaplanmış ve Şekil 6.9'da sunulmuştur. SIDD Tip 1'den Tip 4'e doğru kurulum tipi değişimine göre eğilme momenti, normal kuvvet değişimleri ve donatı alanları değişimleri sırasıyla Şekil 6.9a, Şekil 6.9b ve Şekil 6.9c'de sunulmuştur. Şekil 6.9a incelendiğinde, SIDD Tip 1'den Tip 4'e doğru kurulum tipi değiştiğinde eğilme momentlerinin arttığı görülmektedir. Şekil 6.9b'de aksenal kuvvetler SIDD Tip 1'den Tip 4'e doğru kurulum tipi değiştiğinde azalmaktadır. Fakat bu azalışın Tip 2 ve 3 arasında düşük olduğu görülmüştür. Bunun sebebi ise her iki tip kurulumda da düşey kemerlenme faktörleri (VAF) değerinin 1.40 olmasıdır. Şekil 6.9c'de SIDD Kurulum Tipi 1'den 4'e doğru gerekli donatı alanının arttığı görülmektedir.



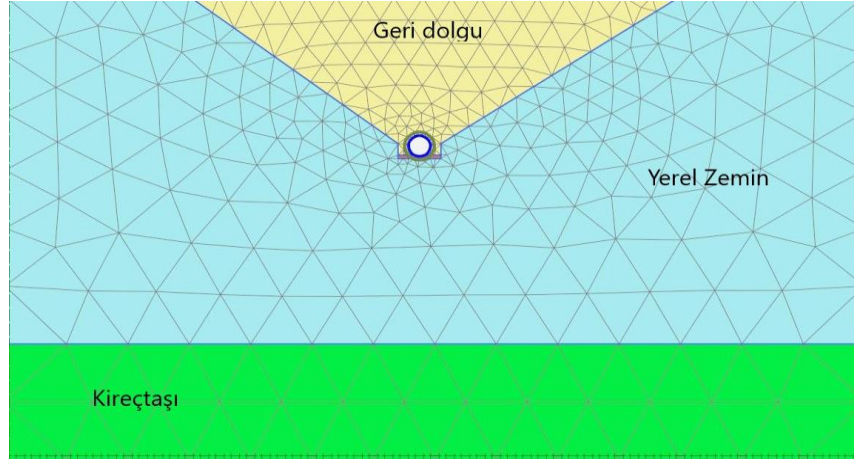


(c)

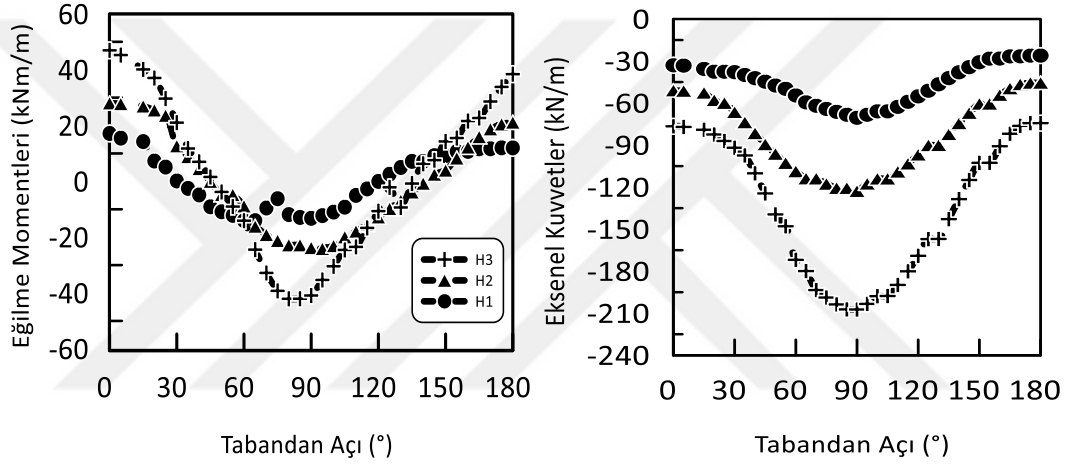
Şekil 6.9: SIDD Kurulum Tiplerine Göre a) Eğilme Momenti b) Eksenel Kuvvet c) Gerekli Donatı Alanı

6.2 Sayısal Analizler

Şekil 6.1’de gösterilen gömülü betonarme boru model geometrisi, Tablo 6.1 ve 6.2’de verilen malzeme parametreleri kullanılarak yapılan sayısal analizlerde 3 durum incelenmiştir. Bu durumlar; H1-H2-H3 olmak üzere dolgu yüksekliklerinin değişimi, G1-G2-G3 olmak üzere geri dolgu zeminin birim hacim ağırlık değişimi ve Ø800-Ø1800mm aralığında boru çaplarının değişimidir. Beton borunun taban, taç ve yan duvar bölgelerindeki eğilme momentleri ve eksenel kuvvetleri dolayısıyla gerekli donatı alanı ihtiyaçları, yapılan parametrik sayısal analizlerden hesaplanmıştır. Şekil 6.10’da sayısal analizlerde kullanılan Plaxis 2D yazılımında oluşturulan zemin-boru etkileşim probleminin sonlu elemanlar ağı görülmektedir. Dolgu yüksekliklerinin ve zemin grubundaki değişimlerinin hesap sonuçları Şekil 6.11’de gösterilmiştir. Sayısal analiz sonuçlarının analitik analizlerle karşılaştırılması Tablo 6.4 ve 6.5’te sunulmuştur.

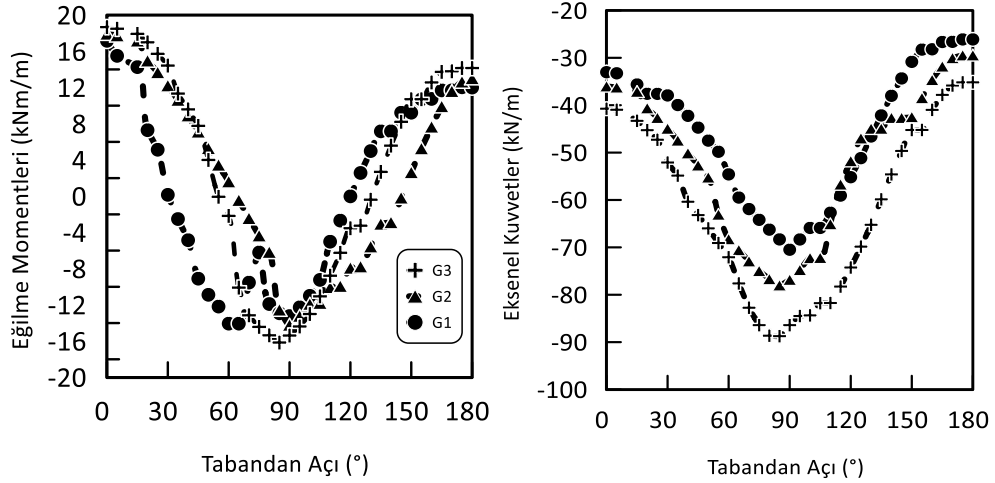


Şekil 6.10: Sayısal analizlerde kullanılan modele ait sonlu elemanlar ağı



(a)

(b)



(c)

(d)

Şekil 6.11: Sayısal analiz sonuçları a) dolgu yüksekliği - momentler b) dolgu yüksekliği -eksenel kuvvetler c) zemin grubu - momentler d) zemin grubu – ekstenel kuvvetler

6.3 Yöntemlerin Karşılaştırması

Sayısal analiz (sonlu elemanlar yöntemi) ile analitik analiz (dolaylı ve doğrudan tasarım yöntemi) sonuçlarının karşılaştırılması Tablo 6.4 ve 6.5’te sunulmuştur. Tablo 6.4, 6.5 ve Şekil 6.12 incelendiğinde, dolaylı tasarım yöntemi ve doğrudan tasarım yöntemlerinin sayısal analizlere göre konservatif sonuçlar verdiği görülmektedir.

Tablo 6.4: Boru bölgelerindeki iç kuvvetlerin farklı analiz yöntemleri ile karşılaştırılması

| İç Kuvvetler | Boru Bölgeleri | Doğrudan Tasarım (SIDD) | | | Sayısal Analiz (PLAXIS 2D) | | |
|----------------------------------------------------|-----------------|-------------------------|-------|-------|----------------------------|-------|-------|
| | | H1 | H2 | H3 | H1 | H2 | H3 |
| Durum 1: Dolgu Yüksekliklerinin Değişimi | | | | | | | |
| M (kNm/m) | Taban (0°) | 13 | 25 | 49 | 17.1 | 28 | 46.9 |
| | Yan Duvar (90°) | -11 | -21 | -42 | -13.2 | -22.9 | -40.6 |
| | Taç (180°) | 11 | 23 | 44 | 12 | 21.1 | 38.4 |
| N (kN/m) | Taban (0°) | 26 | 51 | 100 | 33 | 50.9 | 76.6 |
| | Yan Duvar (90°) | 74 | 143 | 281 | 70.3 | 120.3 | 207.9 |
| | Taç (180°) | 22.7 | 44.1 | 87 | 26.1 | 45.4 | 74.3 |
| V (kN/m) | Taban (0°) | 0.15 | 0.29 | 0.56 | -0.3 | -0.73 | -1.5 |
| | Yan Duvar (90°) | 10.06 | 19.48 | 38.31 | 9.85 | 13.4 | 24.2 |
| | Taç (180°) | -0.15 | -0.29 | -0.56 | -0.17 | -0.57 | -1.2 |
| Durum 2: Zemin Birim Hacim Ağırlıklarının Değişimi | | | | | | | |
| M (kNm/m) | Taban (0°) | 13 | 14.5 | 16.7 | 17.1 | 17.9 | 18.6 |
| | Yan Duvar (90°) | -9 | -11 | -14 | -13.2 | -14.2 | -15.3 |
| | Taç (180°) | 11 | 13 | 15 | 12 | 13 | 14.1 |
| N (kN/m) | Taban (0°) | 26 | 29.4 | 33.8 | 33 | 35.9 | 40.7 |
| | Yan Duvar (90°) | 73.2 | 81.3 | 94 | 70.3 | 77 | 82.4 |
| | Taç (180°) | 22.7 | 25.3 | 29.1 | 26.1 | 29.4 | 35.2 |
| V (kN/m) | Taban (0°) | 0.15 | 0.16 | 0.19 | -0.3 | -0.27 | -0.37 |
| | Yan Duvar (90°) | 10.06 | 11.17 | 12.85 | 9.85 | 10.4 | 10.54 |
| | Taç (180°) | -0.15 | -0.16 | -0.19 | -0.17 | -0.2 | -0.32 |

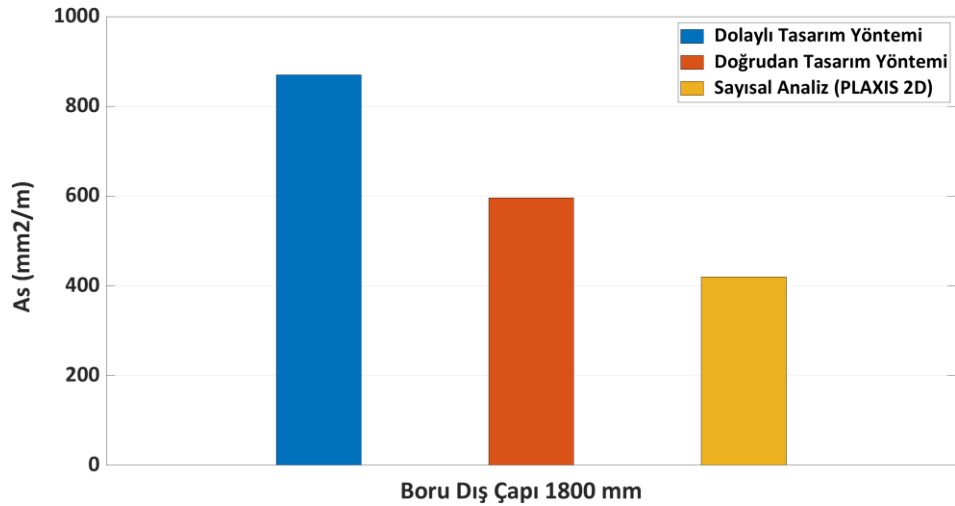
Not: M; Eğilme Momenti, N; Eksenel Kuvvet, V; Kesme Kuvveti

Tablo 6.5: Analitik ve sayısal analizlerde boru çaplarına göre elde edilen donatı alanları

| Boru Dış Çapları (mm) | 800 | 1000 | 1200 | 1400 | 1600 | 1800 |
|--------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Duvar Kalınlıkları (mm) | 120 | 120 | 140 | 140 | 170 | 170 |
| Paspayları (mm) | 90 | 90 | 110 | 110 | 140 | 140 |
| Dolgu Yüksekliği (m) | H3 | H3 | H3 | H3 | H3 | H3 |
| Analiz Yöntemi | <i>SIDD</i> | <i>SIDD</i> | <i>SIDD</i> | <i>SIDD</i> | <i>SIDD</i> | <i>SIDD</i> |
| | <i>SAY*</i> | <i>SAY*</i> | <i>SAY*</i> | <i>SAY*</i> | <i>SAY*</i> | <i>SAY*</i> |
| As, | 154.2 | 264 | 313.9 | 450.8 | 452.9 | 596.2 |
| Donatı Alanları (mm ² /m) | 36.3* | 113.1* | 156.1* | 268.5* | 290.2* | 419.3* |

Not: *SIDD* = Doğrudan Tasarım Yöntemi, *SAY** = Plaxis 2D ile yapılan sayısal analiz.

Dolaylı tasarım yöntemi dikkate alınarak yapılan parametrik analizlere göre elde edilen D-Yüklerine göre ASTM C76 Şartnamesinden gerekli boru sınıfları ve donatı alanları belirlenmiştir. Şekil 6.3a ve Şekil 6.12’de görüldüğü gibi dolaylı tasarım yönteminde 1.8m dış çapa sahip boruda 136.7 kN/m/m’lik D-Yüküne karşılık gelen boru sınıfı IV olarak seçilmiş ve buna karşılık gelen gerekli donatı alanı $8.7 \text{ cm}^2/\text{m} = 870 \text{ mm}^2/\text{m}$ olarak belirlenmiştir (ASTM C76 M-05, Tablo 5).



Şekil 6.12: Analitik analizlerden ve sayısal analizlerden belirlenen donatı alanları

6.4 Sonuçlar ve Tartışma

1-) Yapılan parametrik çalışma sonucunda, dolaylı tasarım yönteminde betonarme borunun gmlme yüksekliğinin artırılmasının betonarme borudaki 0.01in (0.254mm)'lik çatlama kriterine denk gelen D-Yüklerini artırdığı görülmüştür. Dolgu yüksekliği arttıa daha yüksek bir boru sınıfı ve donatı alanı gerekmektedir. Borunun gömüldüğü zemin malzemesinin birim hacim ağırlığı arttığında da D-Yükleri artmıştır. Bu artışın oranı, dolgu yüksekliği arttıa daha da belirgin hale gelmiştir. Betonarme boru iç çapı arttığında, boru dış çapı da artacağı için kullanılan yataklama katsayısı azalmakta ve böylece borudaki atlama D-Yükleri de azalmıştır. Özellikle 1m'den daha küçük i çaplı borular 12m gibi yüksek dolgu yüklerine maruz kaldığında, çatlama kriterine denk gelen tasarım D-Yükleri ASTM C76 şartnamesinde belirtilen doruk D-Yüklerini (175 kN/m/m) aşmıştır. Bu nedenle 12m gibi yüksek dolgu yüklerine maruz kalacak uygulamalarda, i çapı 1m'den küçük borular için dolaylı tasarım yönteminin kullanımını önerilmemektedir.

2-) Dolaylı tasarım yönteminde yataklama katsayıları kademeli olarak artırıldığında D-Yüklerinde tatmin edici bir oranda azalış meydana geldiği görülmektedir. Betonarme borunun kurulduğu hendek genişlikleri kademeli olarak artırıldığında ise Tip 1 (T1) kurulumda D-Yüklerinin artışı nispeten düşük bir orandayken Tip 4 (T4) kurulumda ise D-Yükleri yüksek bir oranda artış göstermiştir. Ayrıca, standart kurulum tipleri Tip 1'den 4'e doğru boru kurulumuna göre, borudaki D-Yüklerinin de doğru orantılı olarak arttığı görülmüştür.

3-) Doğrudan tasarım yöntemi sonuçlarına göre, betonarme borunun gmlme yükseklikleri arttıa borudaki iç kuvvetlerin (eğilme momenti, eksenel ve kesme kuvvetleri) arttığı hesaplanmıştır. En yüksek eğilme momenti değerinin borunun taban bölgesinde oluştuğu tespit edilmiştir. Dolgu yüksekliklerindeki artış, gerekli eğilme donatısı alanlarını da artırmıştır. Dolgu zeminin birim hacim ağırlıklarındaki artışla birlikte eğilme momentleri, eksenel ve kesme kuvvetleri de artış göstermiş olup gerekli donatı alanları da artmıştır. Boru dış çapları arttıa elde edilen iç kuvvetler ve gerekli donatı alanları çok fazla artış göstermiştir.

4-) Doğrudan tasarım yönteminde, SIDD Tip 1’den 4’e doğru kurulum tipi değişikçe eğilme momentlerinde artış ve aksel kuvvetlerde azalma belirlenmiştir. Bu azalmanın oranı Tip 1 (SIDD T1) - Tip 2 (SIDD T2) ve Tip 3 (SIDD T3) - Tip 4 (SIDD T4) arasında oldukça fazla iken Tip 2 (SIDD T2) ve Tip 3 (SIDD T3) arasındaki geçişte nispeten daha az olduğu görülmüştür. Bunun nedeni ise her iki kurulumda da düşey kemerlenme faktörünün (VAF=1.40) aynı olmasıdır. Bu durum özellikle sayısal analizler ile kıyaslandığında doğrudan tasarım yönteminin sonuçlarının konservatif kalmasında önemli bir etkidir. SIDD Kurulum Tipi 1’den 4’e doğru kurulum tipleri değiştirildiğinde gerekli donatı alanı ihtiyacının arttığı belirlenmiştir. Bu durum, SIDD Tip 1 kurulumun en kaliteli kurulum tipi olduğunu göz önünde bulundurulduğunda beklenen bir sonuçtur. Özellikle SIDD Tip 4 kurulum için çok yüksek donatı alanı gereksinimi mevcuttur.

5-) Plaxis 2D 2019 sonlu elemanlar yazılımı ile yapılan sayısal analizlerde Şekil 6.11’de görüldüğü gibi dolgu yükseklikleri artırıldığında boru bölgelerindeki iç kuvvetlerin ve gerekli donatı alanlarının arttığı belirlenmiştir. Geri dolgu zemininin özellikleri değiştirildiğinde boru bölgelerindeki iç kuvvetlerin ve donatı alanlarının nispeten daha düşük oranda arttığı tespit edilmiştir. Sayısal analizlerde dolgu yüksekliklerinin değişiminin donatı alanlarına etkisinin zemin grubu değişimine göre daha baskın olduğu görülmektedir. Sayısal analizlerde boru dış çapları artırıldığında gerekli donatı alanları da artmıştır.

6-) Konvansiyonel tasarım yöntemleri olarak bilinen dolaylı ve doğrudan tasarım yöntemlerinde yerel zemin etkisi ve yatak malzemesinin rijitliği analizlerde dikkate alınmamakta, yalnızca boruyu çevreleyen geri dolgu malzemesinin rijitliği dikkate alınabilmektedir. Elde edilen sonuçlar sayısal analizlere göre oldukça muhafazakar tarafta kalmaktadır. Gömülü betonarme boru tasarımı yapılırken arazideki yükleme koşullarına uygun olacak şekilde zemin-rijit boru etkileşiminin ve geri dolgu malzemesinin rijitliğinin dikkate alınabildiği sayısal analizlerin de yapılması gereklidir.

7. GÖMÜLÜ BETONARME BORU TASARIMINDA DEPREM ETKİSİNİN DİNAMİK ANALİZLER İLE İNCELENMESİ

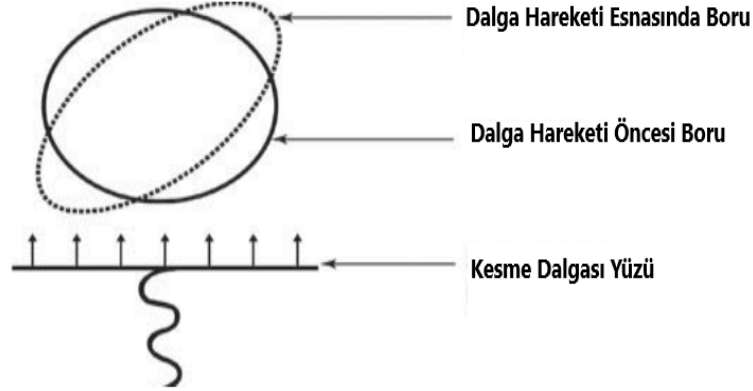
7.1 Gömülü Betonarme Boruların Deprem Etkisinde Davranışları

Gömülü boru hatlarının deprem etkisindeki davranışlarında en önemli yer hareketi parametreleri maksimum yer ivmesi (PGA) ve maksimum yer hızı (PGV)'dir. Zemin ve boru gerinimleri doğrudan maksimum yer hızı (PGV) ile ilişkilidir. Deprem şiddeti kadar zemin tabakalarının rijitlik özellikleri de depremdeki etkiyi belirleyebilmektedir. Gömülü boru hatlarında deprem nedenli aksel kuvvetler ve eğilme momentleri zemin-boru ara yüzeyindeki kuvvetlere bağlıdır. Böylece, yer hareketi bir deprem dalgasına ya da PGD (maksimum yer değiştirme)'ye bağlı gerçekleştiğinde zemin-boru ara yüzeyinde normal ve sürtünme kuvvetleri meydana gelmektedir (O'Rourke ve Liu, 2012).

Anderson, Lam vd. (2018), yaptıkları çalışmada boruların aldığı sismik hasarların yer sarsıntısı ya da yer göçmesinden kaynaklandığını belirtmişlerdir. Yer sarsıntısı Şekil 7.1'de temsili olarak gösterildiği gibi, sismik dalga yayılmalarından dolayı oluşan titreşimlerden (genellikle düşey yayılan kayma dalgaları) dolayı meydana gelmiştir. Yer göçmeleri ise zemin stabilite sorunları, faylanma, heyelan, sıvılaşma, oturma gibi problemlerden kaynaklanabilmektedir.

Gömülü menfezlerde ve boru hatlarında deprem nedeniyle görülebilecek hasarlar, araştırmacılar tarafından önceki yıllarda (NCEER, 1996; Davis ve Bardet, 1999 ve 2000; O'Rourke,1999) çalışılmıştır. Genellikle gömülü yapıların deprem tehlikelerinde yer yüzeyinin üstünde bulunan yapılara göre daha iyi performans gösterdiği görülmüştür. Bunun nedeni gömülü yapılar onu çevreleyen zemin tarafından hareketlerinin kısıtlandırılmış olmasıdır. İyi performans aynı zamanda gömülme derinliği, sismik etkinin şiddeti, kurulum kalitesi, kullanılan geri dolgu malzemesinin rijitliği ile de alakalıdır (Anderson, Lam vd., 2009).

Esnek borulara göre rijit (betonarme) boruların gerinim kapasiteleri sınırlıdır. Rijit borular tasarımda önemli ölçüde dış basınçları karşılayacak mukavemetleri sağlanmalıdır.



Şekil 7.1: Dairesel boruya etkiyen kayma dalgalarıyla oluşan yer sarsıntısı etkisi
(Anderson, Lam vd., 2009)

Deprem dalgaları, cisim dalgaları ve yüzey dalgaları olarak ikiye ayrılmaktadır. Cisim dalgaları birincil (P) ve ikincil (S) dalgaları olarak adlandırılır. P dalgaları boyuna, S dalgaları ise enine hareket etmektedirler. Yüzey dalgaları, Rayleigh ve Love dalgaları olarak ikiye ayrılmaktadırlar. Bu dalgalar P ve S dalgalarına göre yüzeyde yayılım sağladıkları için daha tehlikelidirler. Asıl yıkıcı etkileri yüzey dalgaları sağlamaktadır.

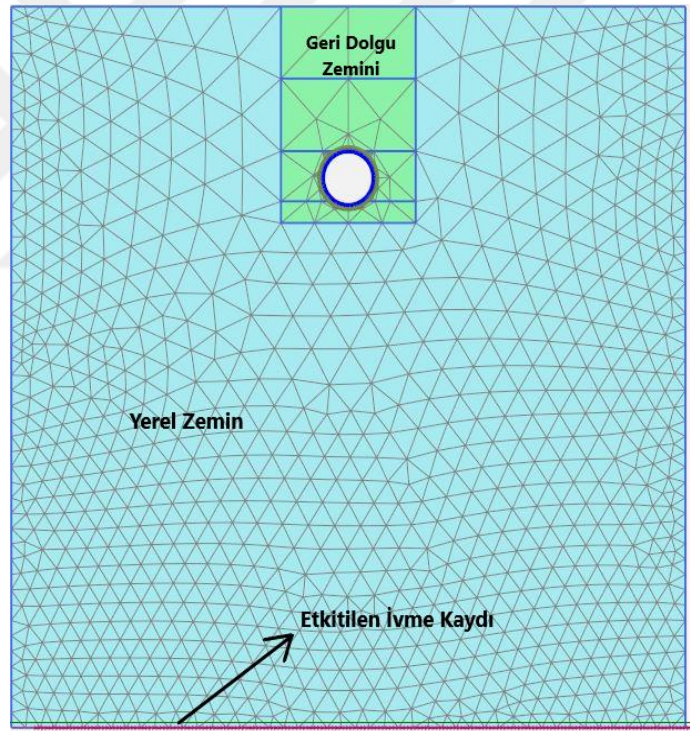
Gömülü betonarme borularda tasarımda, eğilme tipi yenilmeye bakılmalı ve eğilme momentleri ve aksenal kuvvetler mutlaka kontrol edilmelidir (Anderson, Lam vd., 2009). Günümüzde gömülü menfez ve borular için standart bir tasarım prosedürü bulunmamaktadır. Donatısız beton boruların sismik bölgelerde kullanılması önerilmemektedir.

7.2 Dinamik Analizlerin Doğrulanması

Bu tez çalışması kapsamında kullanılan dinamik analiz yönteminin ve uygulamasının doğrulanması amacıyla Alzabeebe (2019)'nin çalışmasındaki model dikkate alınmıştır. Referans çalışmaya ait detaylar 4.bölümde literatür çalışmalarında detaylandırılmıştır. Alzabeebe (2019), zemin yüklerine maruz kalan gömülü

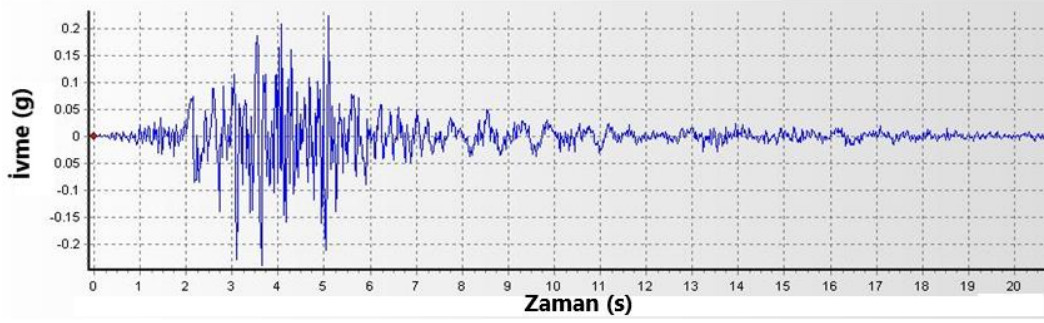
betonarme boruların sismik etkilerde davranışını incelemiştir. Boru çapı, gömülme derinliği, kurulum kalitesi ve sismik etkinin şiddetinin gömülü betonarme boru tasarımına etkileri parametrik çalışma ile irdelenmiştir. Çalışma sonuçlarına bakıldığında sismik etkinin beton boruda oluşan eğilme momentlerini önemli oranda artırdığını ancak asıl artışın boru çapı değişimi ve gömülme derinliğine bağlı olduğunu belirtmiştir..

Alzabeebe (2019)'nin çalışmasında kullanılan sayısal model Plaxis 2D (2020) yazılımı ile modellenmiştir. Oluşturulan sayısal model Şekil 7.2'de gösterilmiştir. Sayısal modelin dinamik analiz için sınırları yatay ekseninde (viscous) viskoz, düşey ekseninde (compliant) uyumlu olarak seçilmiştir. Sayısal model, 20m derinlik ve 20m genişliğe sahiptir.



Şekil 7.2: Doğrulama için Plaxis 2D 2020'de oluşturulan sayısal model

Sismik etki için kullanılan ivme-zaman kaydı Upland (1990) depremine aittir. Şekil 7.3'te kullanılan Upland (1990) depreminin ivme kaydının Seismosignal 2020 yazılımında gösterimi bulunmaktadır. Şekilden görülebileceği üzere maksimum ivme değeri 3.6s'de 0.24g olarak görülmektedir.



Şekil 7.3: Doğrulamada kullanılan Upland (1990) depremine ait ivme-zaman kaydı

Analizlerde zemin davranışı Hardening-Soil Small Strain (HSsmall) bünye bağıntısı dikkate alınarak, betonarme boru ise eğilme rijitliği (EI) ve aksel rijitlik (EA) parametreleri sırasıyla $2100 \text{ kNm}^2/\text{m}$ ve $2.52E^6 \text{ kN/m}$ alınarak elastik olarak modellenmiştir. Çalışmanın sayısal modelinin kalibrasyonunda Alzabeebee (2019)'daki zemin ve beton boru parametreleri doğrudan kullanılmıştır. Malzeme parametrelerine ait detaylar 4.bölümde literatür çalışmalarında verilmiştir.

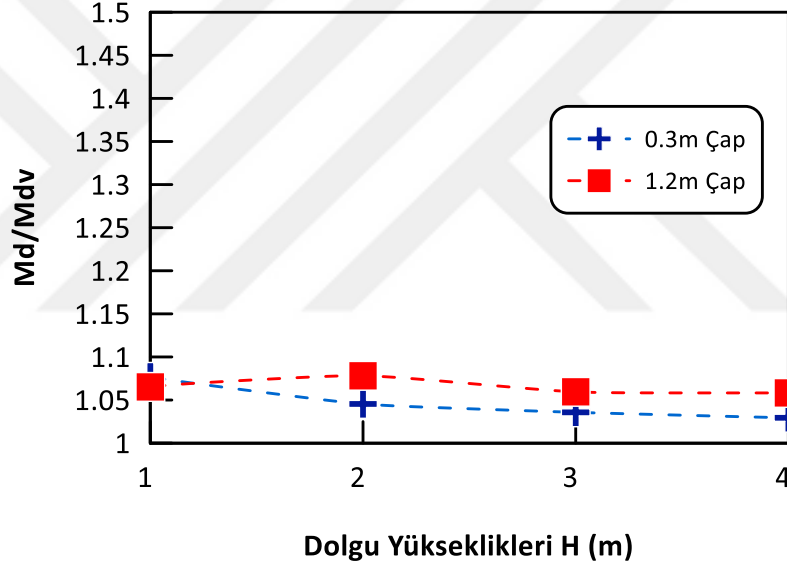
Sayısal model, 20m derinlik ve 20m genişliğe sahiptir. Dinamik analiz için uzak alan sınır koşullarını temsil etme adına absorbe edilmiş (viskoz) sınırlar kullanılmıştır. Sismik etki için Şekil 7.3'te de görülebilen en yüksek yer ivmesi $0.24g$ olan Upland (1990) depremine ait ivme-zaman kaydı kullanılmıştır. Model tabanında kaya tabakası 20m kalınlığa sahiptir ve analizler düzlem deformasyon koşullarında yapılmıştır.

PLAXIS 2D yazılımında model kurulduktan sonra önce statik analiz gerçekleştirilmiş ve yerel zeminin başlangıç gerilmeleri elde edilmiştir. Kademeli olarak hendek kazılmış, boru yerleştirilmiş ve geri dolgu ile kapatılmıştır. Sismik etki için verilen zaman adımı analizlerde kullanılan deprem kaydı ile aynı olup 0.005 saniyedir. Bu çalışmada kullanılan yöntem zaman tanımlı dinamik analizdir. İlgili çalışmada, Rayleigh damping (sönüm) etkisine dair bir parametre verilmediğinden dolayı doğrulamada yerel zemin için yaklaşık %15 oranında sönüm vermek için Rayleigh katsayıları α ve β sırasıyla 0.6283 ve 0.03183 seçilmiştir.

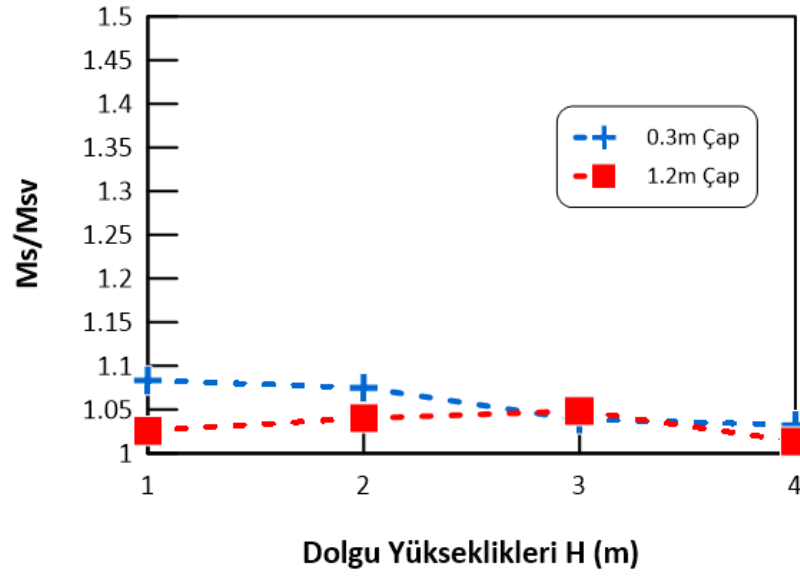
Geri dolgu zemini için yaklaşık %18 oranında sönüm vermek için α ve β sırasıyla 0.7540 ve 0.03820 seçilmiştir. Beton boru için α ve β parametreleri %5 civarında sönüm vermek için sırasıyla 0.2094 ve 0.01061 seçilmiştir. İlgili sönüm oranları ve

parametreler literatürdeki çalışmalardan uygun aralıklarda alınmıştır (Benz, 2009; Brinkgreve, 2007).

Doğrulama da 0.3m ve 1.2m iç çaplı borular sırasıyla 1m, 2m, 3m ve 4m dolgu yüksekliklerinde analizler tekrarlanmıştır. Sonuçların doğrulaması için Alzabeebe (2019)'deki statik ve dinamik analizlerde elde edilen en yüksek eğilme momentleri ile oluşturulan sayısal modeldeki statik ve dinamik analizlerle elde edilen en yüksek eğilme momentleri birbirine oranlanarak normalize edilerek karşılaştırılmıştır. Şekil 7.4'te görüldüğü gibi $M_{\text{dinamik}}/M_{\text{dinamikvalidasyon}}$ oranında referans çalışma ile oluşturulan model arasında ortalama %4-5'lik bir fark bulunmakta, Şekil 7.5'te görüldüğü gibi $M_{\text{statik}}/M_{\text{statikvalidasyon}}$ oranında ise bu oran ortalama %3-4 civarındadır.



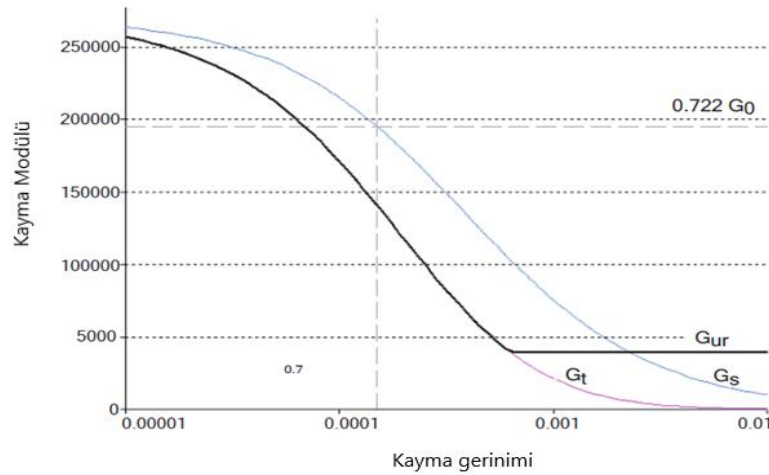
Şekil 7.4: Doğrulama amaçlı parametrik analizlerde elde edilen normalize edilmiş eğilme momentleri (dinamik durum)



Şekil 7.5: Doğrulama amaçlı parametrik analizlerde elde edilen normalize edilmiş eğilme momentleri (statik durum)

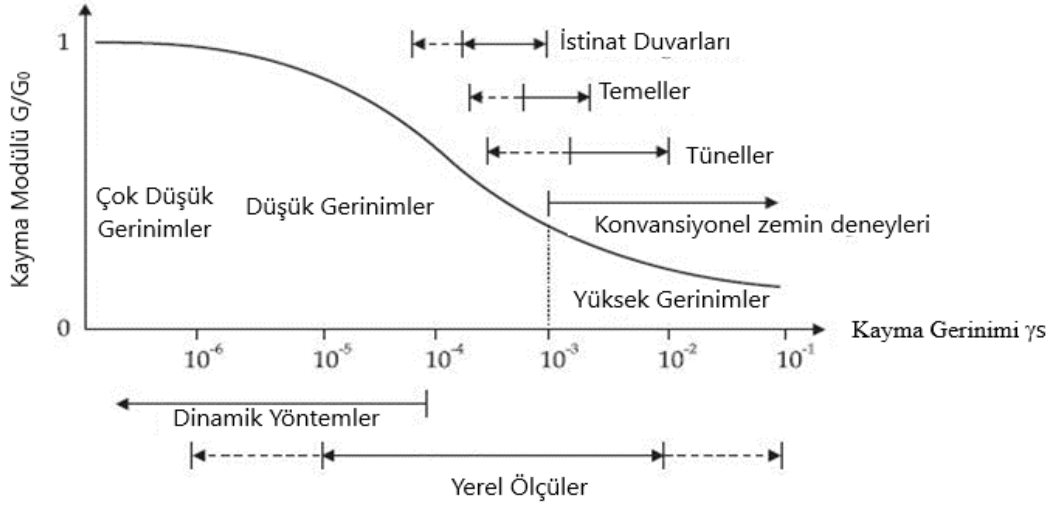
7.3 Dinamik Analizler ile Gömülü Betonarme Boru Tasarımı

Dinamik analizlerde Hardening-Soil Small Strain (HSsmall) bünye bağıntısı kullanılmıştır. Çok düşük gerinimli zemin rijitlikleri ve doğrusal olmayan zemin davranışları için oluşturulmuştur. Hardening Soil (Pekleşen zemin) modeline ek olarak bu modelde başlangıç veya çok düşük gerinimlerdeki kayma modülü G_0 ve onun %70'i kadar düşürülmüş hali olan sekant kayma modülü (G_S)'ndeki kayma gerinimi değeri $\gamma_{0.7}$ kullanılmaktadır. Şekil 7.6'da sekant ve tanjant kayma modülü ile kayma gerinimi eğrisi sunulmuştur.



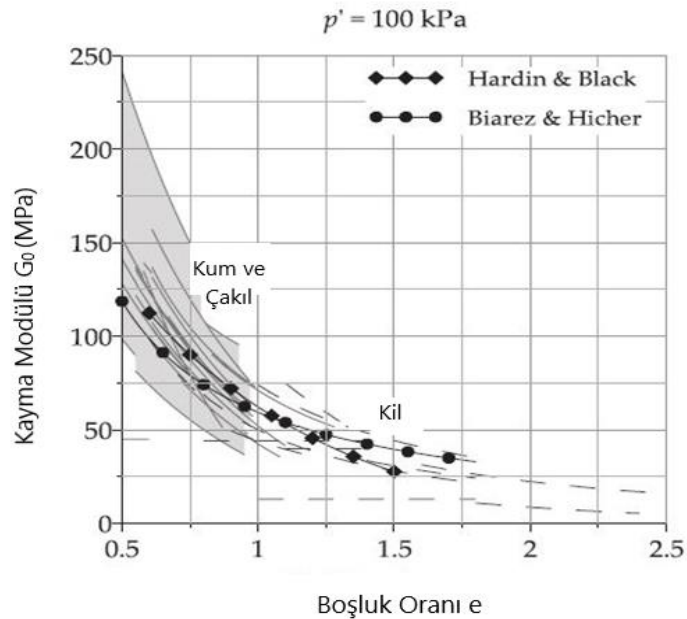
Şekil 7.6: Kayma modülü ve kayma gerinimi eğrisi (Plaxis Manual, 2021)

Gerinimdeki artışla birlikte zemin rijitliği doğrusal olmayan bir şekilde azalmaktadır (Benz, 2009). Şekil 7.7’de görüldüğü gibi rijitlik azalım eğrisi karakteristik bir biçimde S şeklinde oluşmaktadır. Dinamik yöntemler için kayma gerinimi 1×10^{-4} alınabilir.



Şekil 7.7: Karakteristik rijitlik-gerinim davranışı (Benz, 2009)

Düşük gerinimlerdeki kayma modülü G_0 ise boşluk oranı e , referans basınç p_{ref} ve aşırı konsolidasyon oranı (OCR) gibi parametrelerden etkilenmektedir. Şekil 7.8’de görüldüğü gibi düşük gerinimlerdeki kayma modülü G_0 , 50 ve 250 MPa aralığında zemin türlerine de bağlı olarak seçilebilmektedir.



Şekil 7.8: G_0 ve boşluk oranı e arasındaki korelasyon (Benz, 2009)

HSsmall model ile ilgili daha ayrıntılı çalışmalar literatürde (Benz 2009; Brinkgreve 2007) tarafından yapılmıştır. Dinamik analizlerde zemin tabakaları için iki farklı sönüm oranları ve G_0 , $\gamma_{0.7}$ değerleri literatürle uyumlu biçimde, tecrübeye dayalı seçilerek için parametrik çalışmalar gerçekleştirilmiştir. İlk durumda, %10-20 aralığında sönüm (damping) oranları zemin tabakalarının rijitliği ile ters orantılı olarak seçilmiştir. İkinci durumda %5-10 aralığında sönüm (damping) oranları yine zemin tabakalarının rijitliği ile ters orantılı olarak seçilmiştir. Dinamik analizlerde kullanılacak zemin parametrelerinin her iki durum için de özellikleri Tablo 7.1 ve 7.2'de verilmiştir. Dinamik analizlerde kullanılacak boru parametreleri ve gömülme koşulları statik analizler ile aynı olmakta birlikte, Rayleigh damping (sönüm) katsayıları α ve β parametreleri beton boru için %5 civarında sönüm vermek için sırasıyla 0.2094 ve 0.01061 seçilmiştir.

Zaman tanım alanında yapılan dinamik analizlerde kullanılan 12 adet deprem ivme kaydının özellikleri Tablo 7.3'te, ivme-zaman grafikleri ise Şekil 7.10, 7.11, 7.12'de sunulmuştur. Bu deprem ivme kayıtları sırasıyla Kocaeli (1999), Landers (1992), Chi-Chi (1999), Northridge (1994), Cape Mendocino (1992), Loma Prieta (1989), Erzincan (1939), San Fernando (1971), Kobe (1995), Düzce (1999), Tabas (1978) ve Imperial Valley (1979) depremleridir. Dinamik analizlerde deprem kayıtları modele 10s etkilmiştir. Deprem kayıtlarındaki zaman aralığı 0.005s'dir. Bu depremlerin seçilme nedeni farklı PGA, PGV, PGD değerlerinin boru bölgelerindeki iç kuvvetlere ve yer değiştirmelere olan etkisini gözlemleyebilmektir. Deprem ivme kayıtları FEMA (Federal Acil Durum Yönetim Kurumu)'ndan seçilmiştir (FEMA, 2009).

Model sınır koşulları ise yatayda viskoz (absorbe edilmiş), düşeyde compliant (uyumlu) olarak seçilmiştir. Dinamik analizler için oluşturulan sayısal model Şekil 7.9'da sunulmuştur. Dinamik analizler sonrası elde edilen parametreler; borunun taç, taban ve yan duvar bölgelerindeki moment değerleri, deplasman (yer değiştirme) değerleri ve bu bölgelerdeki maksimum yer ivmesi değerleridir. Bu parametreler; boru çapının, sönüm oranının ve dolgu yüksekliğinin değişiminde incelenmiştir. Böylece, sismik zemin-yapı etkileşimi davranışında modele etkilenen iki farklı sönüm (damping) oranında sönüm etkisi de parametrik olarak incelenmiştir.

Tablo 7.1: Dinamik analizlerde kullanılacak zemin parametreleri: Durum 1 - %10-20

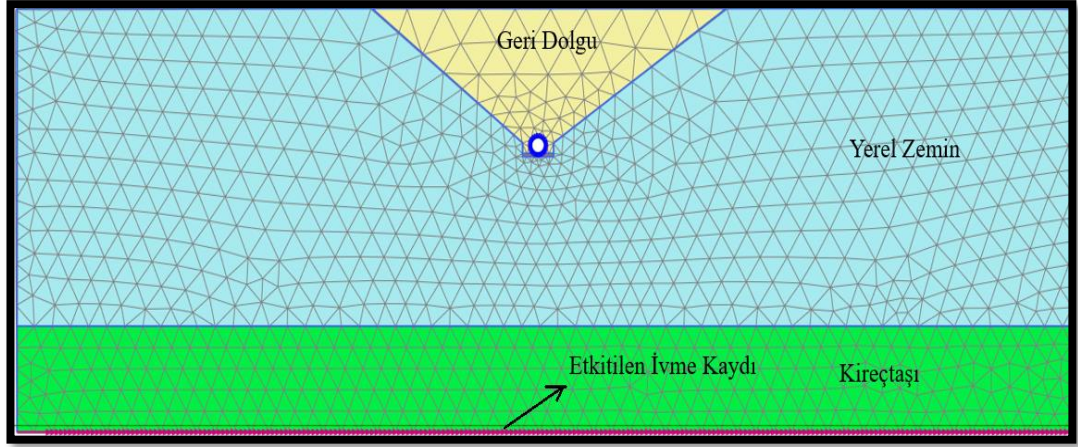
Sönüm Oranı (HSsmall Model)

| Zemin Tipi | γ (kN/m ³) | E_{50}^{ref} (MPa) | E_{oed}^{ref} (MPa) | E_{ur}^{ref} (MPa) | c'^{ref} (KPa) | ϕ (°) | Rayleigh Sönüm Katsayısı α | Rayleigh Sönüm Katsayısı β | $\gamma_{0.7}$ | G_0^{ref} (MPa) | E (MPa) |
|-------------------|----------------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------|---------------|--------------------------------------------|-------------------------------------------|------------------|----------------------|--------------------|
| Yatak | 17 | 10 | 10 | 30 | 5 | 25 | 0.8378 | 0.04244 | 10 ⁻⁴ | 120 | - |
| Yerel Zemin | 19 | 20 | 20 | 60 | 10 | 32 | 0.6283 | 0.03183 | 10 ⁻⁴ | 200 | - |
| Geri Dolgu 1 | 18 | 15 | 15 | 45 | 5 | 32 | 0.7959 | 0.04032 | 10 ⁻⁴ | 180 | - |
| Geri Dolgu 2 | 20 | 15 | 15 | 45 | 10 | 32 | 0.7121 | 0.03608 | 10 ⁻⁴ | 180 | - |
| Geri Dolgu 3 | 23 | 20 | 20 | 60 | 10 | 32 | 0.6283 | 0.03183 | 10 ⁻⁴ | 200 | - |
| Kireçtaşı (MC) | 24 | - | - | - | 50 | 35 | 0.6283 | 0.03183 | 10 ⁻⁴ | - | 15x10 ³ |

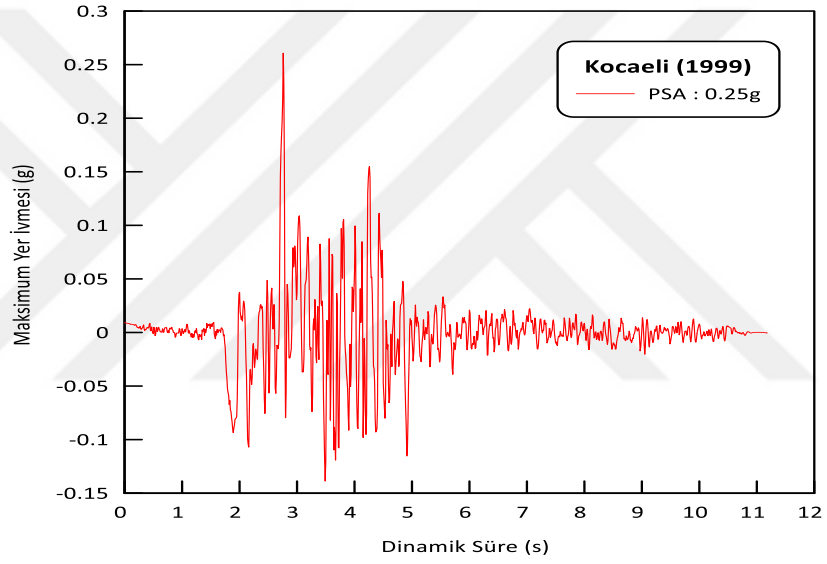
Tablo 7.2: Dinamik analizlerde kullanılacak zemin parametreleri: Durum 2 - %5-10

Sönüm Oranı (HSsmall Model)

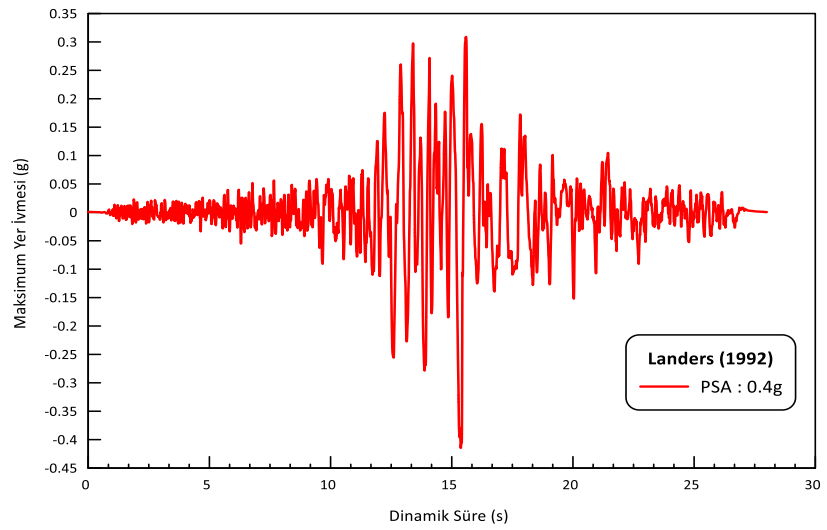
| Zemin Tipi | γ (kN/m ³) | E_{50}^{ref} (MPa) | E_{oed}^{ref} (MPa) | E_{ur}^{ref} (MPa) | c'^{ref} (KPa) | ϕ (°) | Rayleigh Sönüm Katsayısı α | Rayleigh Sönüm Katsayısı β | $\gamma_{0.7}$ | G_0^{ref} (MPa) | E (MPa) |
|-------------------|----------------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|---------------------|---------------|--------------------------------------------|-------------------------------------------|------------------|----------------------|--------------------|
| Yatak | 17 | 10 | 10 | 30 | 5 | 25 | 0.4189 | 0.02122 | 10 ⁻⁴ | 120 | - |
| Yerel Zemin | 19 | 20 | 20 | 60 | 10 | 32 | 0.2094 | 0.01061 | 10 ⁻⁴ | 200 | - |
| Geri Dolgu 1 | 18 | 15 | 15 | 45 | 5 | 32 | 0.3770 | 0.01910 | 10 ⁻⁴ | 180 | - |
| Geri Dolgu 2 | 20 | 15 | 15 | 45 | 10 | 32 | 0.2932 | 0.01485 | 10 ⁻⁴ | 180 | - |
| Geri Dolgu 3 | 23 | 20 | 20 | 60 | 10 | 32 | 0.2094 | 0.01061 | 10 ⁻⁴ | 200 | - |
| Kireçtaşı (MC) | 24 | - | - | - | 50 | 35 | 0.2094 | 0.01061 | 10 ⁻⁴ | - | 15x10 ³ |



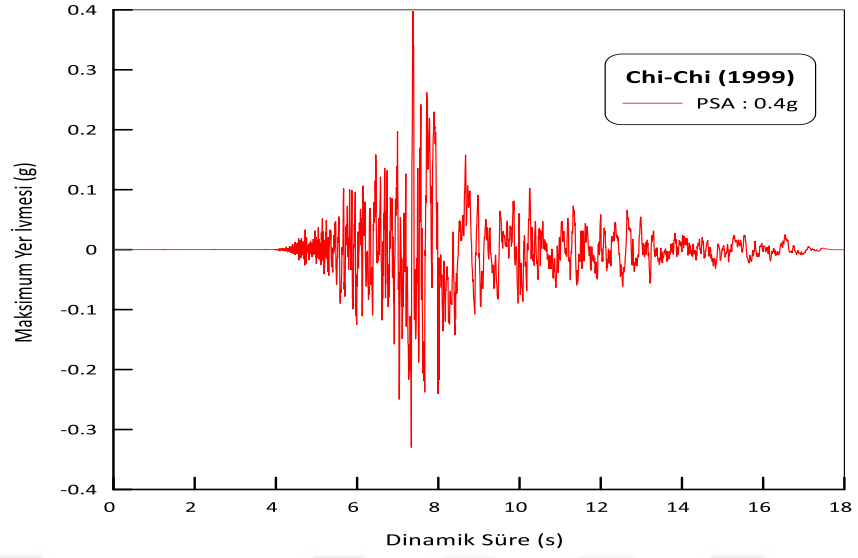
Şekil 7.9: Dinamik analizler için Plaxis 2D 2020’de oluşturulan sayısal model



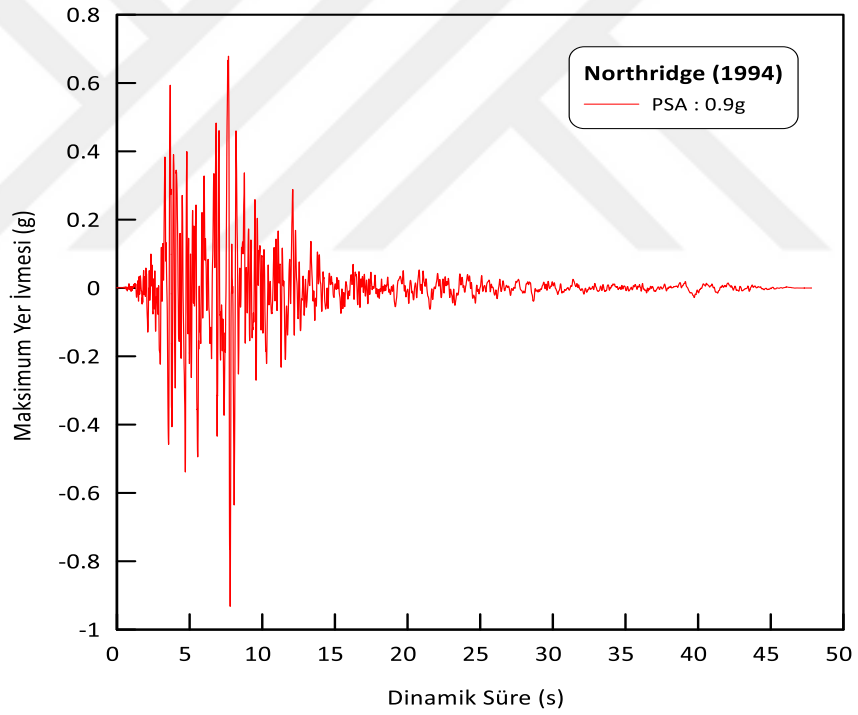
(a)



(b)

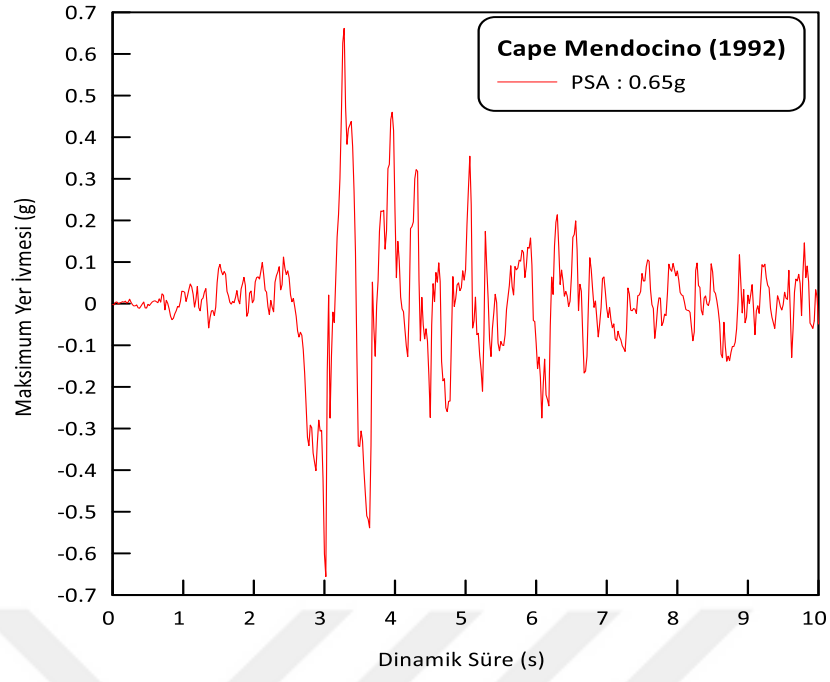


(c)

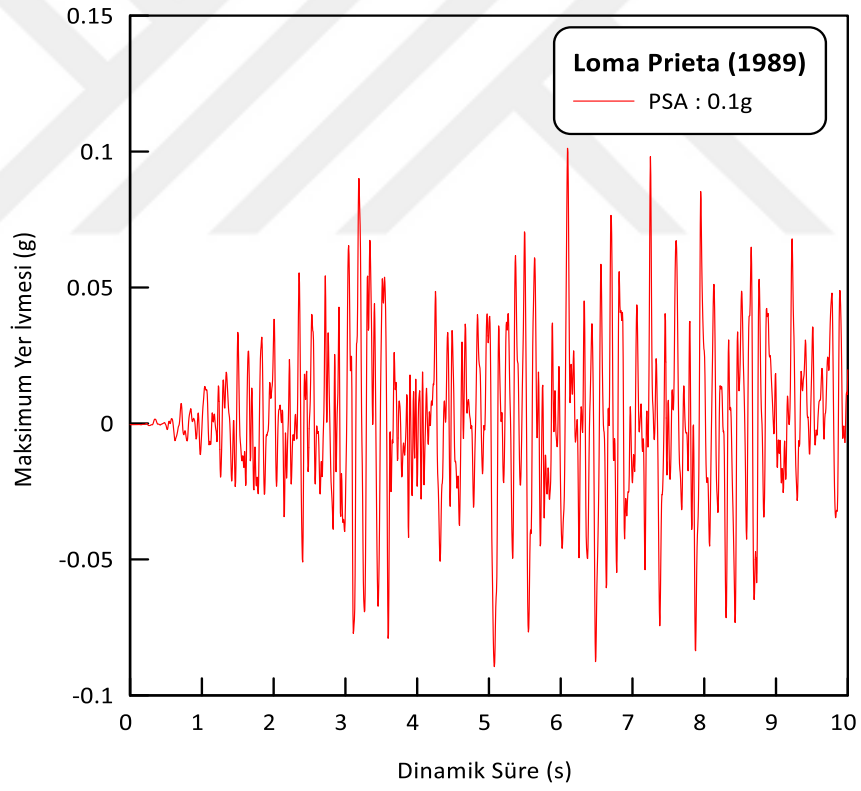


(d)

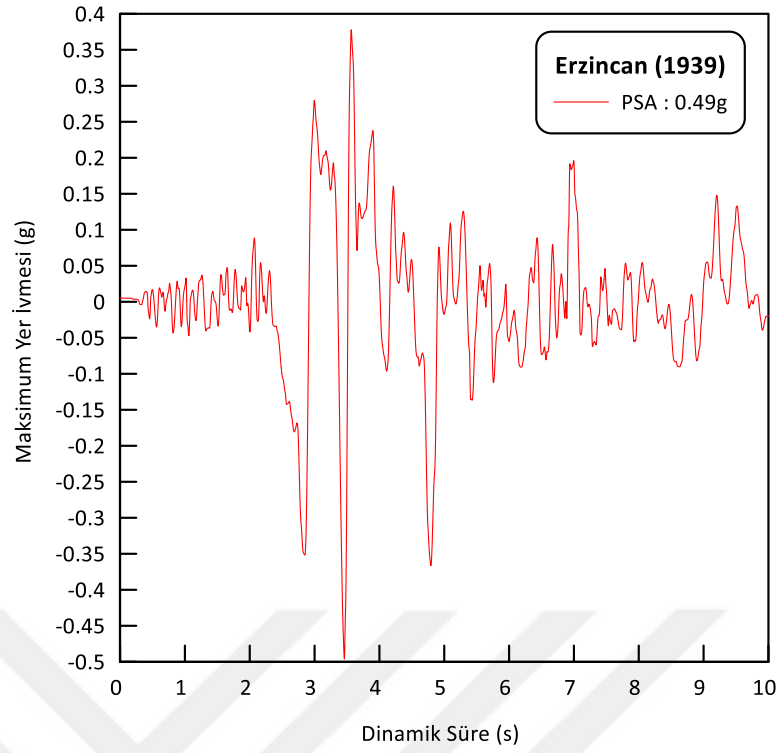
Şekil 7.10: Dinamik analizlerde kullanılan a-) Kocaeli (1999), b-) Landers (1992), c-) Chi-Chi (1999), d-) Northridge (1994) depremlerine ait ivme kayıtları



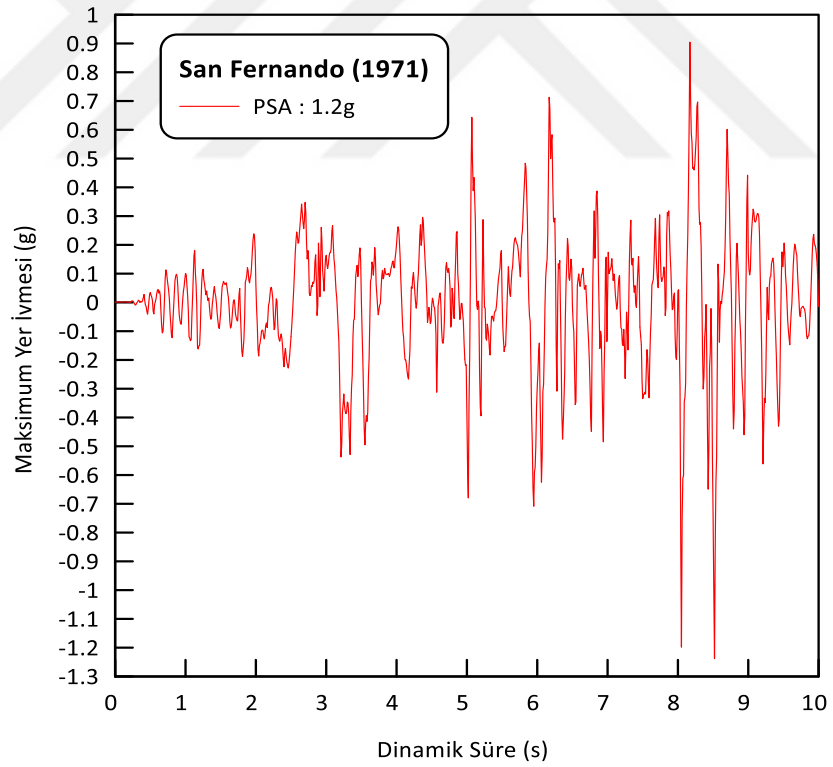
(a)



(b)

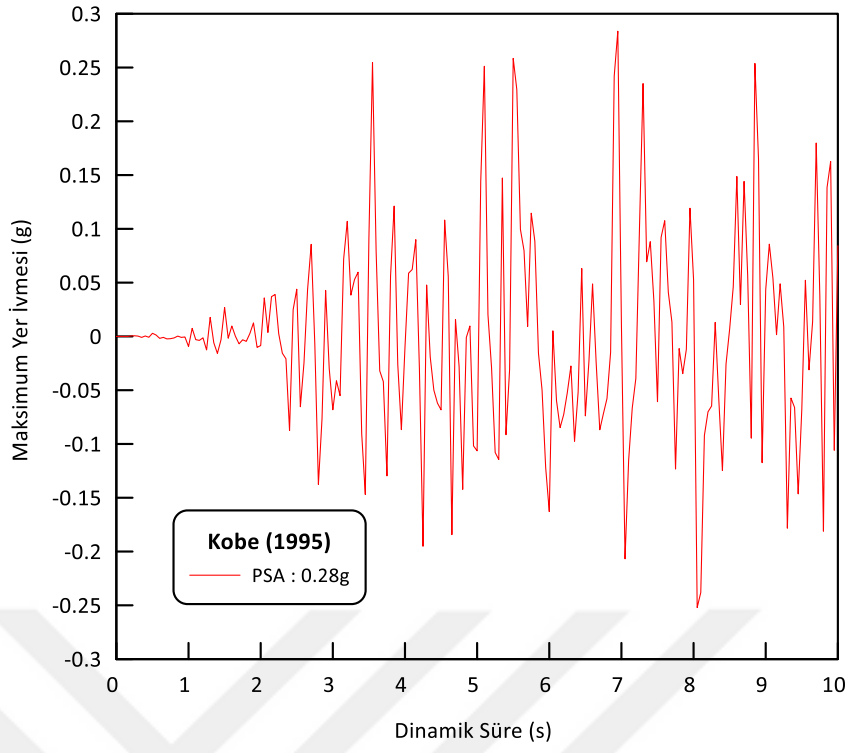


(c)

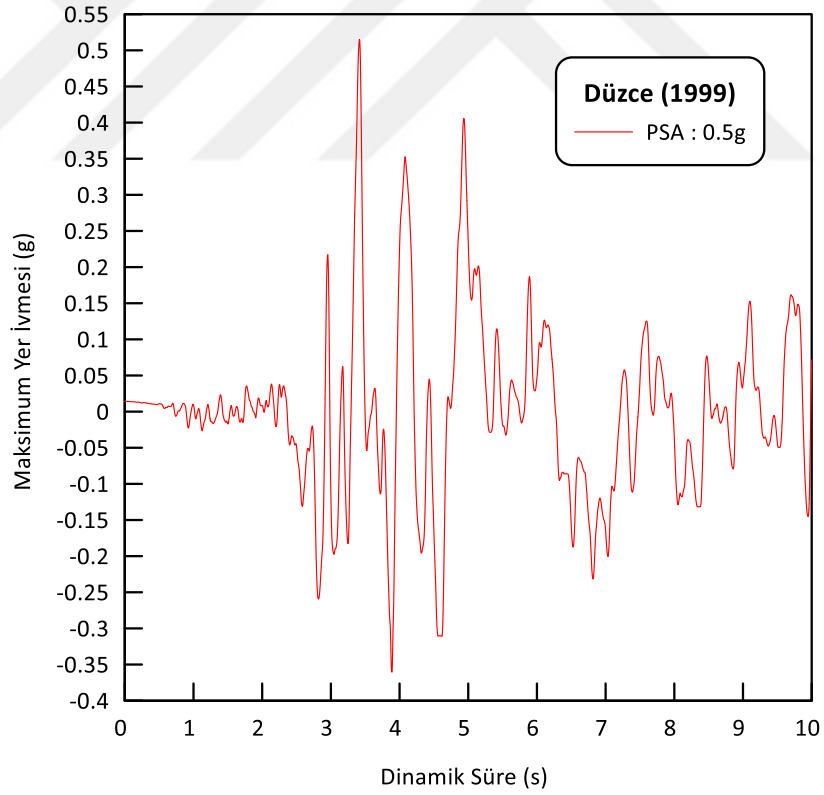


(d)

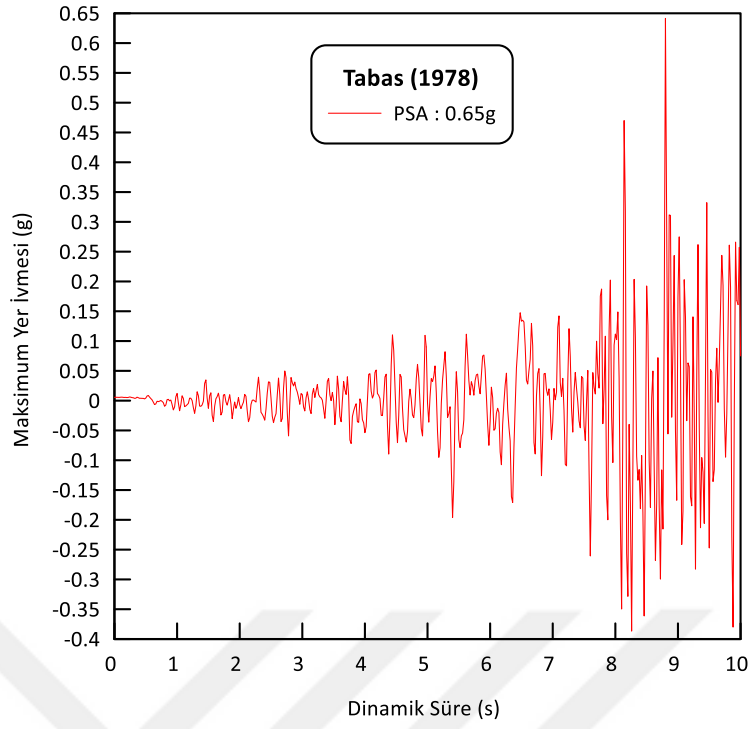
Şekil 7.11: Dinamik analizlerde kullanılan a-) Cape Mendocino (1992), b-) Loma Prieta (1989), c-) Erzincan (1939), d-) San Fernando (1971) depremlerine ait ivme kayıtları



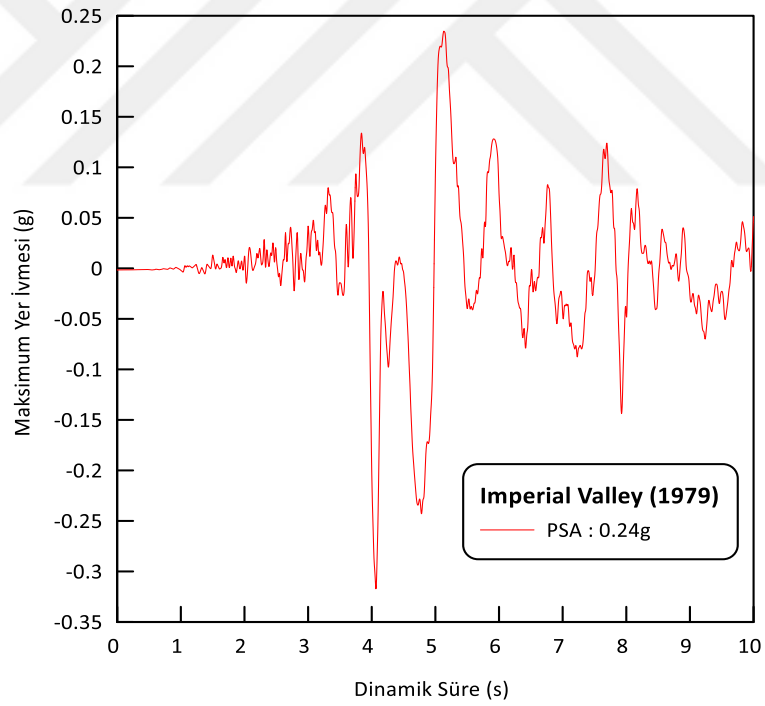
(a)



(b)



(c)



(d)

Şekil 7.12: Dinamik analizlerde kullanılan a-) Kobe (1995), b-) Düzce (1999), c-) Tabas (1978), d-) Imperial Valley (1979) depremlerine ait ivme kayıtları

Tablo 7.3: Analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının özellikleri (FEMA, 2009)

| Deprem Kaydı | M (Büyükölük) | PGA (g) | PGV (cm/s) | PGD (cm) |
|---------------------------|--------------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|
| Kocaeli (1999) | 7.5 | 0.25 | 18.1 | 7.44 |
| Landers (1992) | 7.3 | 0.4 | 43.35 | 15.24 |
| Chi-Chi (1999) | 7.6 | 0.4 | 21.72 | 2.9 |
| Northridge (1994) | 6.7 | 0.9 | 76.25 | 17.72 |
| Cape Mendocino (1992) | 7.0 | 0.65 | 88.58 | 33.04 |
| Loma Prieta (1989) | 6.9 | 0.1 | 39.34 | 434.6 |
| Erzincan (1939) | 7.9 | 0.49 | 78.25 | 28.4 |
| San Fernando (1971) | 6.6 | 1.2 | 57.23 | 12.65 |
| Kobe (1995) | 6.9 | 0.28 | 29.5 | 28.38 |
| Düzce (1999) | 7.1 | 0.5 | 83.95 | 49.45 |
| Tabas (1978) | 7.3 | 0.65 | 41.35 | 18.62 |
| Imperial Valley (1979) | 6.5 | 0.24 | 72.91 | 35.06 |

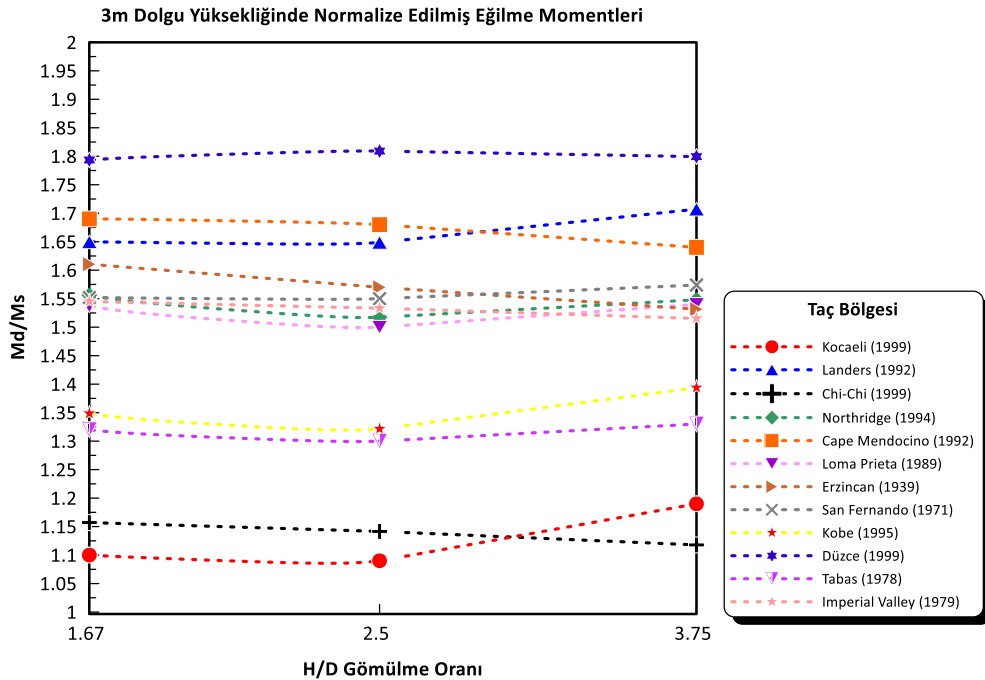
Dinamik analizlerde, statik analizlerde olduğu gibi H dolgu yüksekliğini ifade ederken, D boru çapını, H/D oranı ise gömölme oranını ifade etmektedir. Seçilen zemin parametreleri ile deprem ivme-kayıtları kullanılarak Şekil 7.8’de görülen sonlu elemanlar modeli ile gömölü betonarme boruların dinamik davranış analizleri gerçekleştirilmiştir. Dinamik analizlerde kullanılan gömölme koşulları Tablo 7.4’te gösterilmiştir.

Tablo 7.4: Dinamik analizlerde kullanılan gömölme koşulları

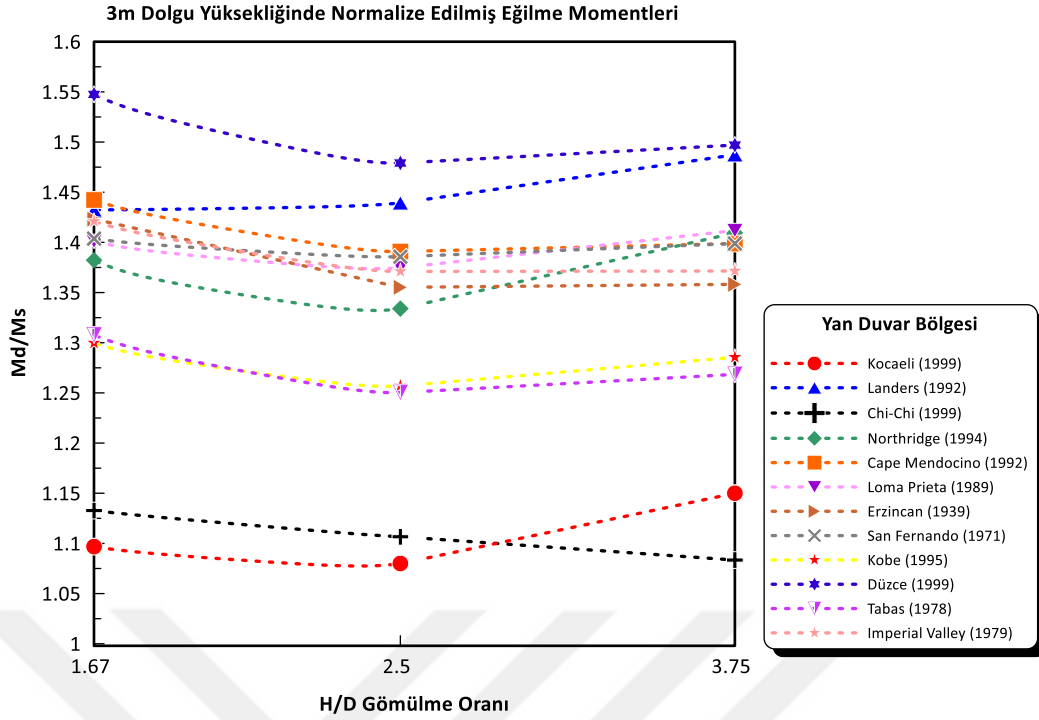
| H(m) | D(m) | | | H/D | | |
|-------------|-------------|-----|-----|------------|-----|------|
| 3 | 0.8 | 1.2 | 1.6 | 3.75 | 2.5 | 1.67 |
| 6 | 0.8 | 1.2 | 1.6 | 7.5 | 5 | 3.33 |
| 12 | 0.8 | 1.2 | 1.6 | 15 | 10 | 6.66 |

7.4 Eğilme Momentleri (Durum 1: %10-20 Sönüm Oranında)

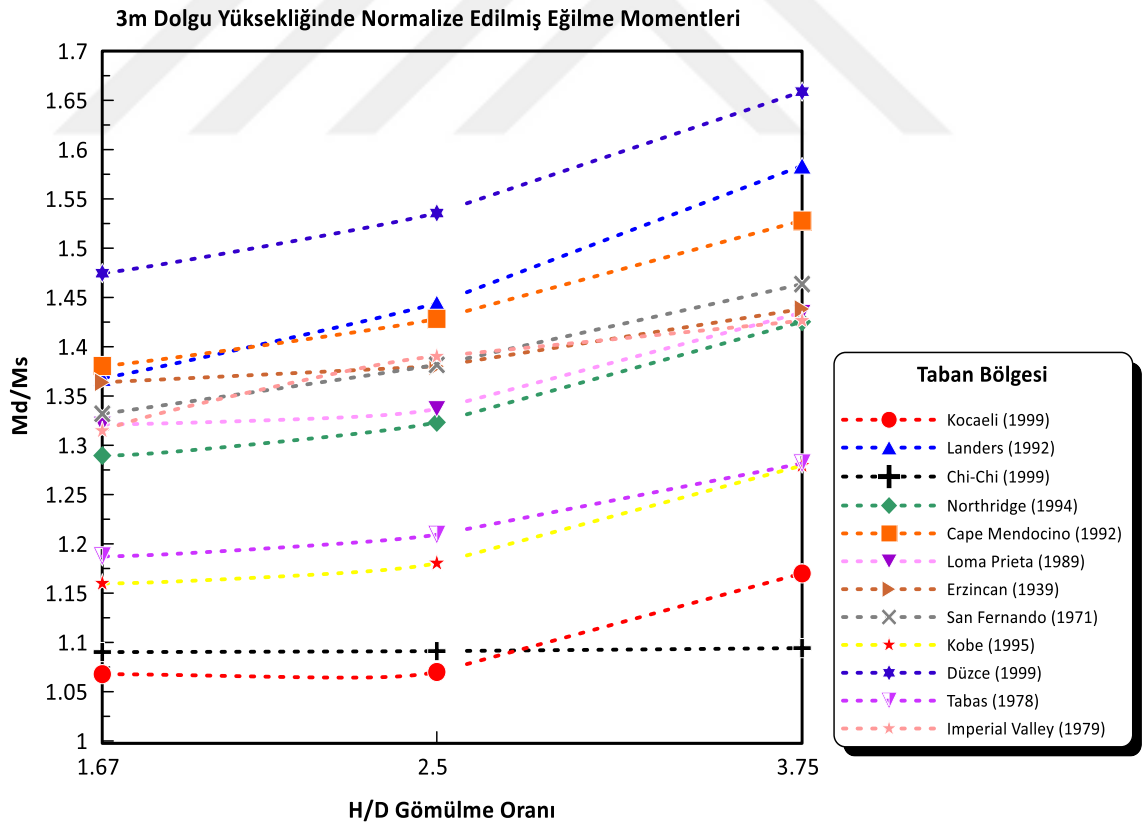
M_d/M_s oranı, dinamik durumda elde edilen maksimum eğilme momentinin statik durumda elde edilen maksimum eğilme momentine oranını ifade ederken Şekil 7.13, 7.14 ve 7.15'te 3m, 6m ve 12m dolgu yüksekliğinde farklı boru bölgelerinde normalize edilmiş eğilme momentleri görülmektedir. $M_{dinamik}/M_{statik}$ oranına bakıldığında; 3m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 1.67, 2.5 ve 3.75 olan Düzce deprem kaydı kullanıldığında taç bölgesinde yaklaşık %80, yan duvar bölgesinde %53 ve taban bölgesinde ise %52 oranında artış gözlemlenmiştir. En yüksek moment değişimleri borunun taç bölgesinde gerçekleşmiştir. Kocaeli ve Chi-Chi deprem kayıtlarında bu etkiler %5-15 aralığında değişmekte olup minimal olmuştur. Ayrıca H/D gömülme oranı arttıkça özellikle borunun taban bölgesinde eğilme momentlerinin arttığı görülmektedir. Durum 1 (%10-20 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç bölgesinde %47, yan duvar bölgesinde %35, taban bölgesinde ise %32 oranında eğilme momentlerini artırdığı tespit edilmiştir.



(a)



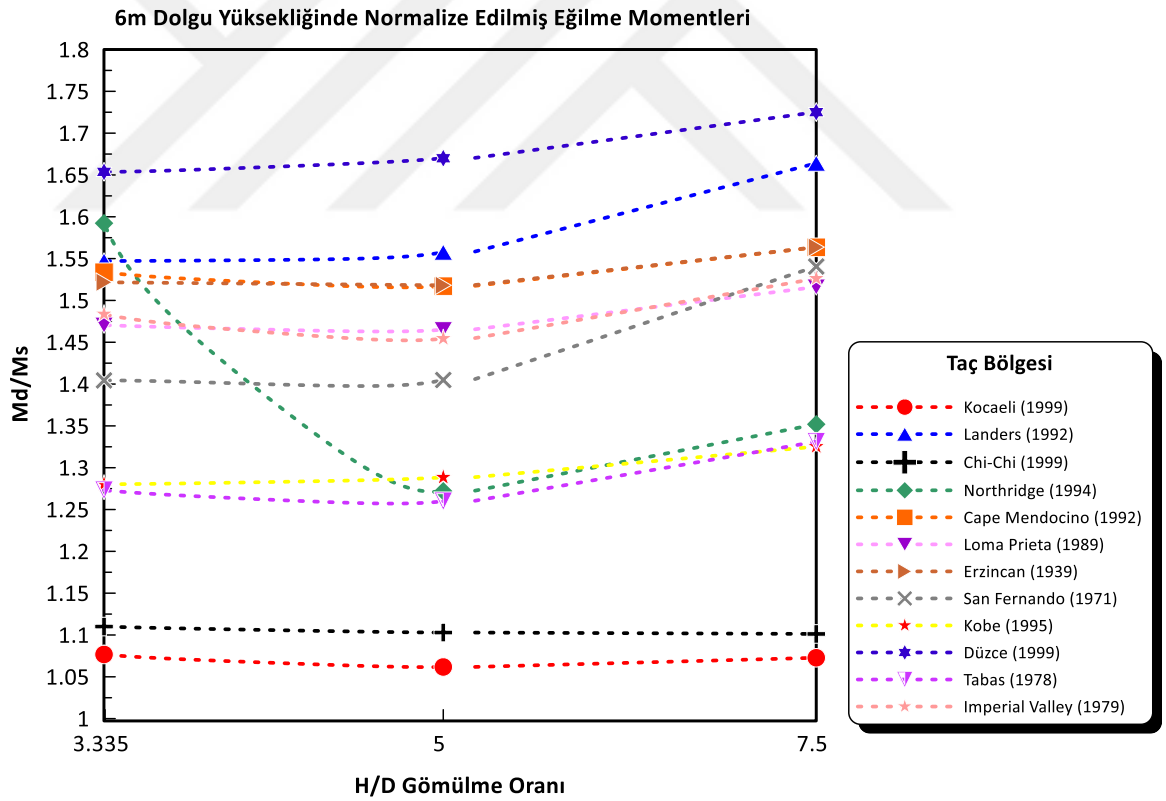
(b)

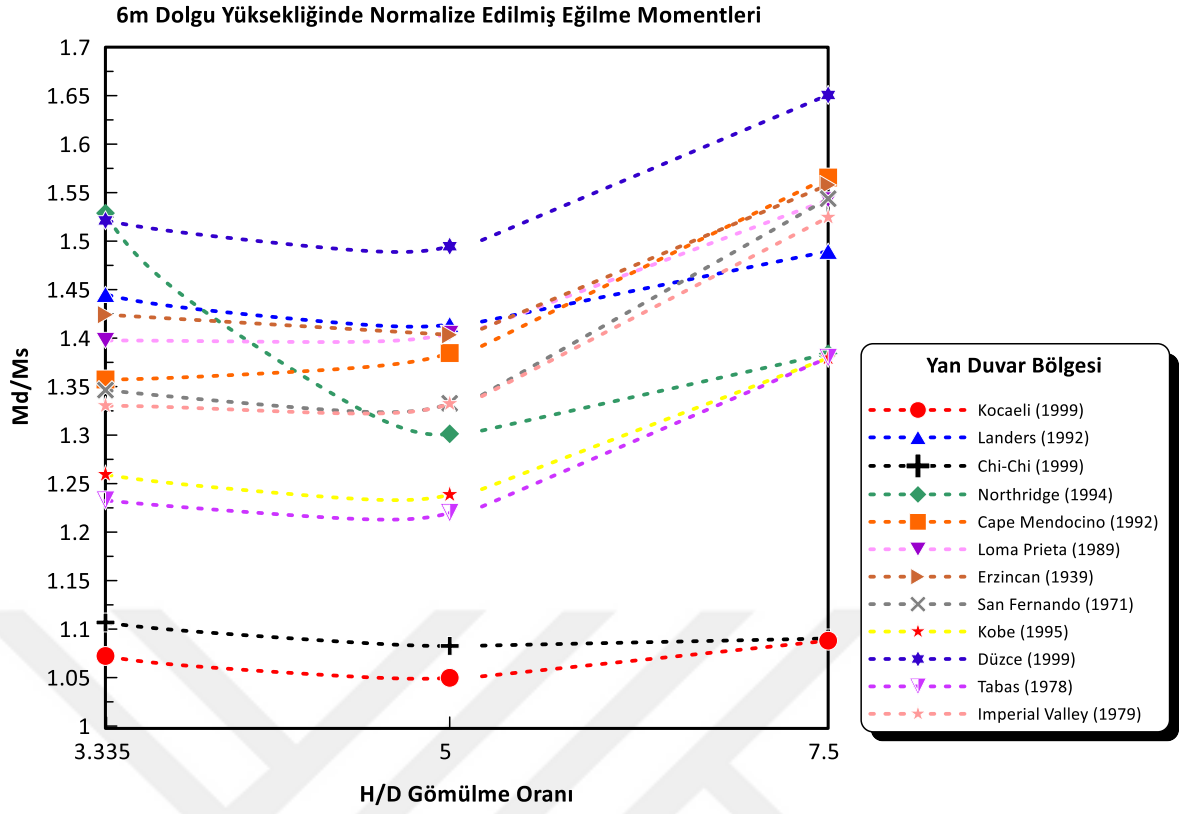


(c)

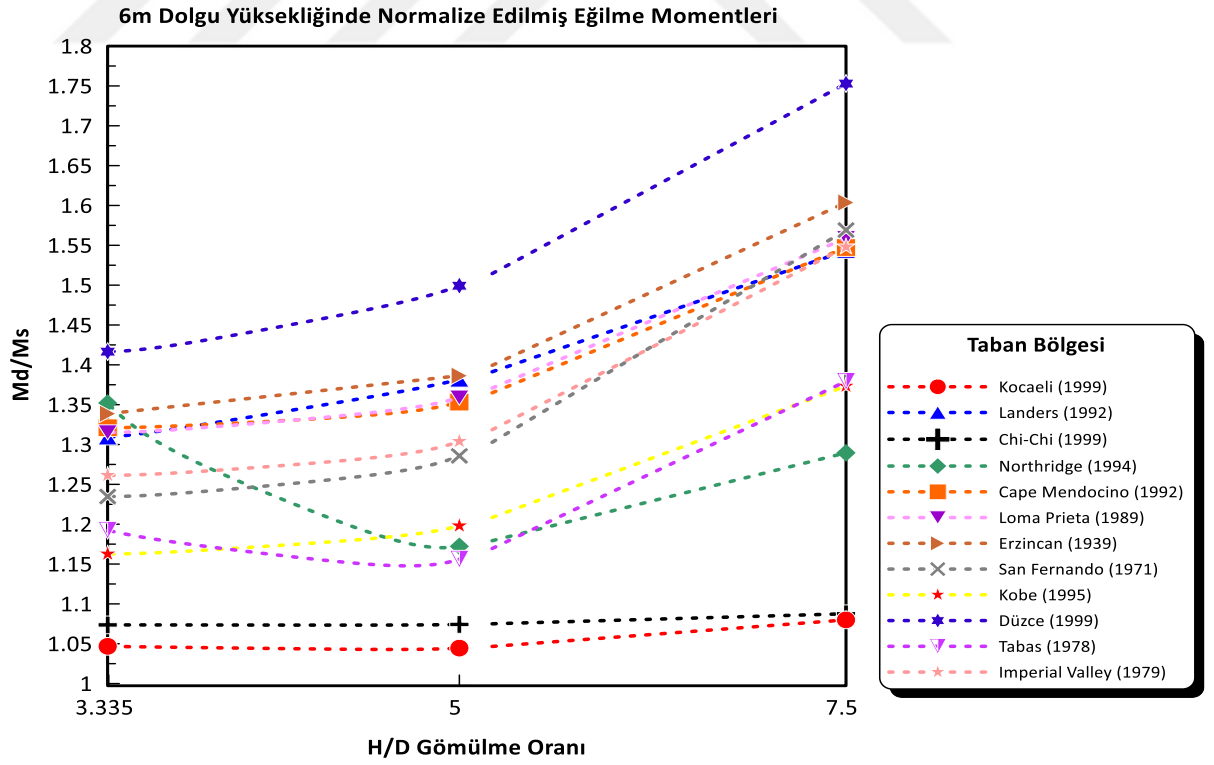
Şekil 7.13: Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının statik koşullara göre boru bölgelerinde oluşan eğilme momentlerini ne kadar etkilediği Şekil 7.14'te görülmektedir. $M_{\text{dinamik}}/M_{\text{statik}}$ oranına bakıldığında; 6m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 3.33, 5 ve 7.5 olan Düzce deprem kaydı kullanıldığında taç bölgesinde yaklaşık %65, yan duvar bölgesinde %52 ve taban bölgesinde ise %42 oranında artış gözlemlenmiştir. Taç bölgesinde gömülme oranının artışının etkisi sabitken, yan duvar ve özellikle taban bölgelerinde gömülme oranı arttıkça eğilme momenti değerleri dramatik olarak yükselmiştir. Düzce, Landers, Cape Mendocino ve San Fernando gibi deprem kayıtlarında artış oranları fazlayken, Kocaeli ve Chi-Chi deprem kayıtlarında bu etkiler %5-10 aralığında değişmekte olup minimal olmuştur. Durum 1 (%10-20 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç bölgesinde %41, yan duvar bölgesinde %33, taban bölgesinde ise %32 oranında eğilme momentlerini artırdığı tespit edilmiştir.





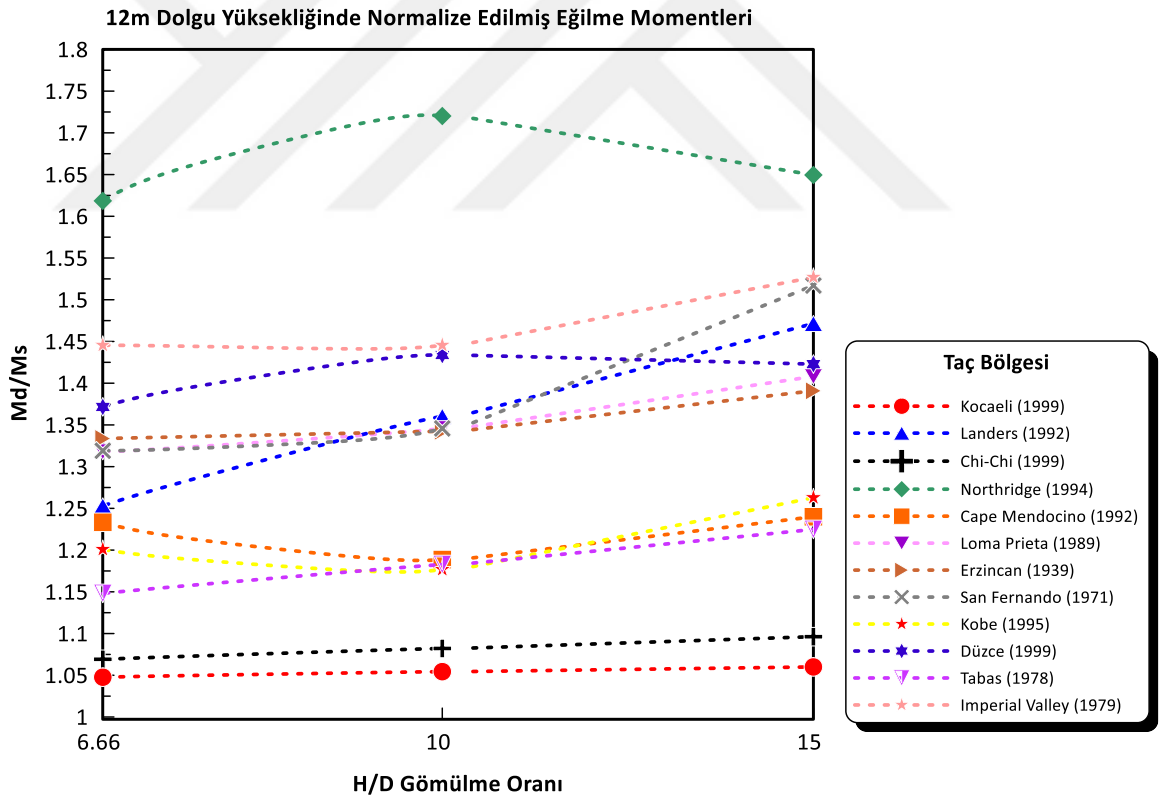
(b)

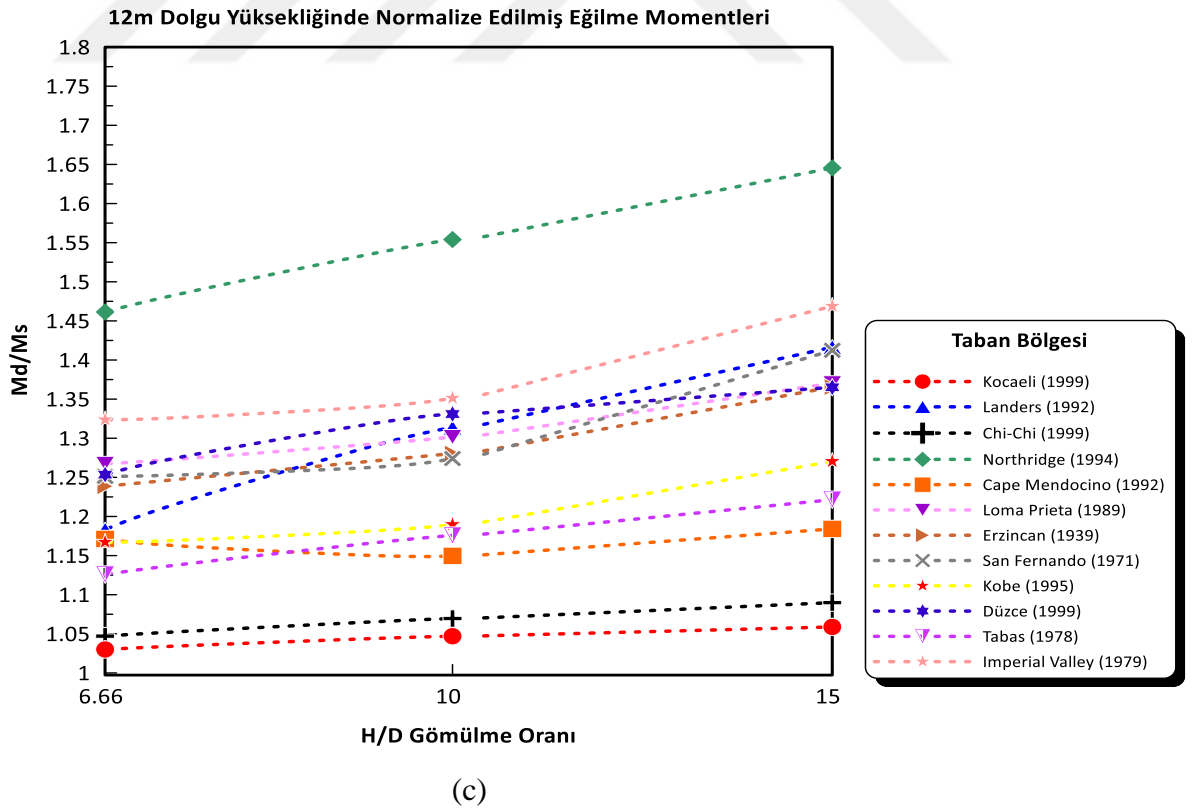
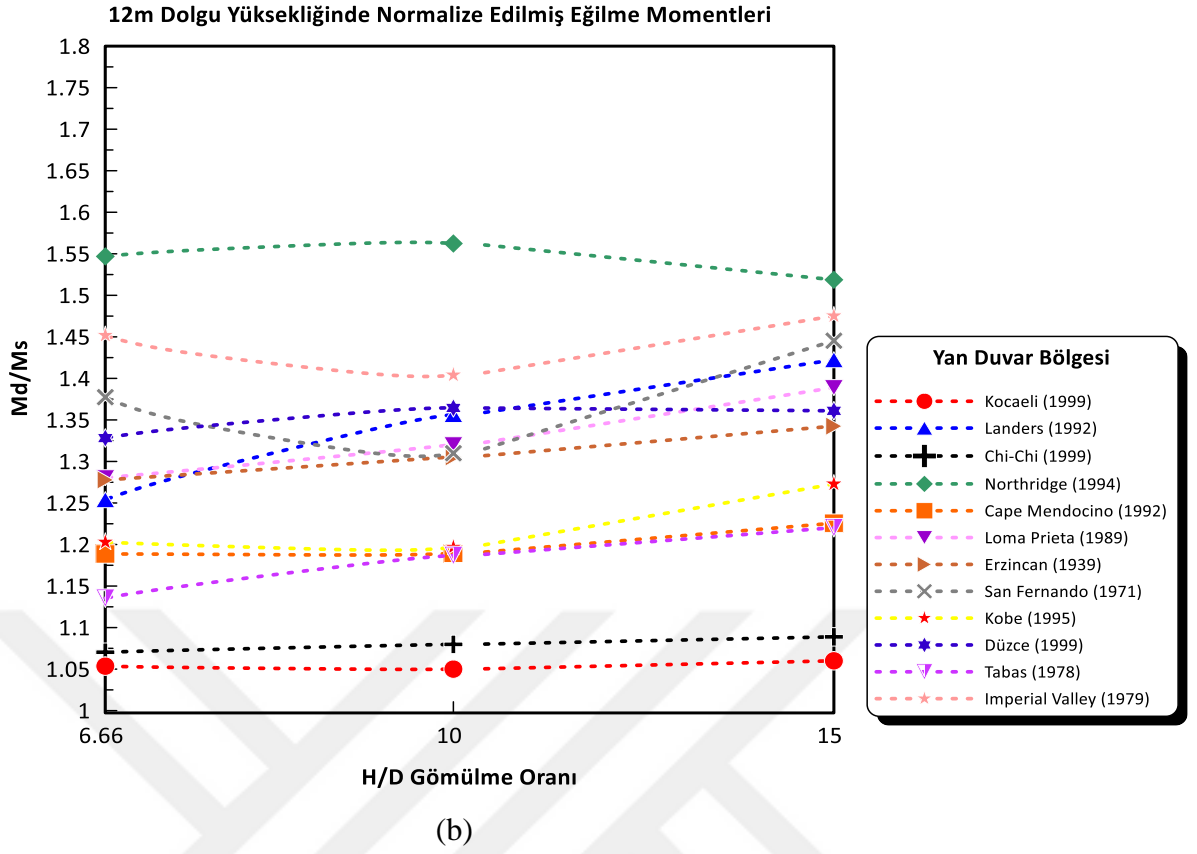


(c)

Şekil 7.14: Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının statik koşullara göre boru bölgelerinde oluşan eğilme momentlerini ne kadar etkilediği Şekil 7.15'te görülmektedir. $M_{dinamik}/M_{statik}$ oranına bakıldığında; 12m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 6.66, 10 ve 15 olan Northridge deprem kaydı kullanıldığında taç bölgesinde yaklaşık %68, yan duvar bölgesinde %55 ve taban bölgesinde ise %52 oranında artış gözlemlenmiştir. Taç, yan duvar ve taban bölgelerinde gömülme oranı arttıkça eğilme momenti değerleri bazı kayıtlarda sabitken bazı kayıtlarda dramatik olarak yükselmiştir. Northridge, San Fernando gibi yüksek maksimum yer ivmesi (g) değerlerine sahip deprem kayıtlarında artış oranları fazlayken, Kocaeli, Chi-Chi, Tabas gibi deprem kayıtlarında bu etkiler minimal olmuştur. Durum 1 (%10-20 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç bölgesinde %31, yan duvar bölgesinde %28, taban bölgesinde ise %15 oranında eğilme momentlerini artırdığı tespit edilmiştir.

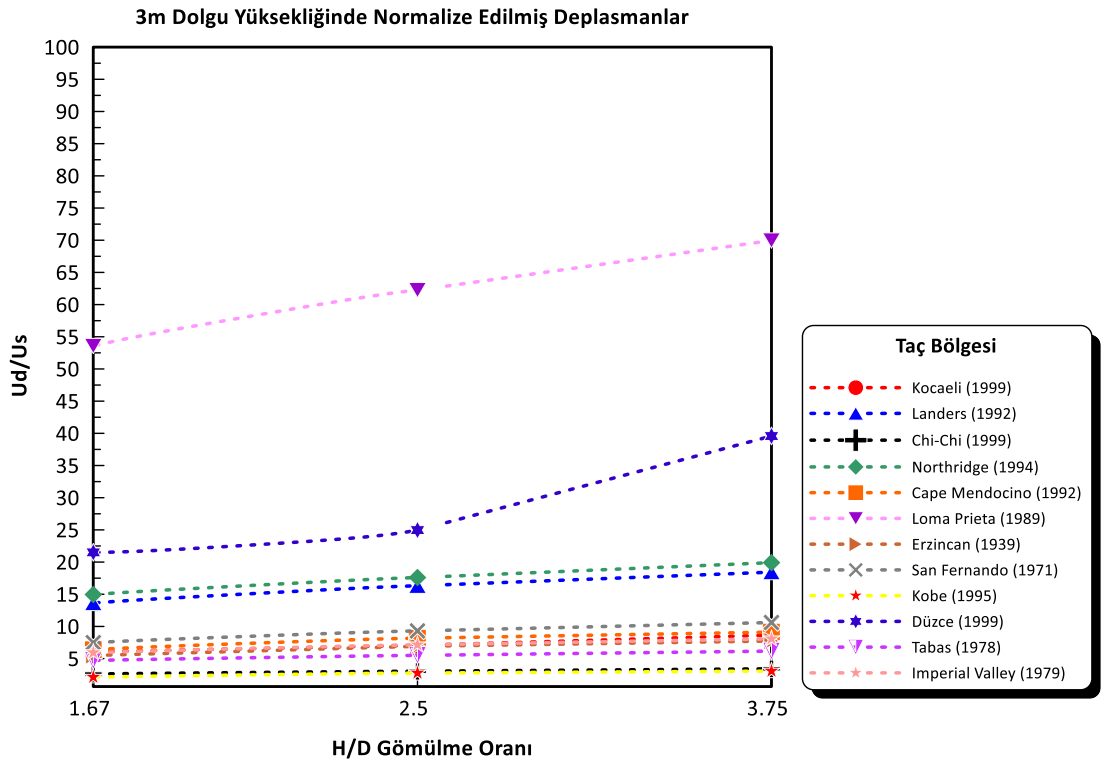




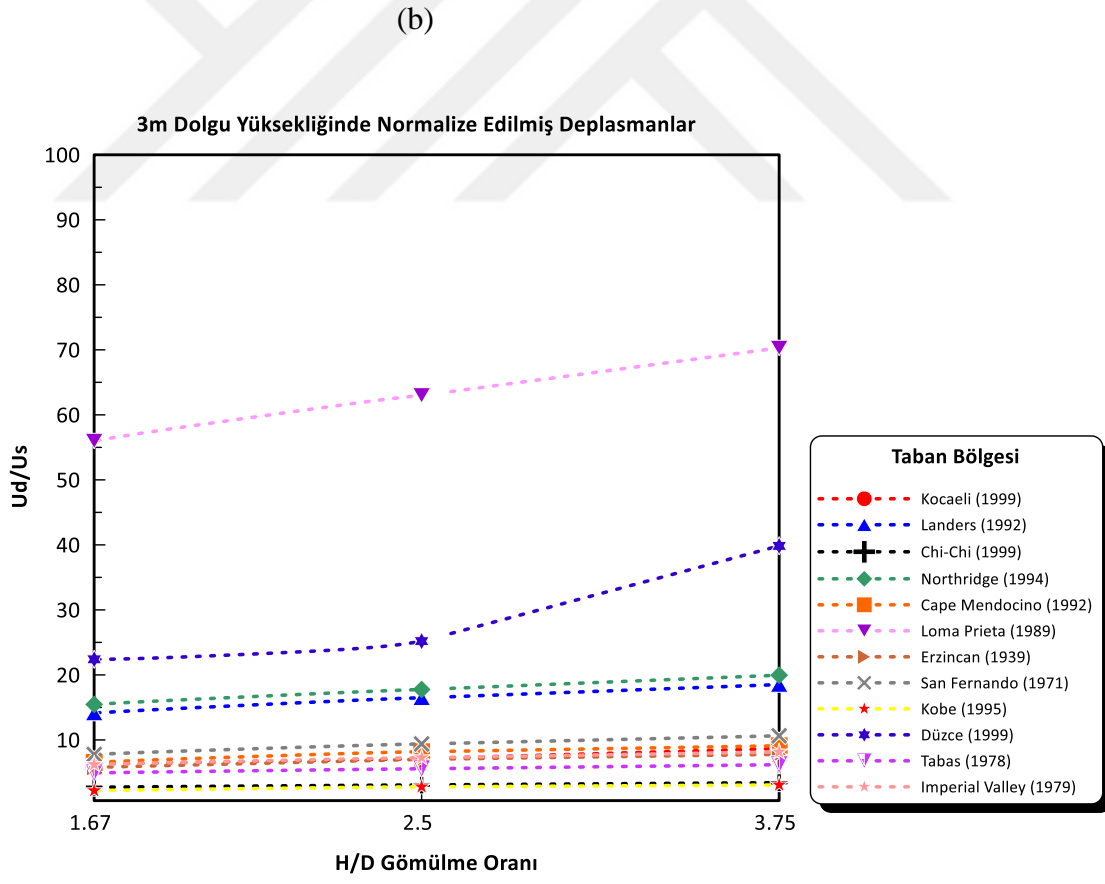
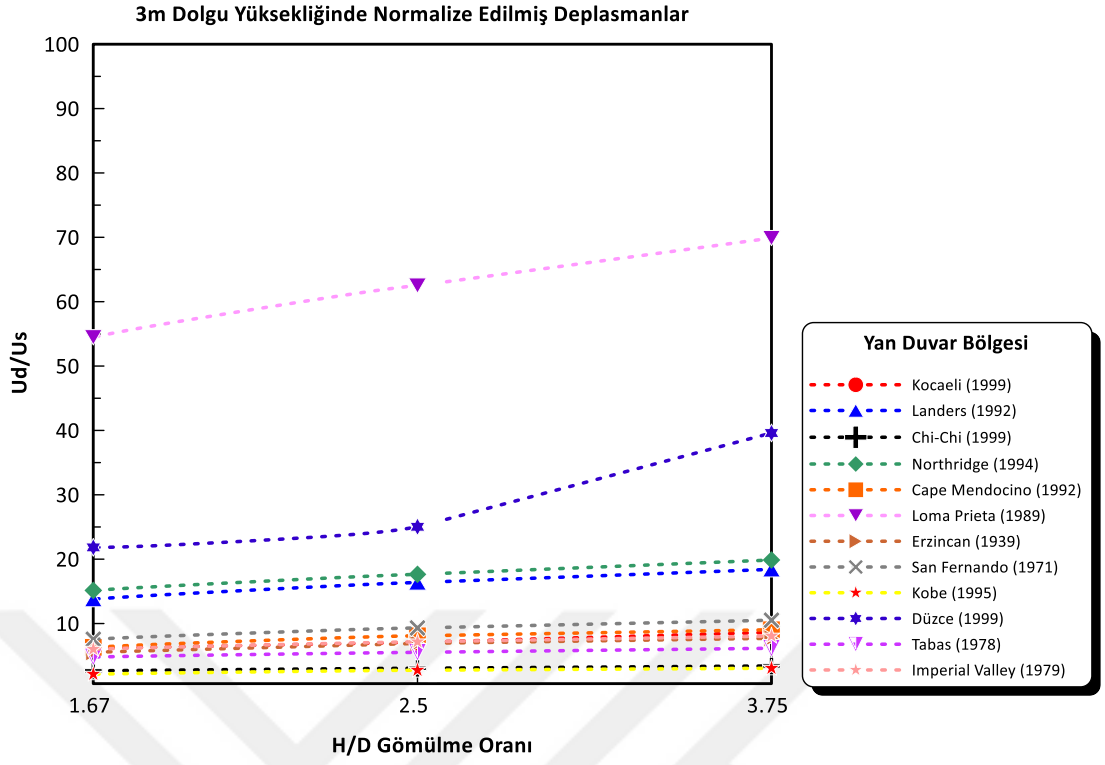
Şekil 7.15: Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri

7.5 Deplasmanlar (Durum 1: %10-20 Sönüm Oranında)

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının statik koşullara göre boru bölgelerinde oluşan deplasmanları (yer değiştirmeleri) ne kadar etkilediği Şekil 7.16'da görülmektedir. $U_{\text{dinamik}}/U_{\text{statik}}$ oranına bakıldığında; 3m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 1.67, 2.5 ve 3.75 olan Loma Prieta deprem kaydı kullanıldığında taç, yan duvar ve taban bölgelerinde deplasmanlarda 60 kata kadar artış gözlemlenmiştir. Taç, yan duvar ve taban bölgelerinde gömülme oranı arttıkça deplasman değerleri bazı kayıtlarda sabitken bazı kayıtlarda yükselmiştir. Loma Prieta, Düzce ve Landers gibi yüksek maksimum yer değiştirmesi (cm) ve maksimum hız (cm/s) değerlerine sahip deprem kayıtlarında artış oranları fazlayken, Kocaeli, Chi-Chi, Tabas ve Kobe gibi deprem kayıtlarında bu etkiler 5-10 kat civarında kalmıştır. Durum 1 (%10-20 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde 13 kata kadar deplasman artışları meydana gelmiştir.

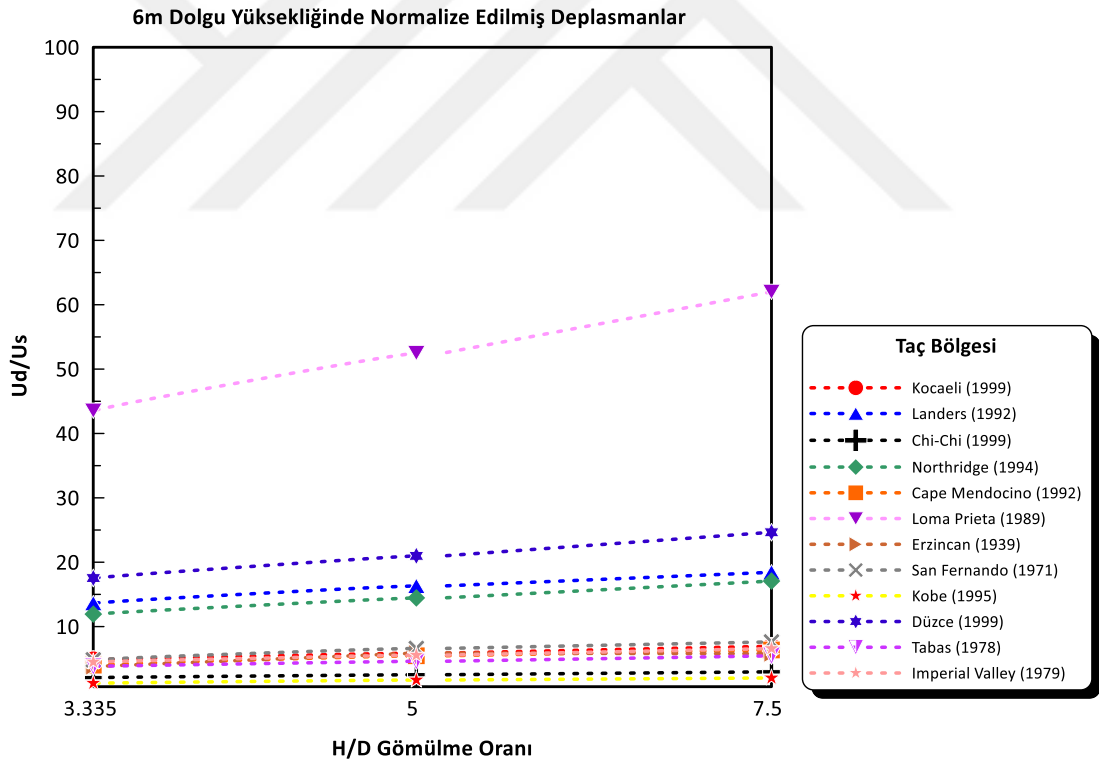


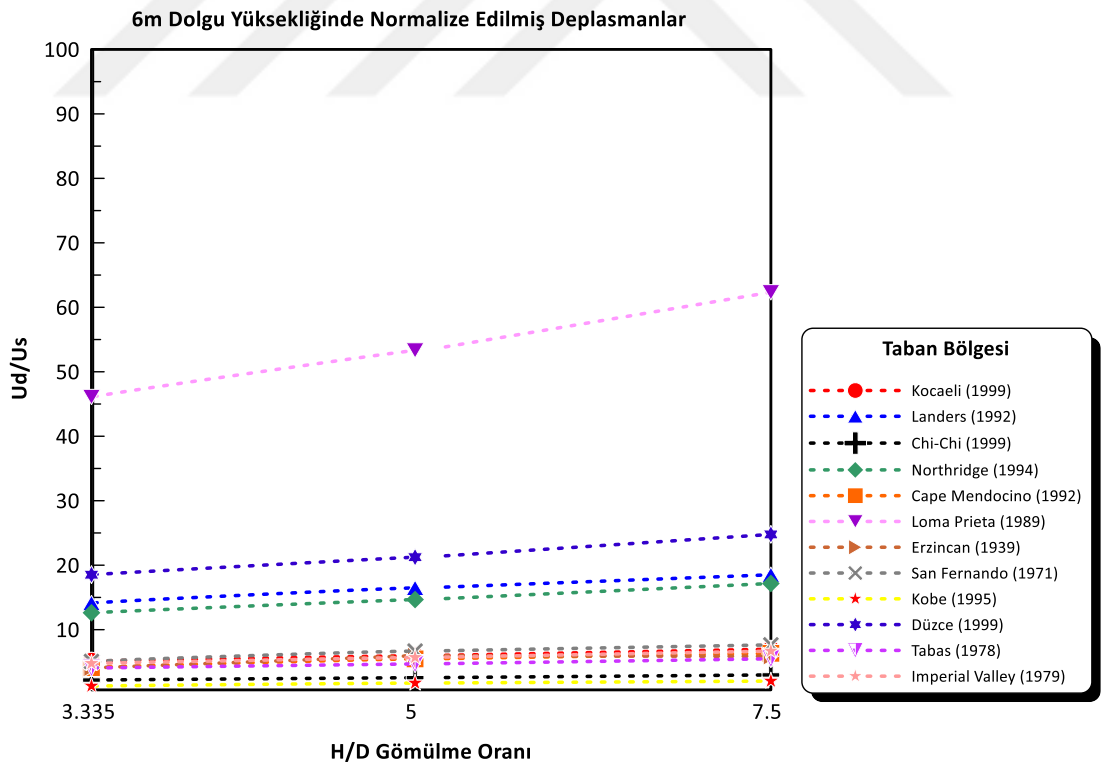
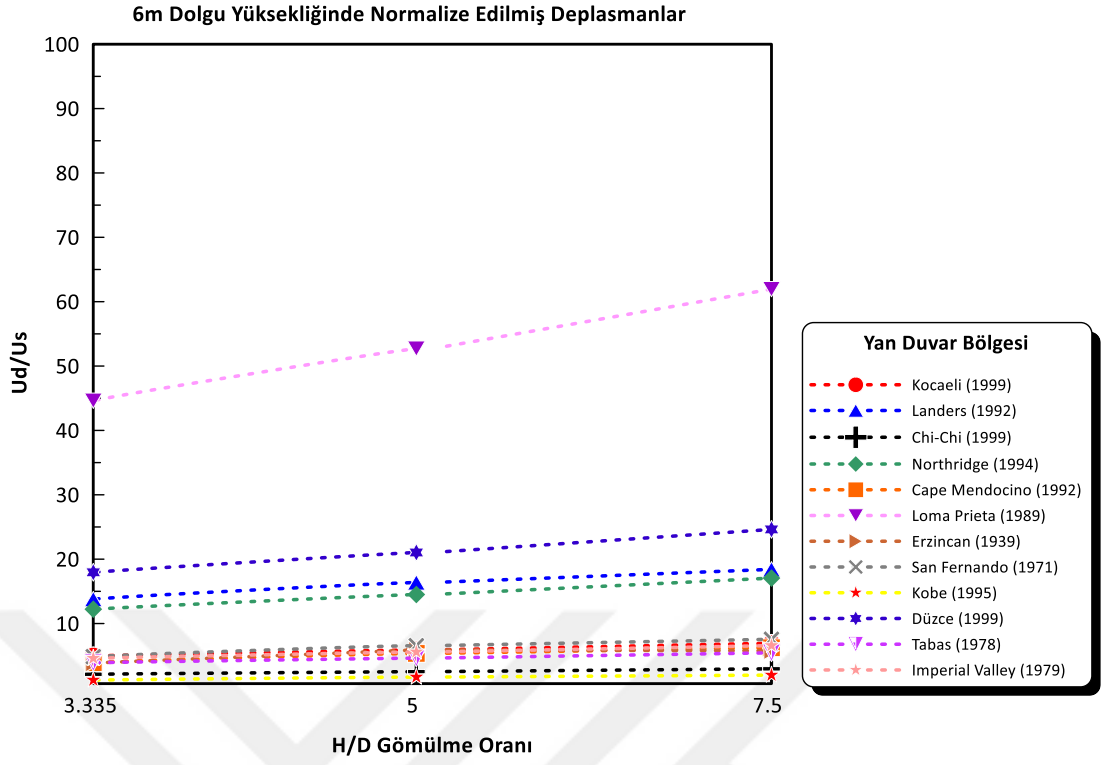
(a)



Şekil 7.16: Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar

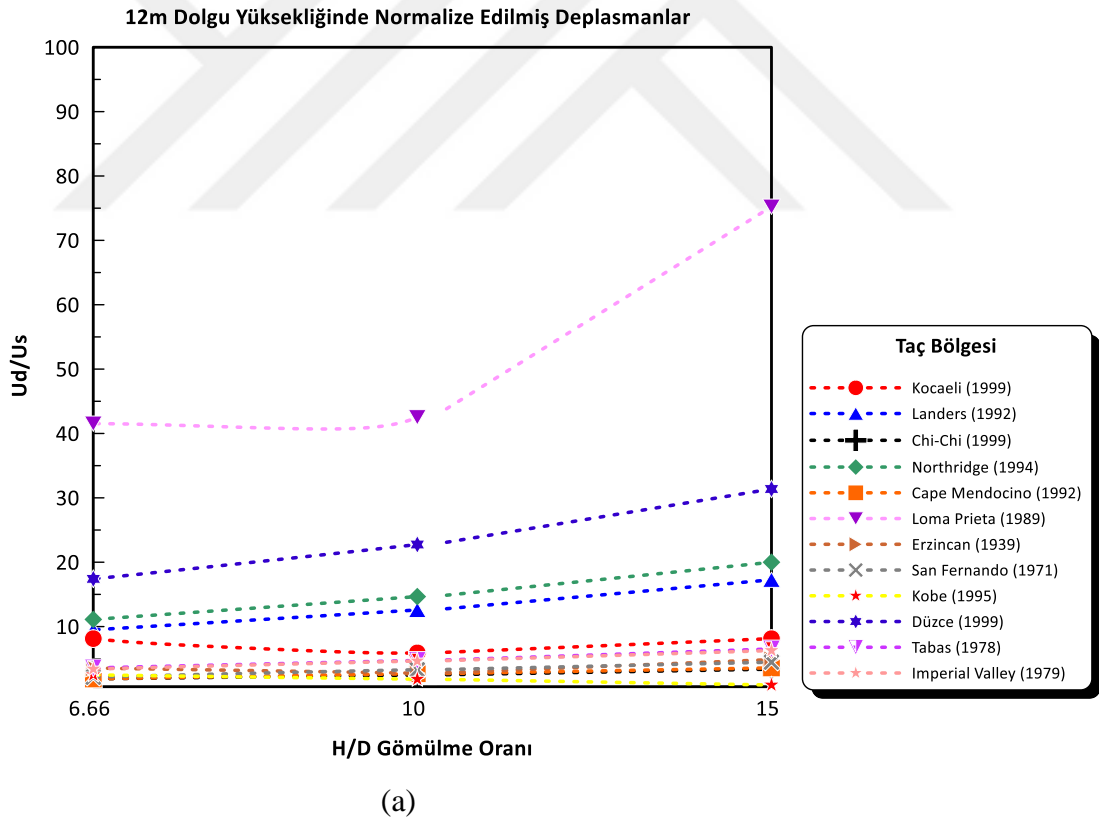
Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının statik koşullara göre boru bölgelerinde oluşan deplasmanları (yer değiştirmeleri) ne kadar etkilediği Şekil 7.17'de görülmektedir. $U_{\text{dinamik}}/U_{\text{statik}}$ oranına bakıldığında; 6m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 3.33, 5 ve 7.5 olan Loma Prieta deprem kaydı kullanıldığında taç, yan duvar ve taban bölgelerinde deplasmanlarda 50 kata kadar artış gözlemlenmiştir. Taç, yan duvar ve taban bölgelerinde gömülme oranı arttıkça deplasman değerleri bazı kayıtlarda sabitken bazı kayıtlarda yükselmiştir. Loma Prieta, Düzce ve Landers gibi yüksek maksimum yer değiştirmesi (cm) ve maksimum hız (cm/s) değerlerine sahip deprem kayıtlarında artış oranları fazlayken, Kocaeli, Chi-Chi, Tabas, Kobe gibi deprem kayıtlarında bu etkiler 3-5 kat civarında kalmıştır. Durum 1 (%10-20 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde 10 kata kadar deplasman artışları meydana gelmiştir.

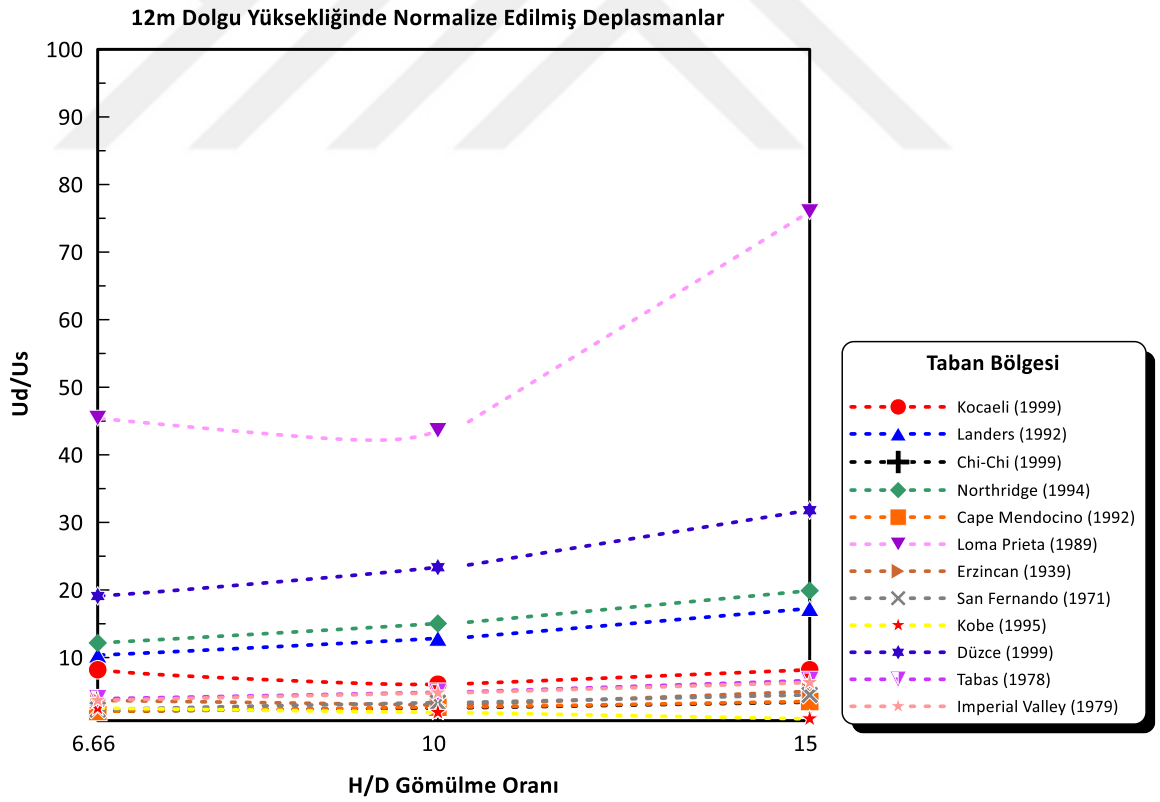
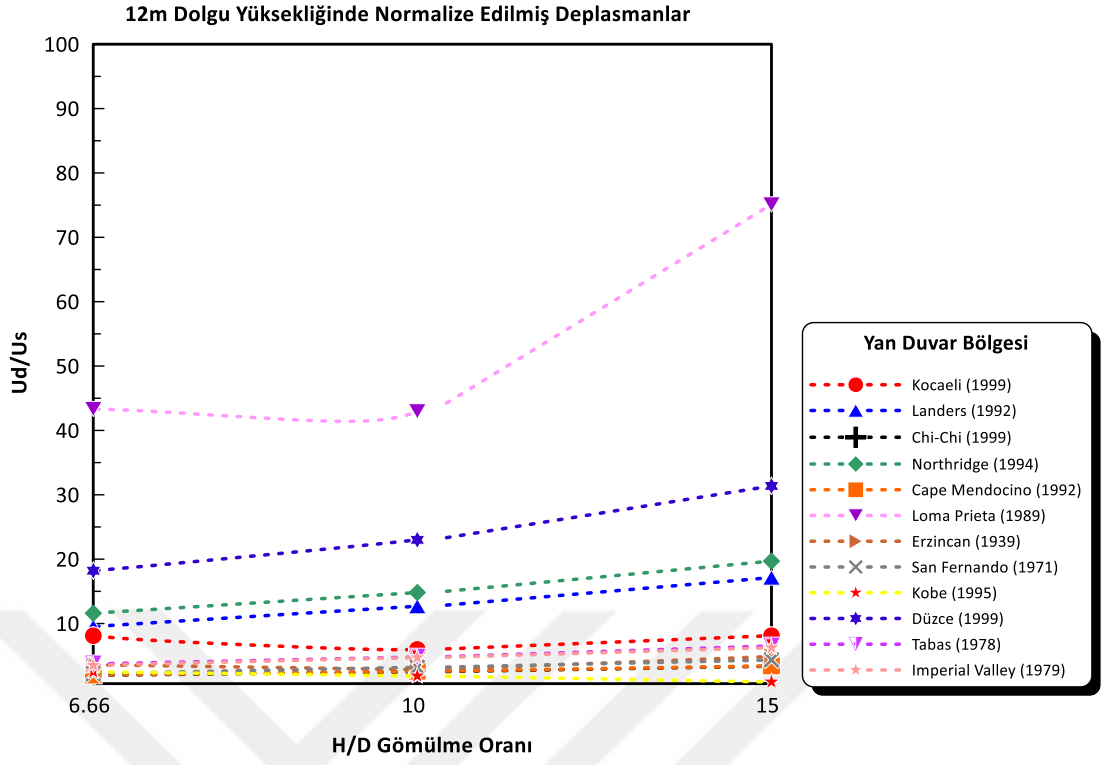




Şekil 7.17: Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının statik koşullara göre boru bölgelerinde oluşan deplasmanları (yer değiştirmeleri) ne kadar etkilediği Şekil 7.18'de görülmektedir. $U_{dinamik}/U_{statik}$ oranına bakıldığında; 12m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 6.66, 10 ve 15 olan Loma Prieta deprem kaydı kullanıldığında taç, yan duvar ve taban bölgelerinde deplasmanlarda 40-70 kat aralığında artış gözlemlenmiştir. Taç, yan duvar ve taban bölgelerinde gömülme oranı arttıkça deplasman değerleri bazı kayıtlarda sabitken bazı kayıtlarda dramatik olarak yükselmiştir. Loma Prieta, Düzce, Northridge ve Landers gibi yüksek maksimum yer değiştirmesi (cm) ve maksimum hız (cm/s) değerlerine sahip deprem kayıtlarında artış oranları fazlayken, Kocaeli, Chi-Chi, Tabas, Kobe gibi deprem kayıtlarında bu etkiler 5-10 kat civarında kalmıştır. Durum 1 (%10-20 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde 12 kata kadar deplasman artışları meydana gelmiştir.

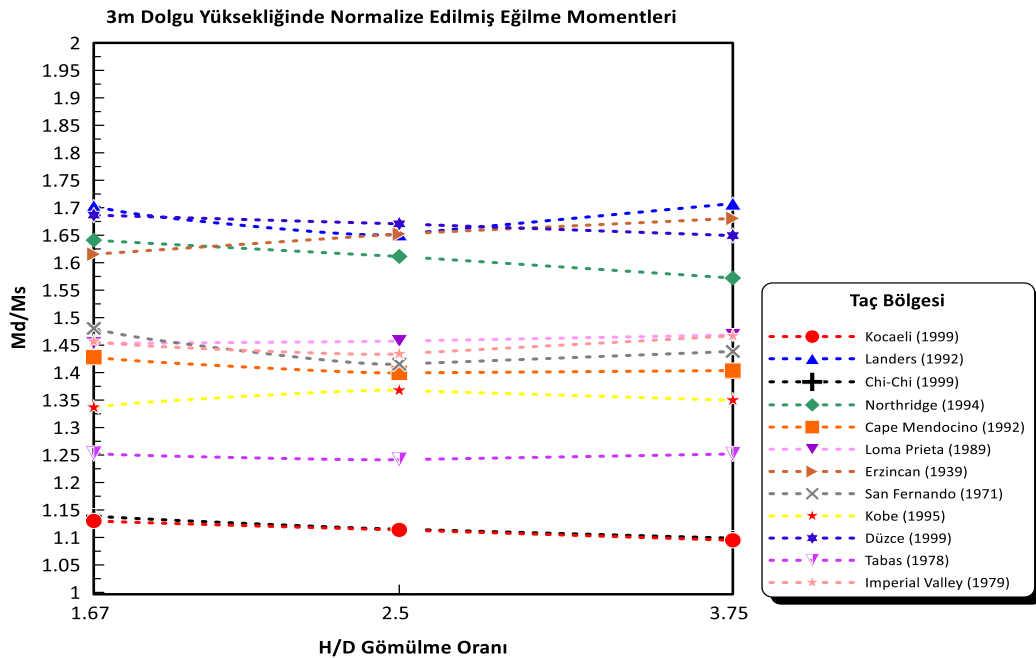




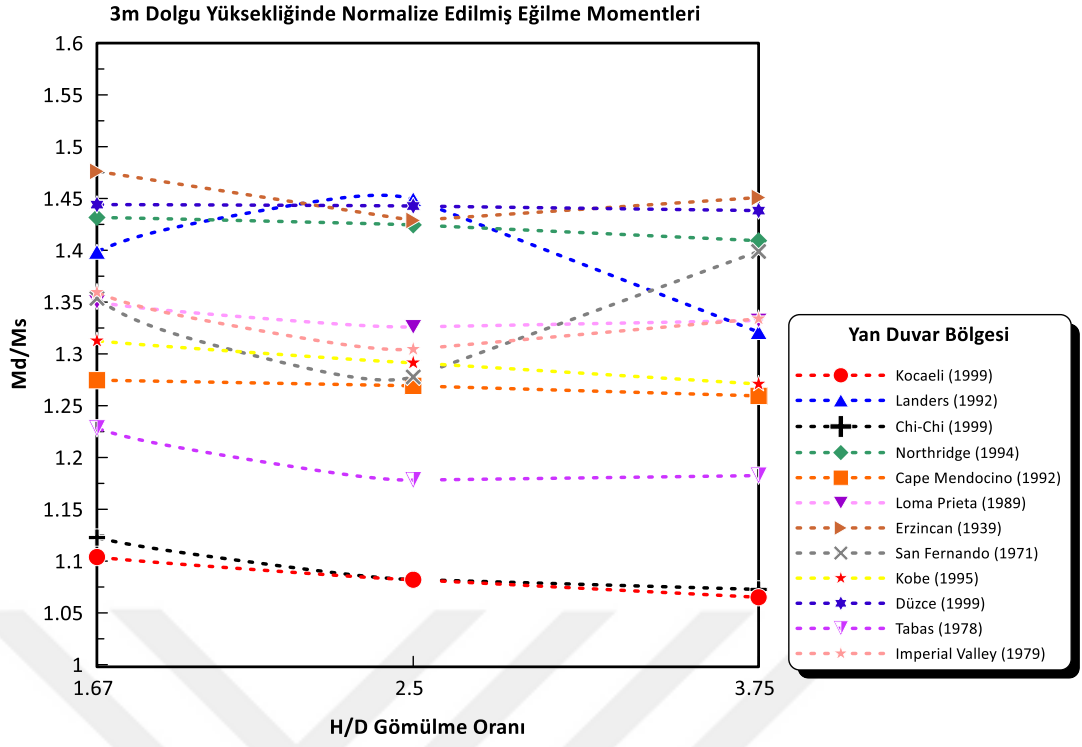
Şekil 7.18: Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar

7.6 Eğilme Momentleri (Durum 2: %5-10 Sönüm Oranında)

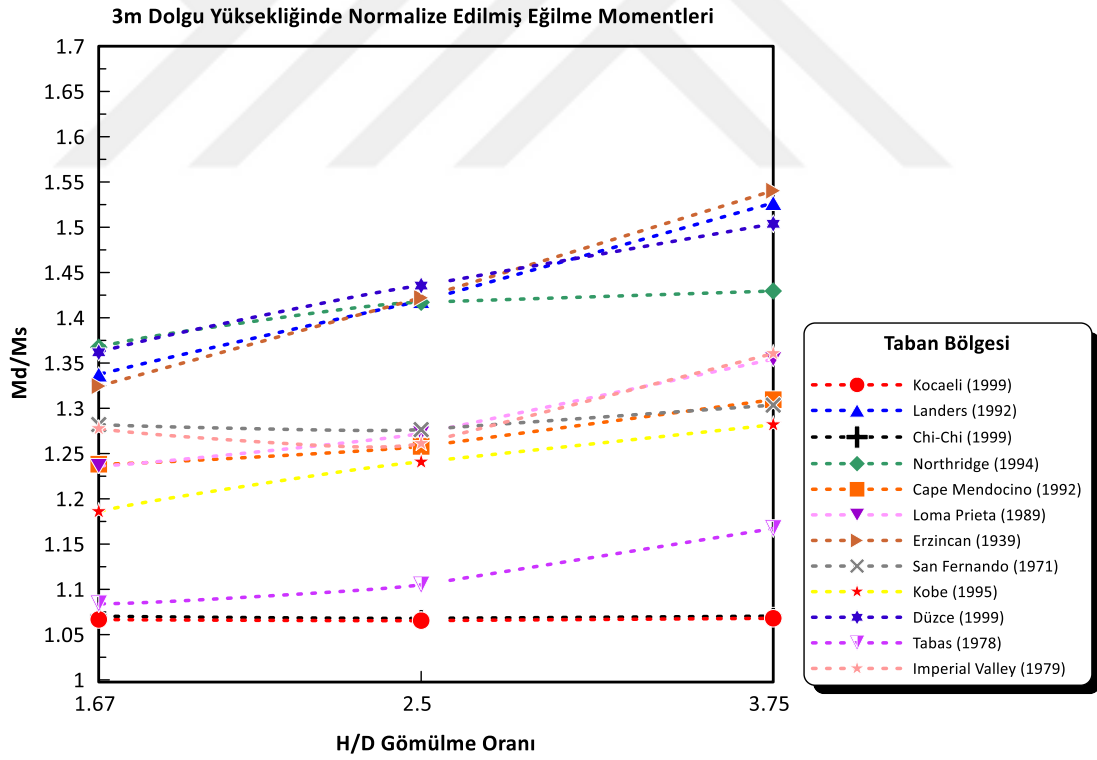
M_d/M_s oranı, dinamik durumda elde edilen maksimum eğilme momentinin statik durumda elde edilen maksimum eğilme momentine oranını ifade ederken Şekil 7.19, 7.20 ve 7.21’de 3m, 6m ve 12m dolgu yüksekliğinde farklı boru bölgelerinde normalize edilmiş eğilme momentleri görülmektedir. $M_{dinamik}/M_{statik}$ oranına bakıldığında; 3m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 1.67, 2.5 ve 3.75 olan modelde Düzce deprem kaydı kullanıldığında taç bölgesinde yaklaşık %68, yan duvar bölgesinde %45 ve taban bölgesinde ise %40 oranında artış gözlemlenmiştir. En yüksek moment değişimleri borunun taç bölgesinde gerçekleşmiştir. Kocaeli, Chi-Chi ve Tabas gibi deprem kayıtlarında bu etkiler %5-15 aralığında değişmekte olup minimal olmuştur. Ayrıca H/D gömülme oranı arttıkça özellikle borunun taban bölgesinde eğilme momentlerinin arttığı, yan duvar bölgesinde ise az da olsa azaldığı görülmektedir. Durum 2 (%5-10 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç bölgesinde %47, yan duvar bölgesinde %35, taban bölgesinde ise %32 oranında eğilme momentlerini artırdığı tespit edilmiştir.



(a)



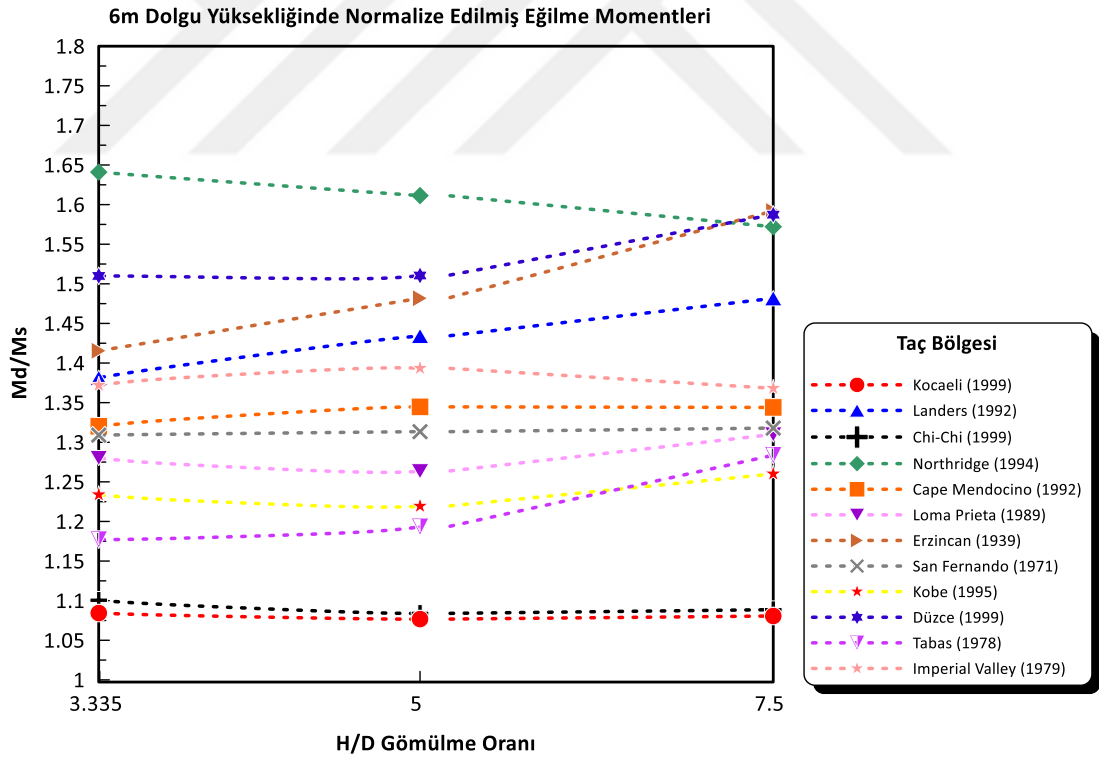
(b)

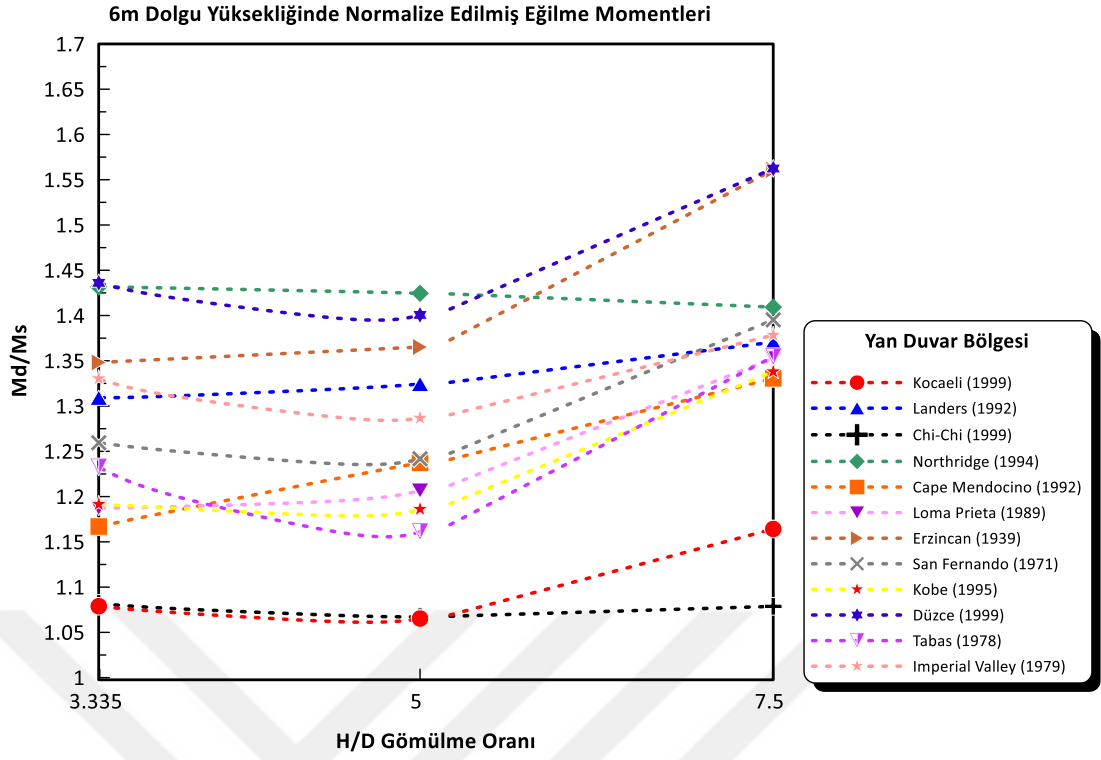


(c)

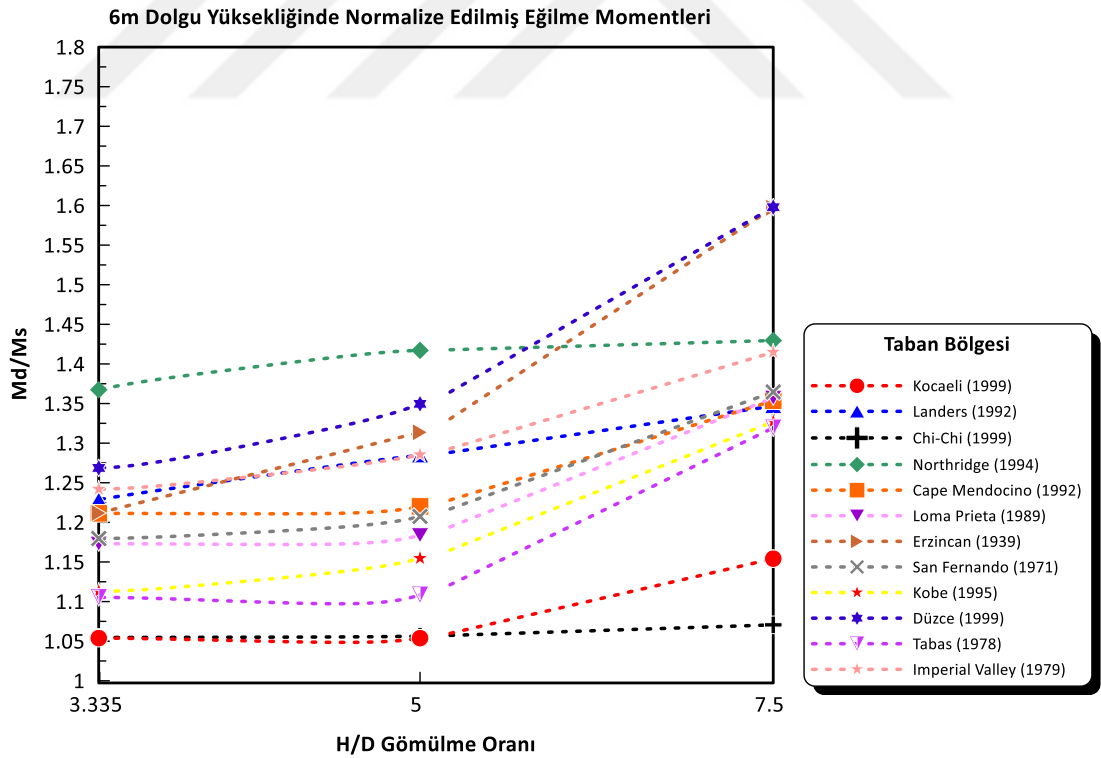
Şekil 7.19: Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının statik koşullara göre boru bölgelerinde oluşan eğilme momentlerini ne kadar etkilediği Şekil 7.20'de görülmektedir. $M_{dinamik}/M_{statik}$ oranına bakıldığında; 6m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 3.33, 5 ve 7.5 olan Northridge deprem kaydı kullanıldığında taç bölgesinde yaklaşık %63, yan duvar bölgesinde %43 ve taban bölgesinde ise %40 oranında artış gözlemlenmiştir. En yüksek moment değişimleri borunun taç bölgesinde gerçekleşmiştir. Northridge ve Düzce gibi deprem kayıtlarında değişim fazlayken Kocaeli, Chi-Chi gibi deprem kayıtlarında bu etkiler %5-15 aralığında değişmekte olup minimal olmuştur. Ayrıca H/D gömülme oranı arttıkça özellikle borunun taban ve yan duvar bölgelerinde eğilme momentlerinin arttığı, taç bölgesinde ise bazı kayıtlarda azaldığı bazı kayıtlarda ise arttığı görülmektedir. Durum 2 (%5-10 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç bölgesinde %32, yan duvar bölgesinde %27, taban bölgesinde ise %23 oranında eğilme momentlerini artırdığı tespit edilmiştir.





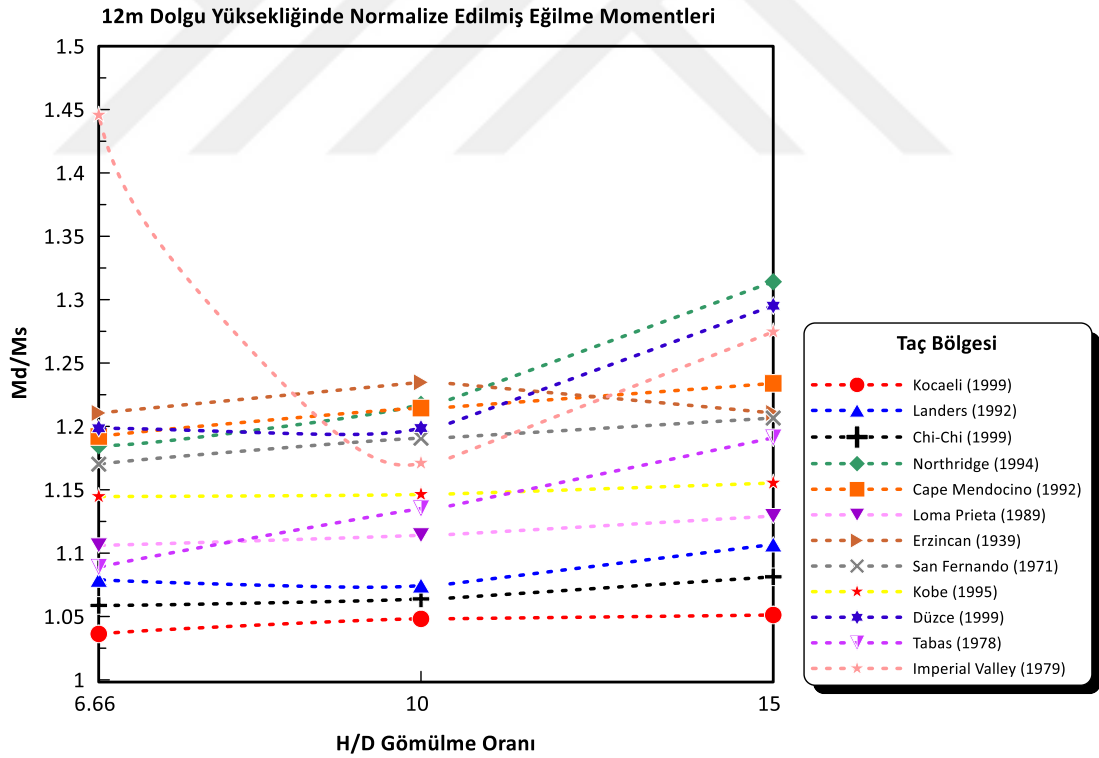
(b)



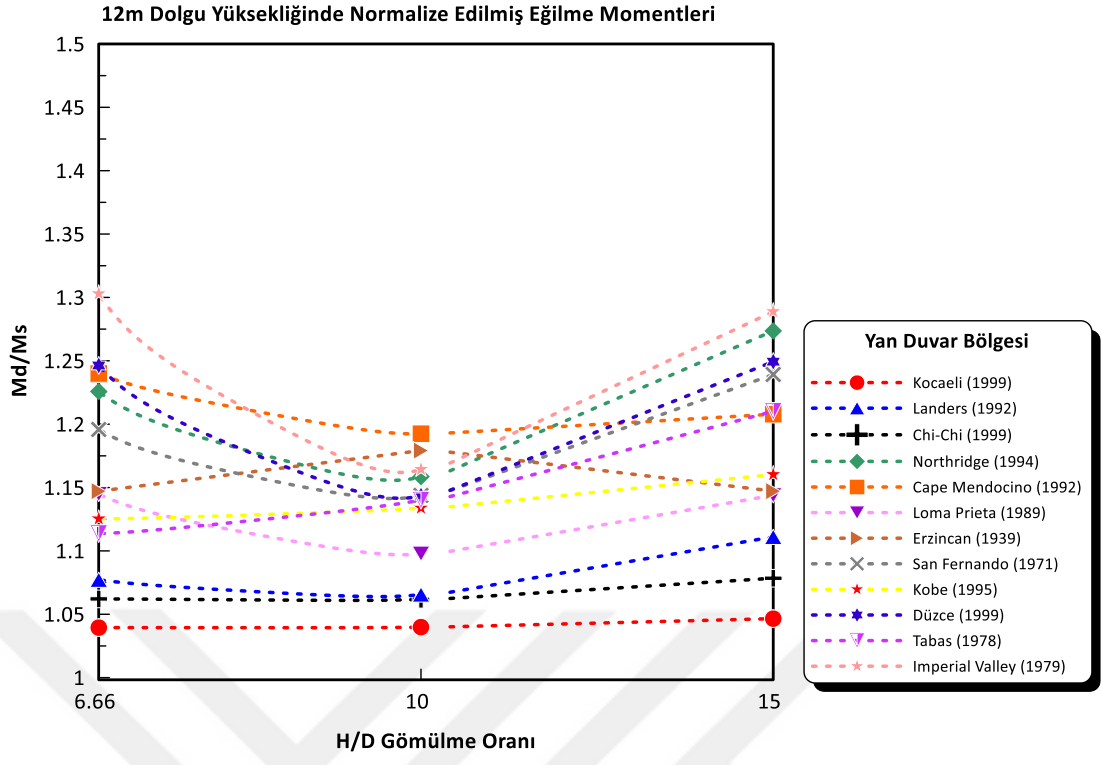
(c)

Şekil 7.20: Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri

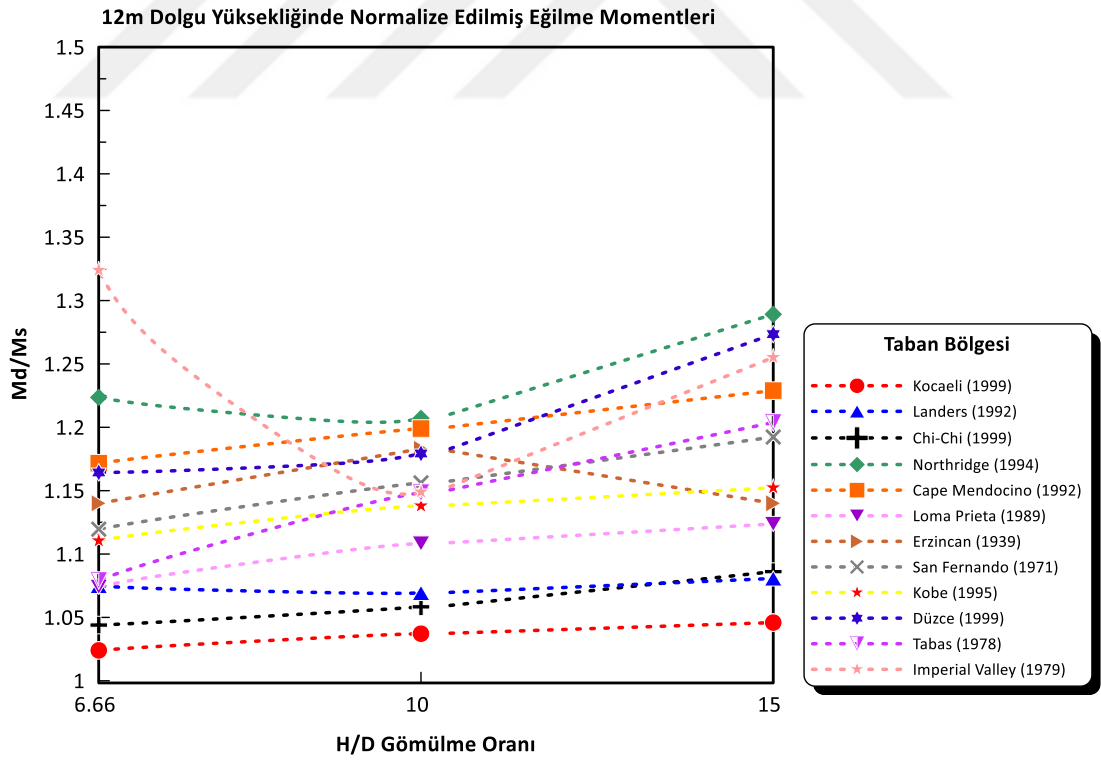
Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının statik koşullara göre boru bölgelerinde oluşan eğilme momentlerini ne kadar etkilediği Şekil 7.21'de görülmektedir. M_{dinamik}/M_{statik} oranına bakıldığında; 12m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 6.66, 10 ve 15 olan San Fernando deprem kaydı kullanıldığında taç bölgesinde yaklaşık %30, yan duvar bölgesinde %25 ve taban bölgesinde ise %23 oranında artış gözlemlenmiştir. En yüksek moment değişimleri borunun taç bölgesinde gerçekleşmiştir. San Fernando, Northridge gibi yüksek maksimum yer ivmesine sahip deprem kayıtlarında değişim fazlayken Kocaeli ve Chi-Chi gibi düşük maksimum yer ivmesine sahip deprem kayıtlarında bu etkiler %3-5 aralığında değişmekte olup minimal olmuştur. Ayrıca H/D gömülme oranı arttıkça özellikle borunun taç, taban ve yan duvar bölgelerinde eğilme momentlerinin arttığı görülmektedir. Durum 2 (%5-10 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç bölgesinde %18, yan duvar bölgesinde %15, taban bölgesinde ise %13 oranında eğilme momentlerini artırdığı tespit edilmiştir.



(a)



(b)

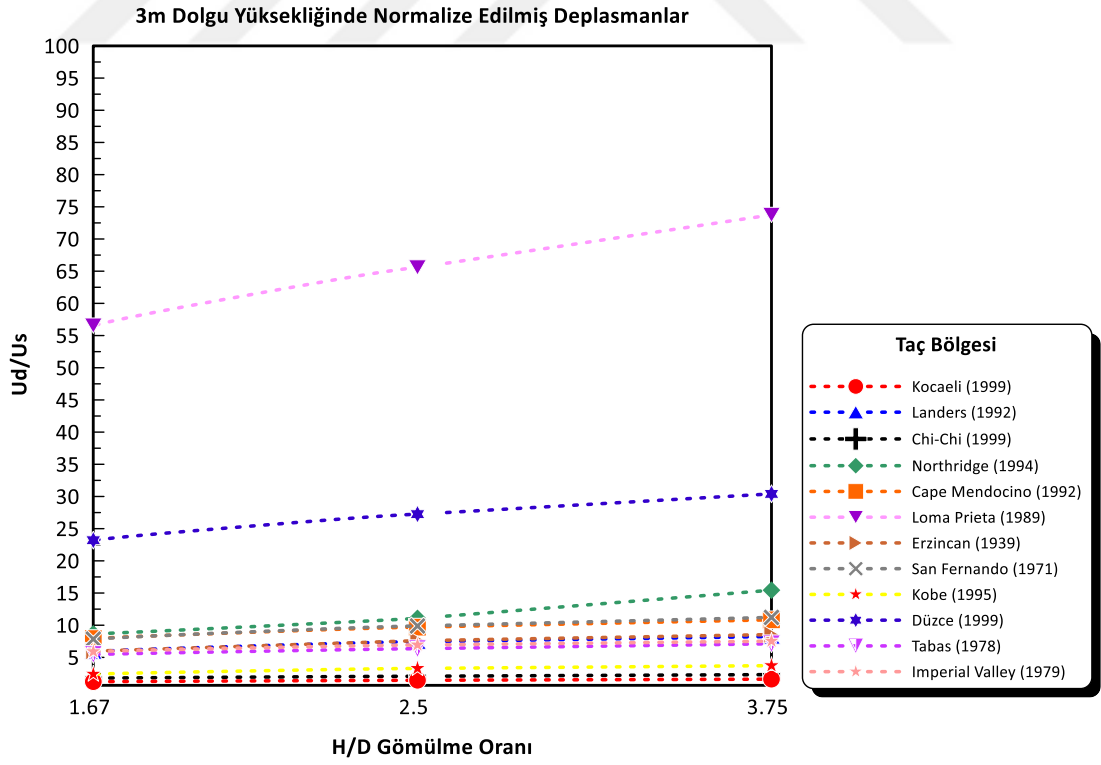


(c)

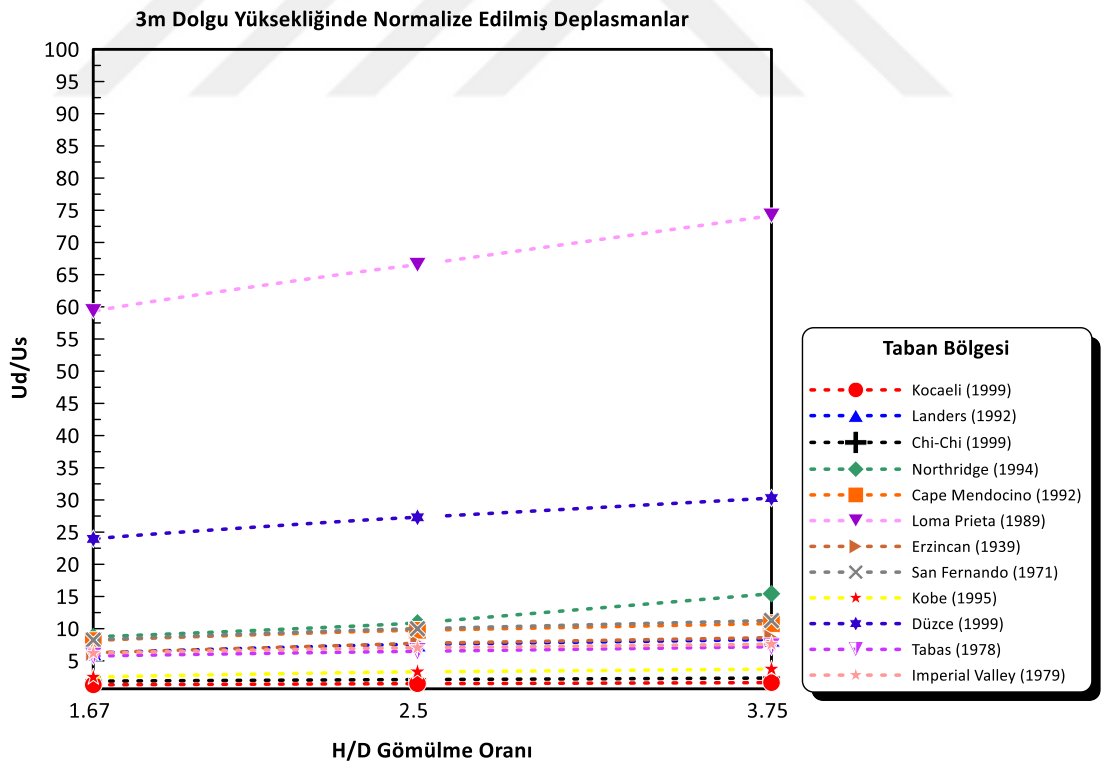
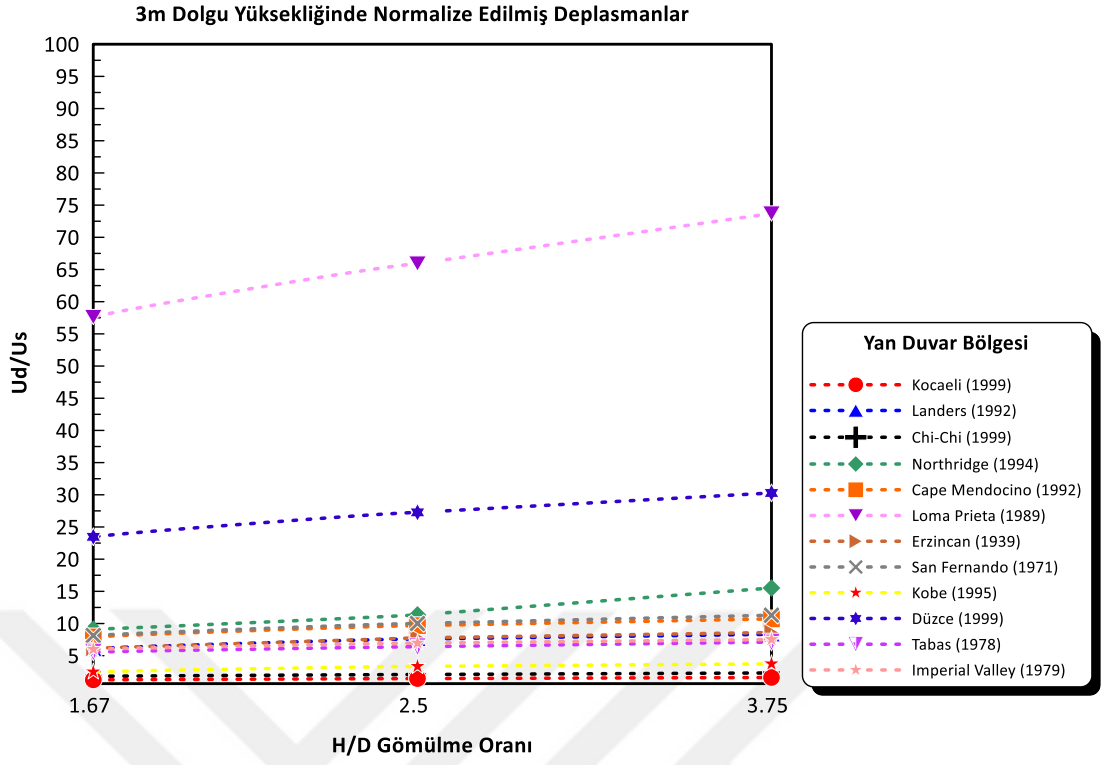
Şekil 7.21: Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş eğilme momentleri

7.7 Deplasmanlar (Durum 2: %5-10 Sönüm Oranında)

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının statik koşullara göre boru bölgelerinde oluşan deplasmanları (yer değiştirmeleri) ne kadar etkilediği Şekil 7.22'de görülmektedir. Udinamik/Ustatik oranına bakıldığında; 3m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 1.67, 2.5 ve 3.75 olan Loma Prieta deprem kaydı kullanıldığında taç, yan duvar ve taban bölgelerinde deplasmanlarda 70 kata kadar artış gözlemlenmiştir. Taç, yan duvar ve taban bölgelerinde gömülme oranı arttıkça deplasman değerleri bazı kayıtlarda sabitken bazı kayıtlarda yükselmiştir. Loma Prieta, Düzce gibi yüksek maksimum yer değiştirmesi (cm) ve maksimum hız (cm/s) değerlerine sahip deprem kayıtlarında artış oranları fazlayken, Kocaeli, Chi-Chi, Tabas ve Kobe gibi deprem kayıtlarında bu etkiler 3-5 kat civarında kalmıştır. Durum 2 (%5-10 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde 10 kata kadar deplasman artışları meydana gelmiştir.

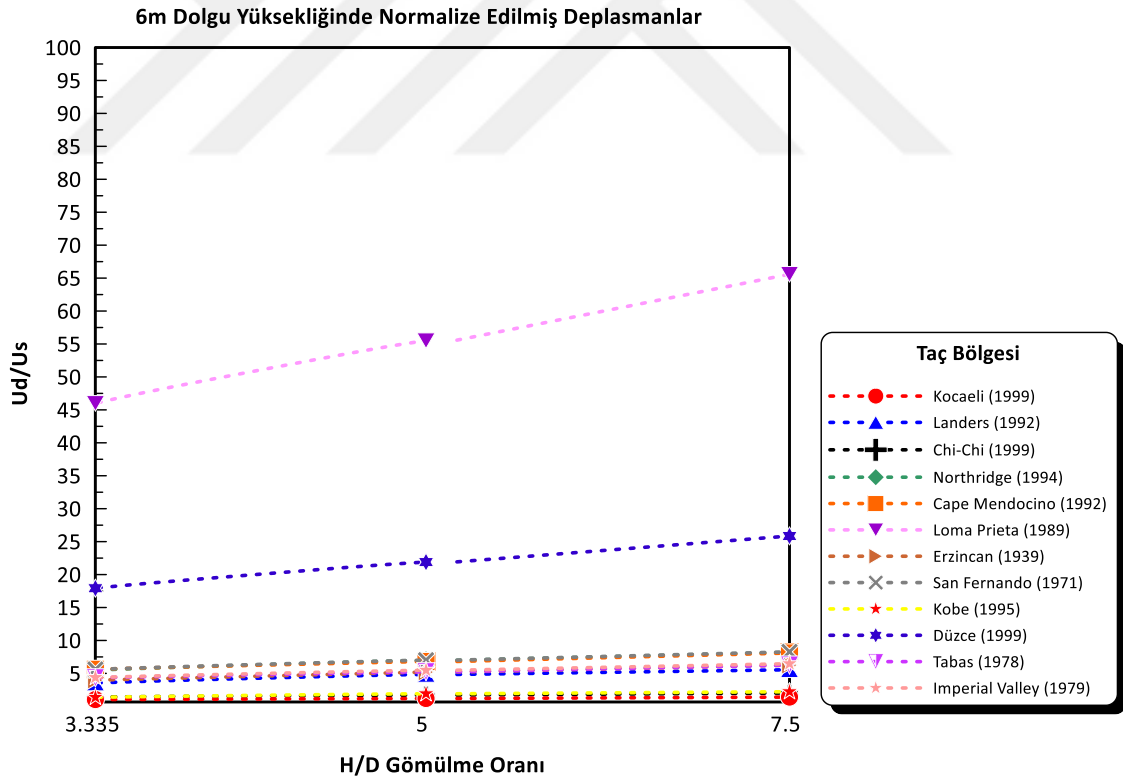


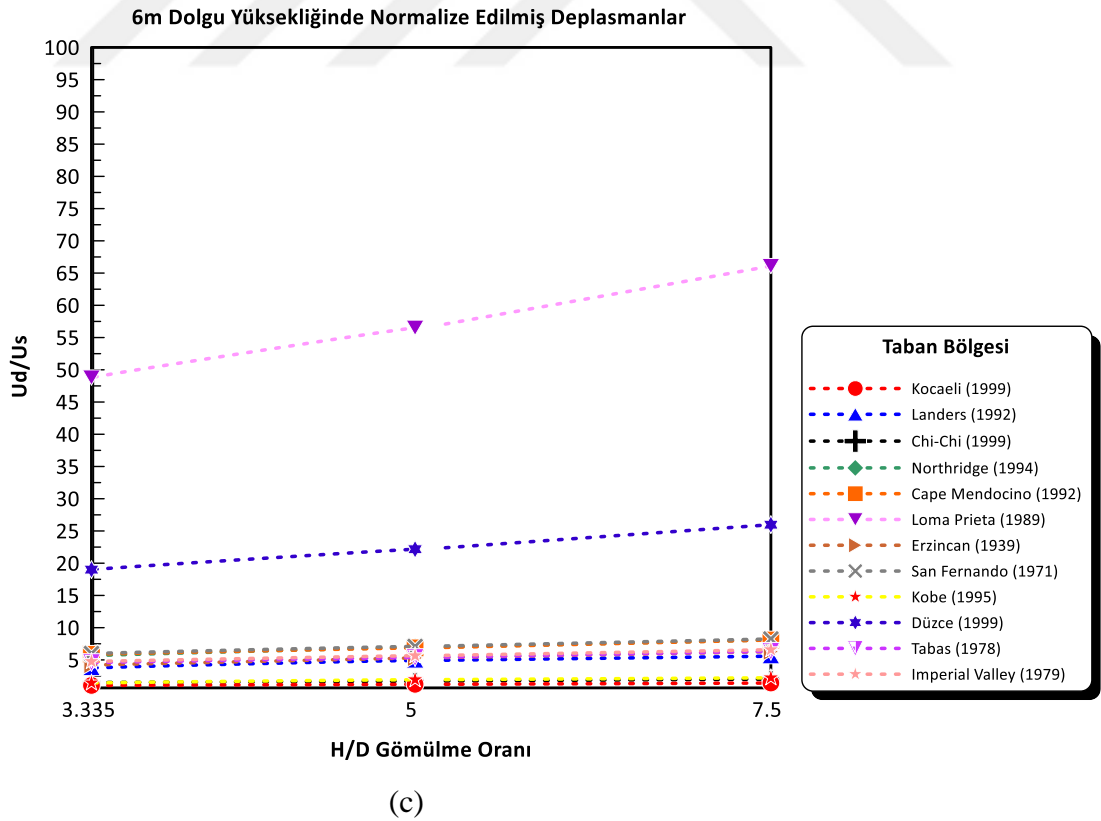
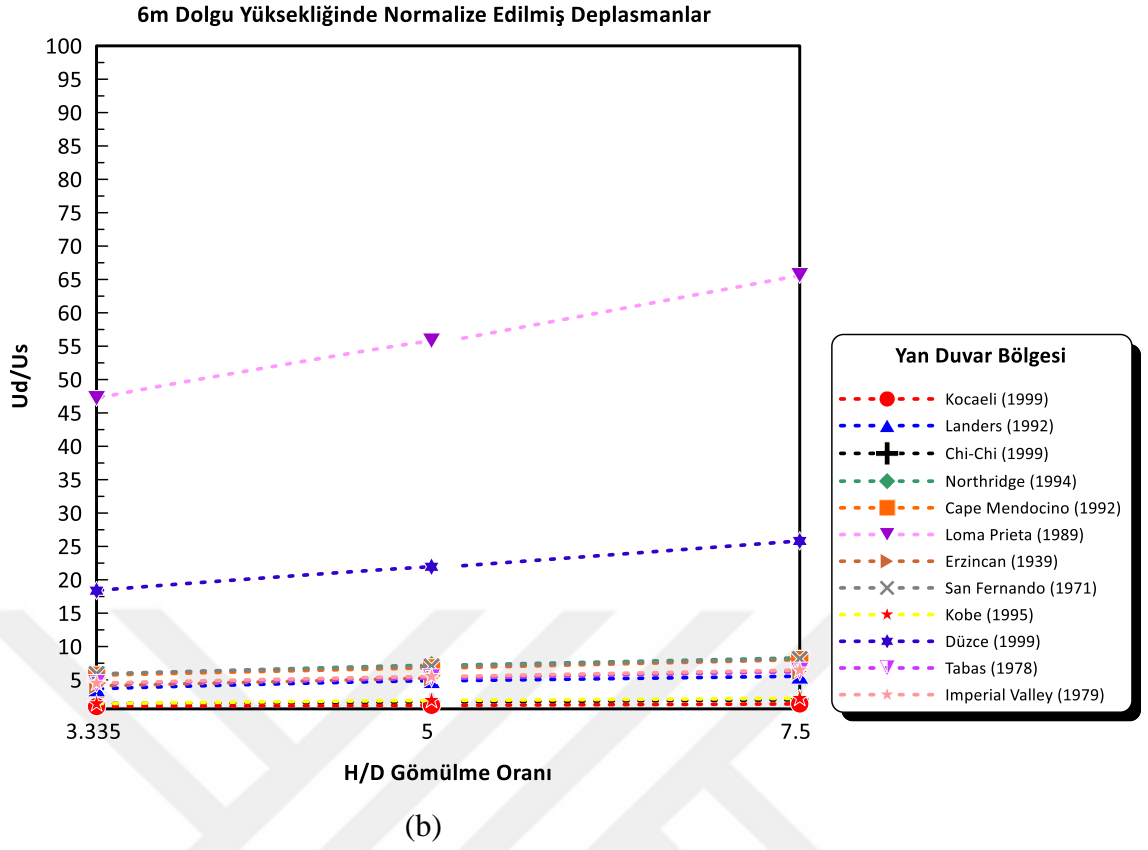
(a)



Şekil 7.22: Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar

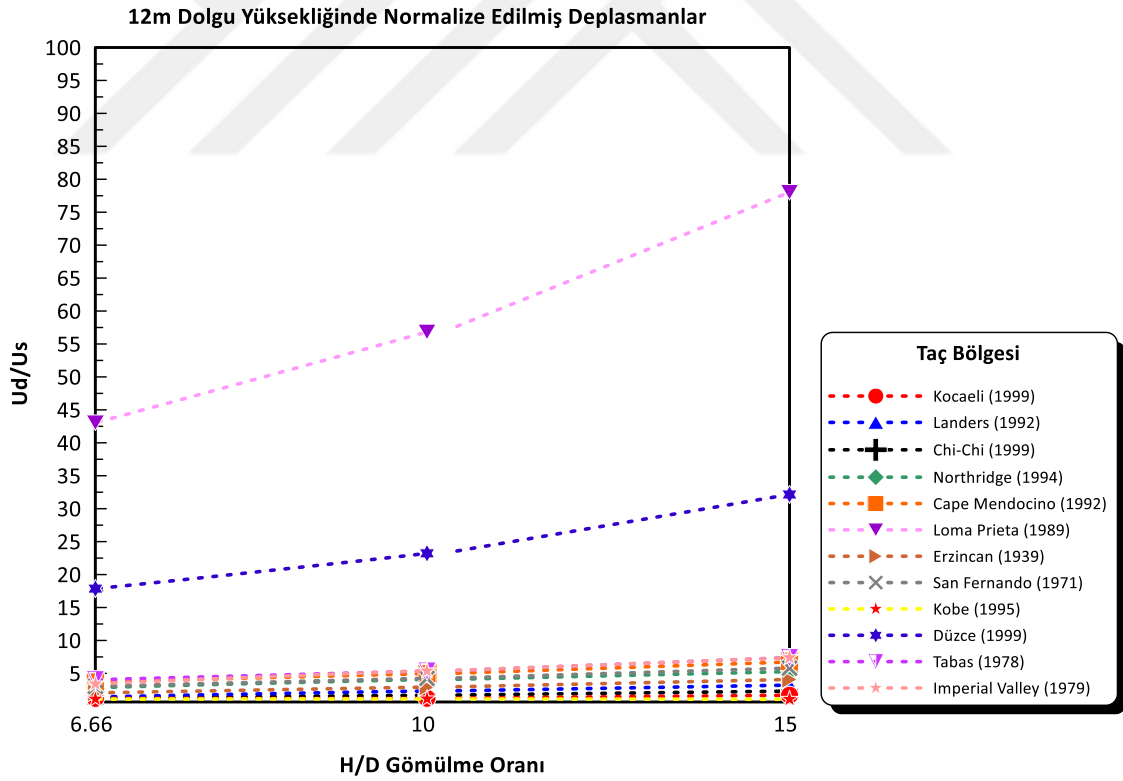
Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının statik koşullara göre boru bölgelerinde oluşan deplasmanları (yer değiştirmeleri) ne kadar etkilediği Şekil 7.23'te görülmektedir. Udinamik/Ustatik oranına bakıldığında; 6m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 3.33, 5 ve 7.5 olan modelde Loma Prieta deprem kaydı kullanıldığında taç, yan duvar ve taban bölgelerinde deplasmanlarda 60 kata kadar artış gözlemlenmiştir. Taç, yan duvar ve taban bölgelerinde gömülme oranı arttıkça deplasman değerleri bazı kayıtlarda sabitken bazı kayıtlarda yükselmiştir. Loma Prieta, Düzce gibi yüksek maksimum yer değiştirmesi (cm) ve maksimum hız (cm/s) değerlerine sahip deprem kayıtlarında artış oranları fazlayken, Kocaeli, Chi-Chi, Tabas ve Kobe gibi deprem kayıtlarında bu etkiler 2-3 kat civarında kalmıştır. Durum 2 (%5-10 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde 8 kata kadar deplasman artışları meydana gelmiştir.

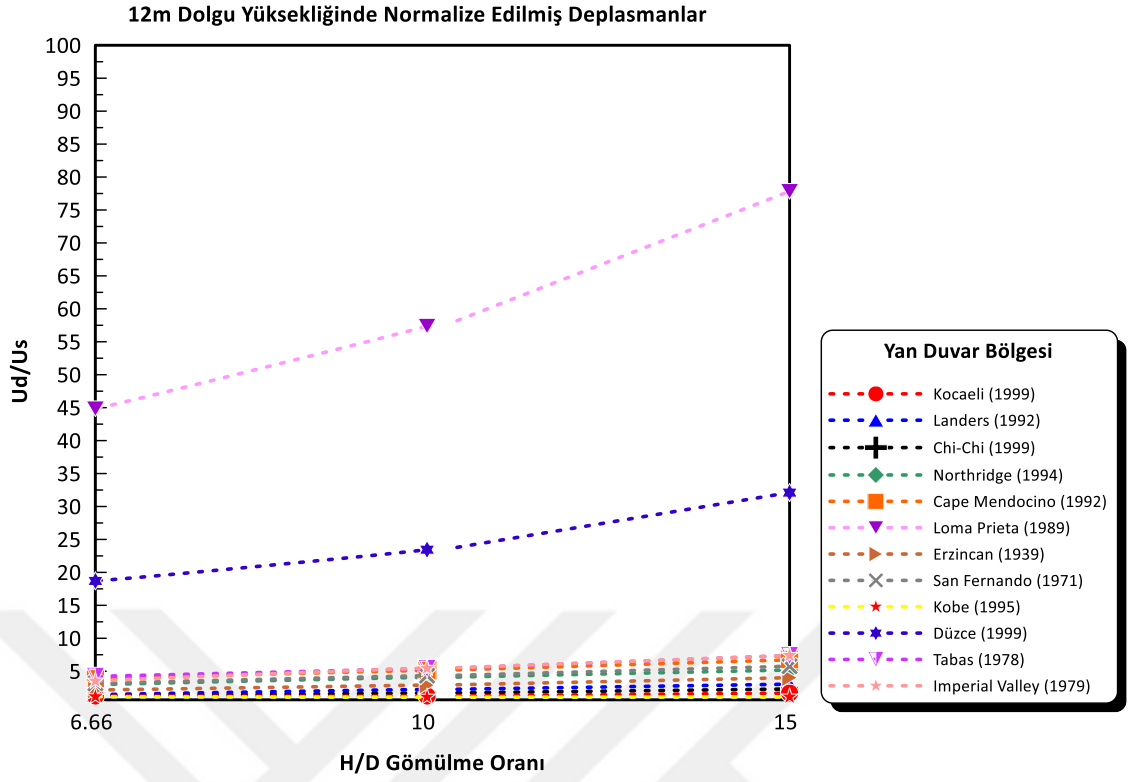




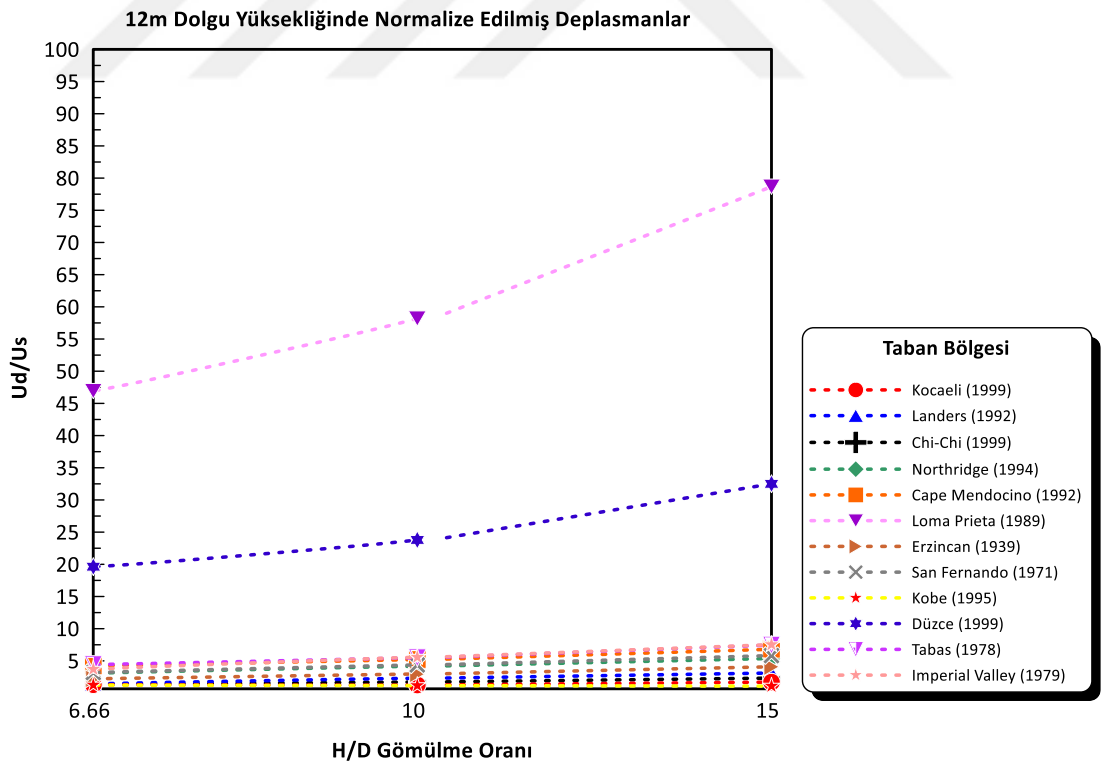
Şekil 7.23: Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının statik koşullara göre boru bölgelerinde oluşan deplasmanları (yer değiştirmeleri) ne kadar etkilediği Şekil 7.24'te görülmektedir. Udinamik/Ustatik oranına bakıldığında; 12m dolgu yüksekliğinde H/D gömülme oranı 6.66, 10 ve 15 olan modelde Loma Prieta deprem kaydı kullanıldığında taç, yan duvar ve taban bölgelerinde deplasmanlarda 75 kata kadar artış gözlemlenmiştir. Taç, yan duvar ve taban bölgelerinde gömülme oranı arttıkça deplasman değerleri bazı kayıtlarda sabitken bazı kayıtlarda yükselmiştir. Loma Prieta, Düzce gibi yüksek maksimum yer değiştirmesi (cm) ve maksimum hız (cm/s) değerlerine sahip deprem kayıtlarında artış oranları fazlayken, Kocaeli, Chi-Chi, Tabas ve Kobe gibi deprem kayıtlarında bu etkiler 2-3 kat civarında kalmıştır. Durum 2 (%5-10 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde 9 kata kadar deplasman artışları meydana gelmiştir.





(b)

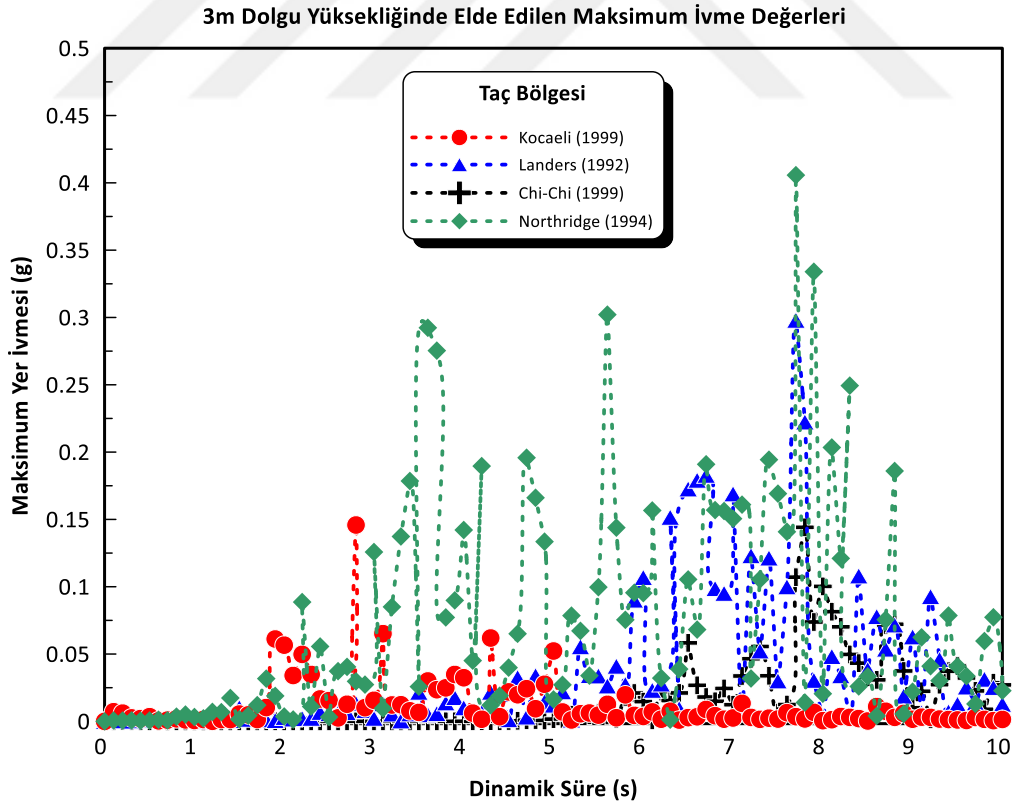


(c)

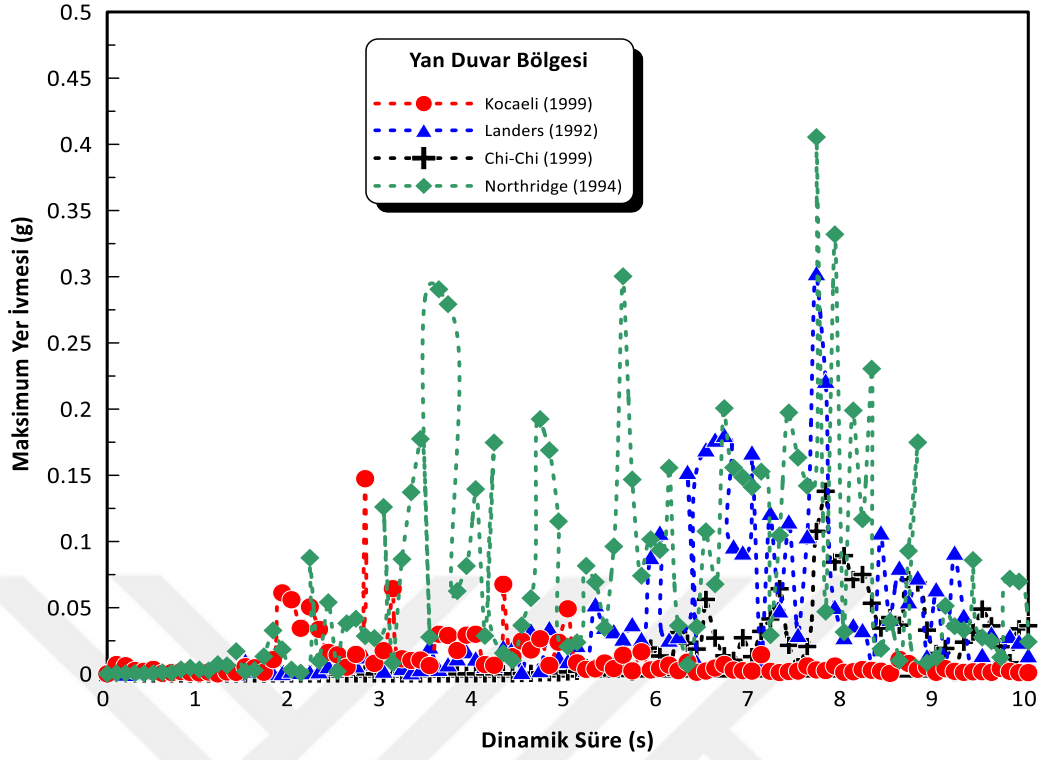
Şekil 7.24: Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için normalize edilmiş deplasmanlar

7.8 Boru Bölgelerinde Görülen İvme Değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20 sönüm oranı)'de boru bölgelerinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.25'te görülmektedir. Buna göre deprem kayıtlarının modele etkilmesiyle elde edilen ivme değerlerinin borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde aynı olduğu görülmüştür. Daha sonraki analizlerde yalnızca taban bölgesindeki sonuçlar değerlendirilmiştir. Kocaeli deprem kaydında taç, taban ve yan duvar bölgelerinde 3m dolgu yüksekliğinde Durum 1'de 0.15g ivme değeri elde edilmiştir. Landers deprem kaydında 0.3g, Chi-Chi deprem kaydında 0.13g, Northridge deprem kaydında ise 0.4g ivme değeri elde edilmiştir. Tablo 7.3'te de görülebileceği gibi Kocaeli deprem kaydında 0.25g, Landers ve Chi-Chi deprem kayıtlarında 0.4g ve Northridge deprem kaydında ise 0.9g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası zemin tabakalarındaki %10-20 arasında değişen sönüm (damping) oranının ivme değerlerini azalttığı görülmüştür.

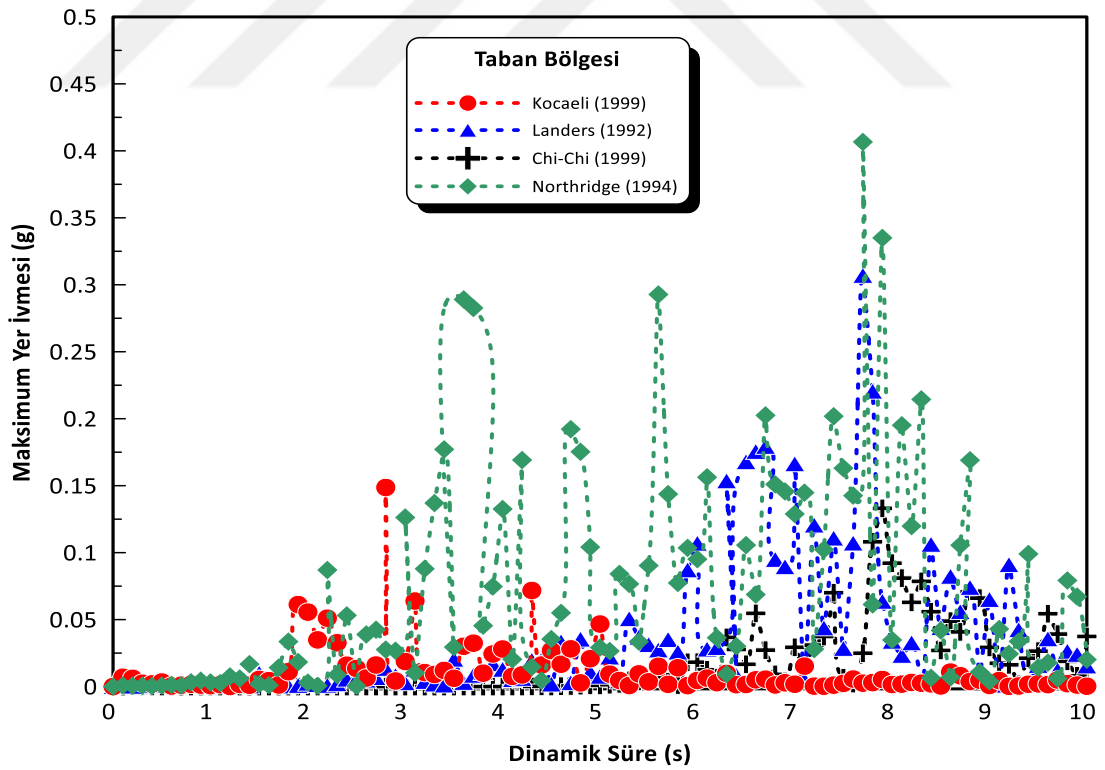


3m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri



(b)

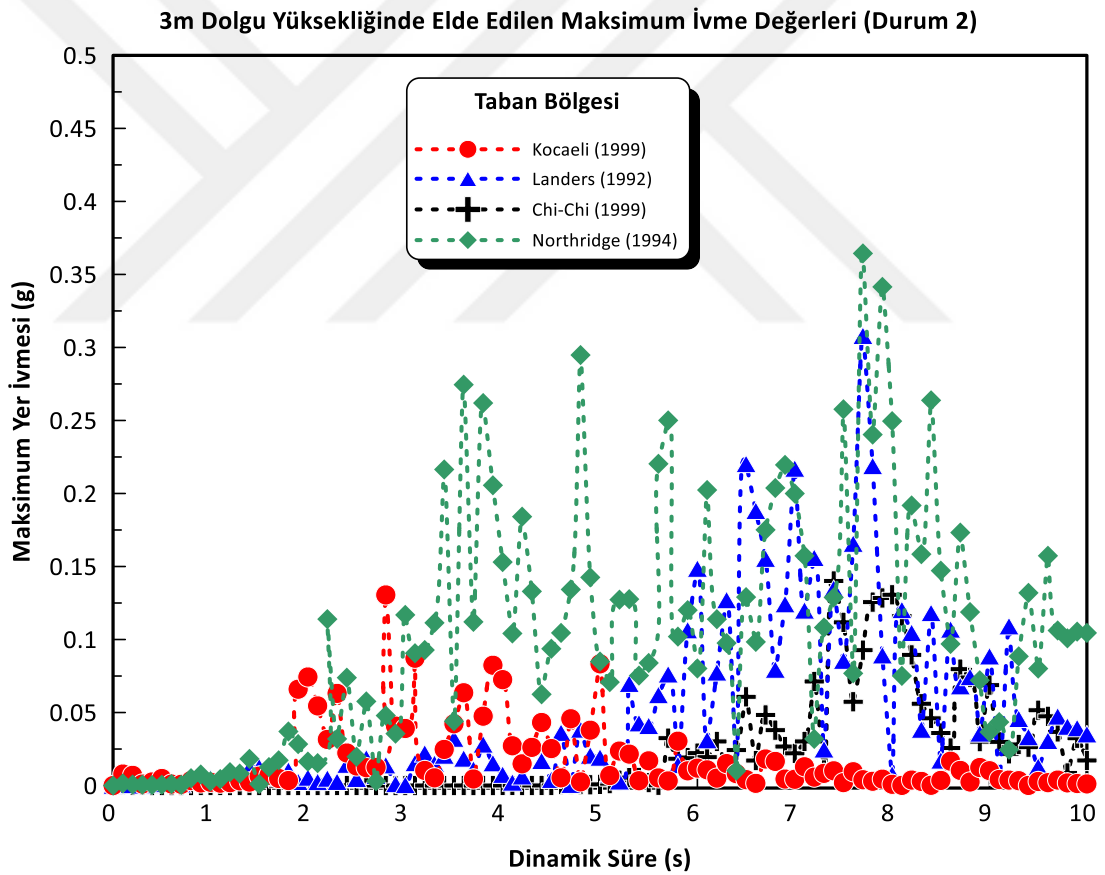
3m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri



(c)

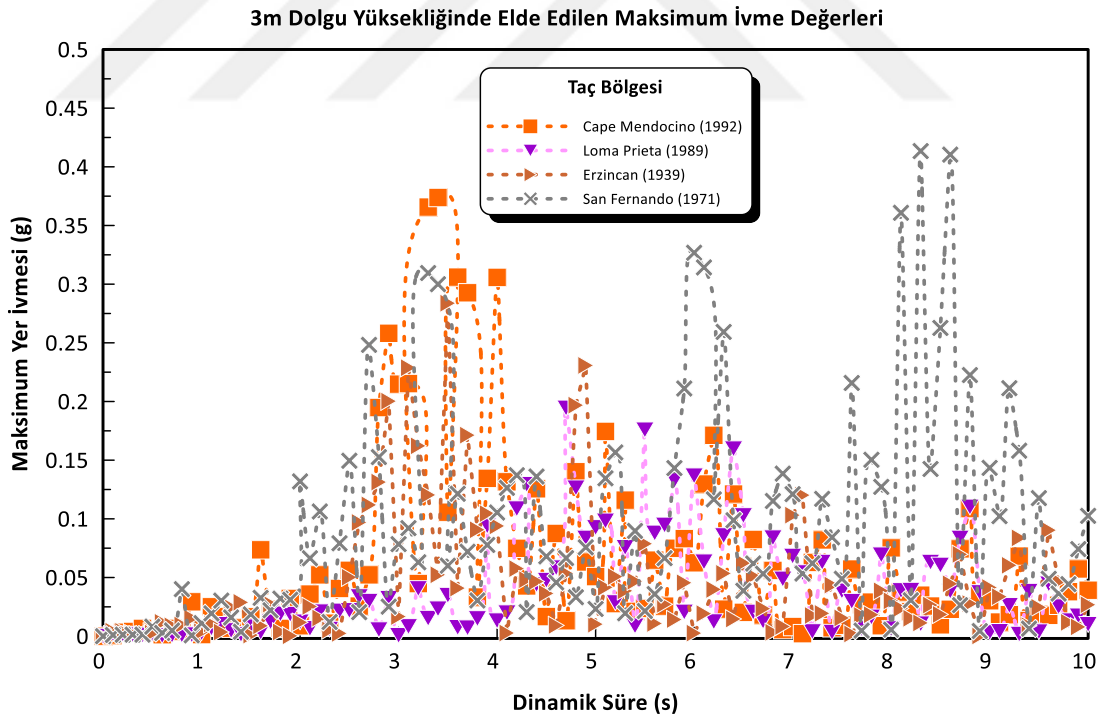
Şekil 7.25: Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.26'da görülmektedir. 3m dolgu yüksekliğinde ve Durum 2'de Kocaeli deprem kaydında 0.13g, Landers deprem kaydında 0.3g, Chi-Chi deprem kaydında 0.12g, Northridge deprem kaydında ise 0.37g ivme değerleri görülmüştür. Tablo 7.3'te de görülebileceği gibi Kocaeli deprem kaydında 0.25g, Landers ve Chi-Chi deprem kayıtlarında 0.4g ve Northridge deprem kaydında ise 0.9g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası zemin tabakalarındaki %5-10 arasında değişen sönüm (damping) oranının elde edilen ivme değerlerini Durum 1'e göre azami oranda daha fazla azalttığı görülmüştür.

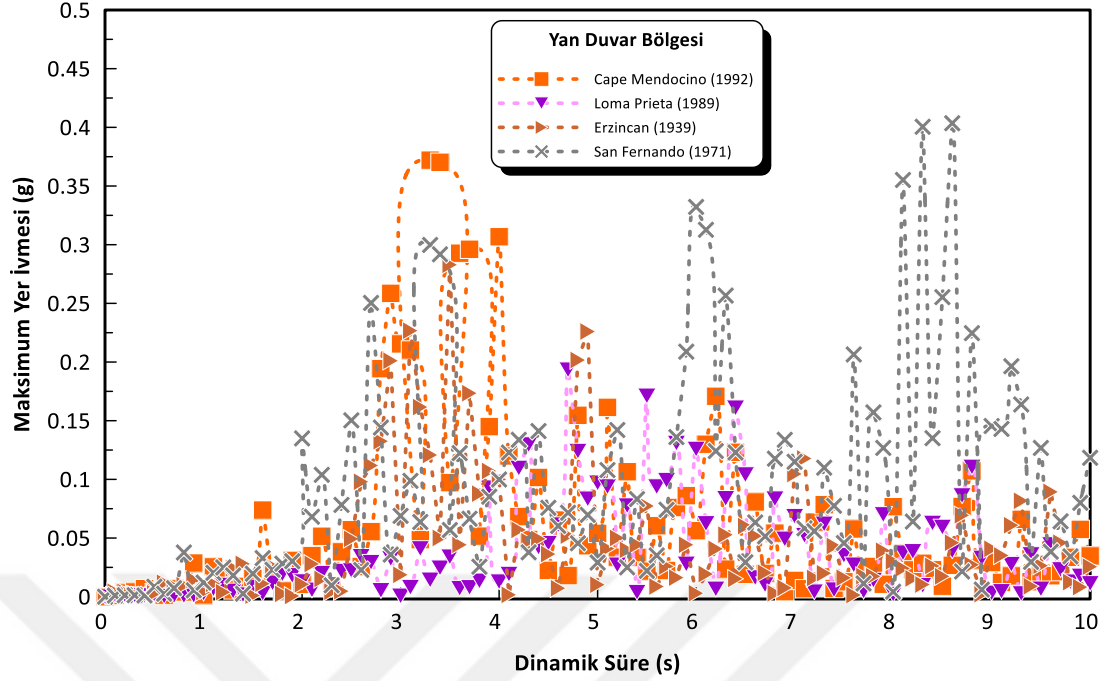


Şekil 7.26: Durum 2'de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20 sönüm oranı)'de boru bölgelerinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.27'de görülmektedir. Buna göre deprem kayıtlarının modele etkilmesiyle elde edilen ivme değerlerinin borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde aynı olduğu görülmüştür. Daha sonraki analizlerde yalnızca taban bölgesindeki sonuçlar değerlendirilmiştir. Cape Mendocino deprem kaydında taç, taban ve yan duvar bölgelerinde 3m dolgu yüksekliğinde Durum 1'de 0.38g ivme değeri elde edilmiştir. Loma Prieta deprem kaydında 0.2g, Erzincan deprem kaydında 0.27g, San Fernando deprem kaydında ise 0.42g ivme değeri elde edilmiştir. Tablo 7.3'te de görülebileceği gibi Cape Mendocino deprem kaydında 0.65g, Loma Prieta deprem kaydında 0.1g, Erzincan deprem kaydında 0.49g ve San Fernando deprem kaydında ise 1.2g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası zemin tabakalarındaki %10-20 arasında değişen sönüm (damping) oranının ivme değerlerini Cape Mendocino, Erzincan ve San Fernando kayıtlarında azalttığı, Loma Prieta deprem kaydında ise artırdığı görülmüştür.

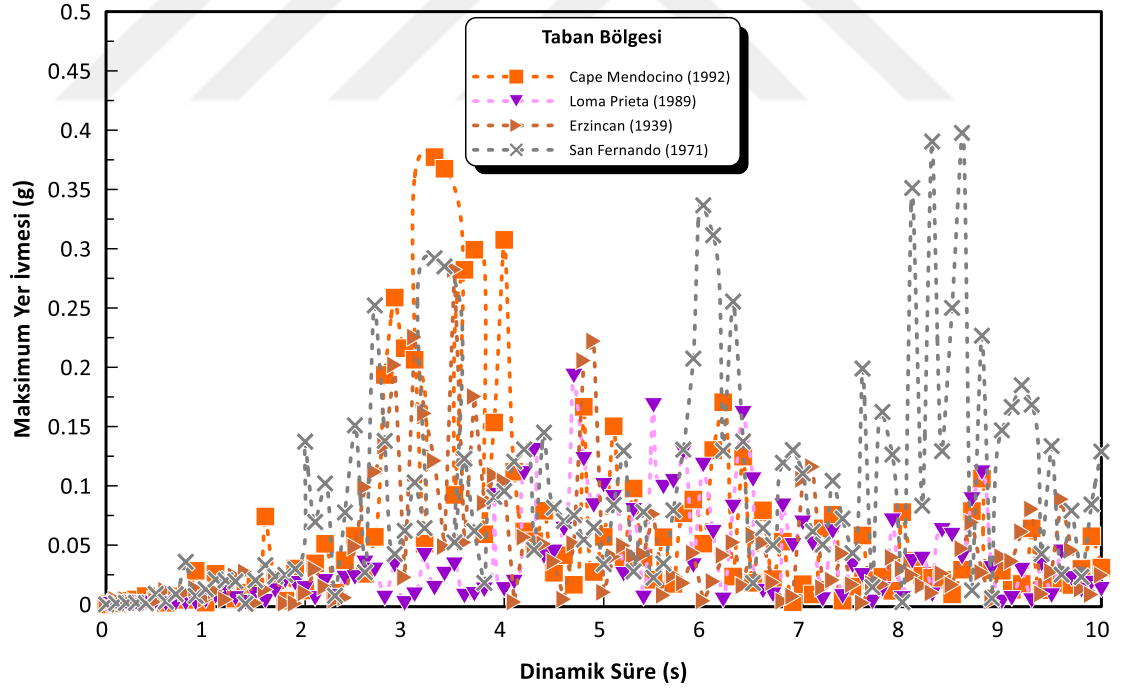


3m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri



(b)

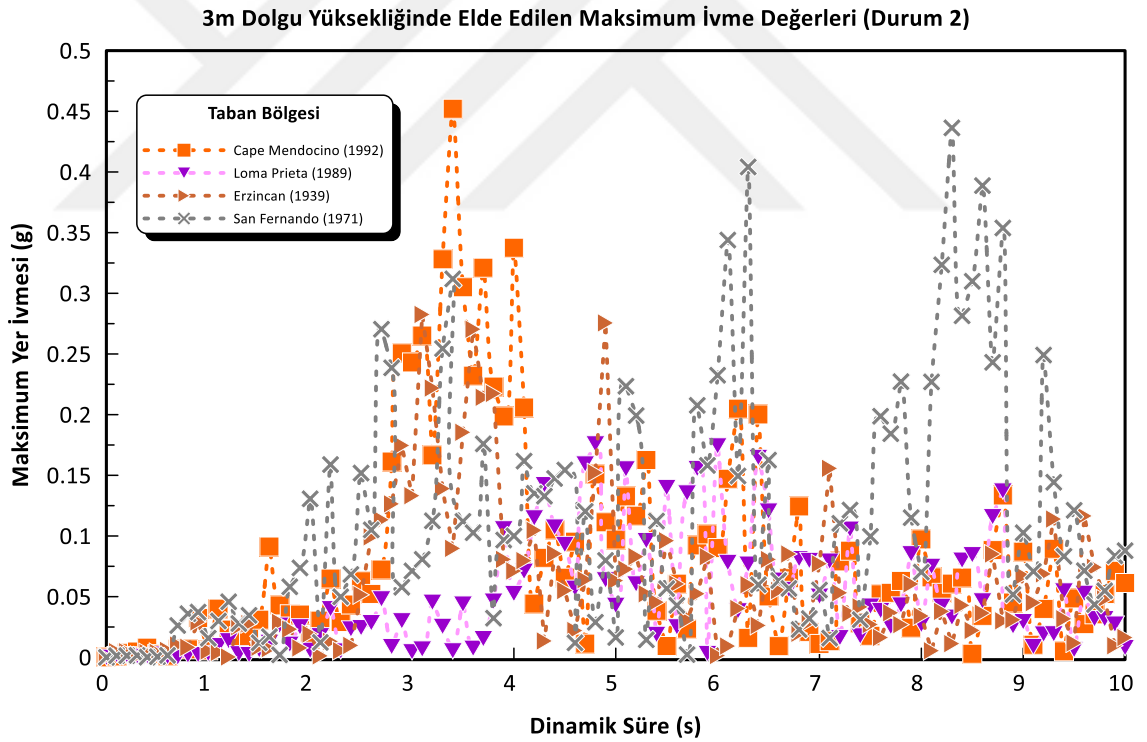
3m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri



(c)

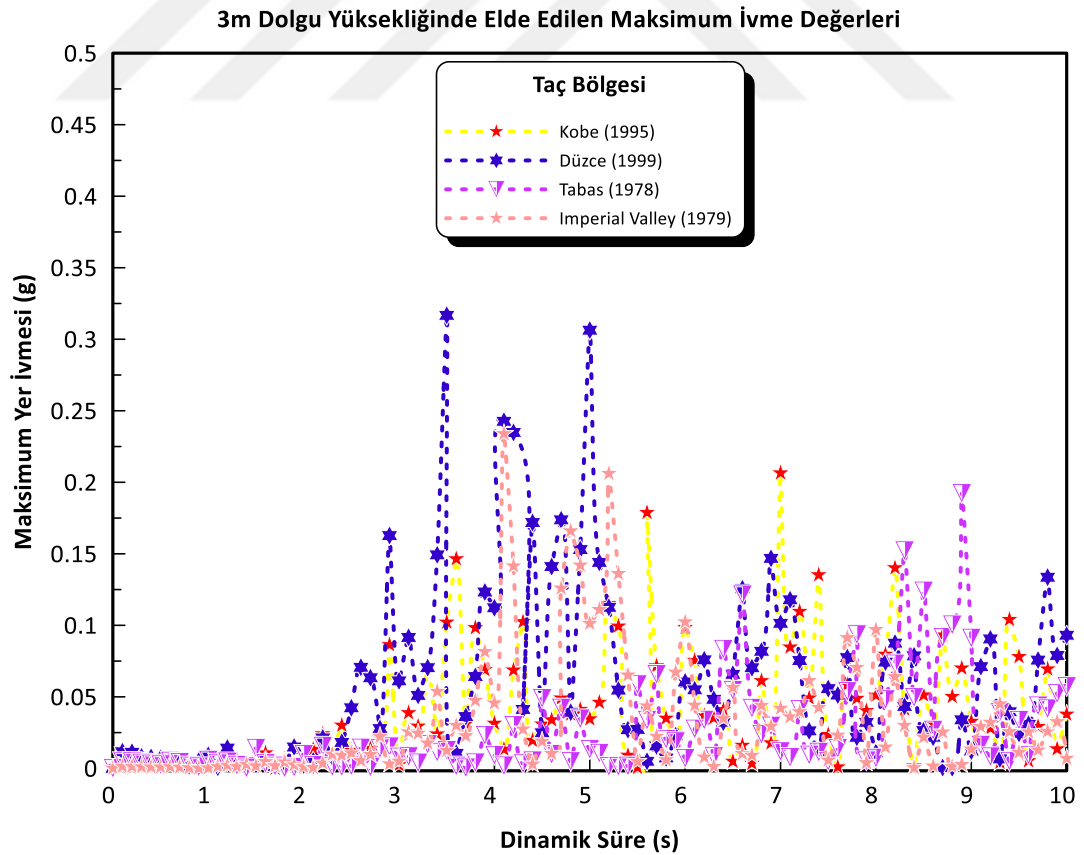
Şekil 7.27: Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.28'de görülmektedir. 3m dolgu yüksekliğinde ve Durum 2'de Cape Mendocino deprem kaydında 0.47g, Loma Prieta deprem kaydında 0.18g, Erzincan deprem kaydında 0.28g, San Fernando deprem kaydında ise 0.45g ivme değerleri görülmüştür. Tablo 7.3'te de görülebileceği gibi Cape Mendocino deprem kaydında 0.65g, Loma Prieta deprem kaydında 0.1g, Erzincan deprem kaydında 0.49g ve San Fernando deprem kaydında ise 1.2g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası zemin tabakalarındaki %5-10 arasında değişen sönüm (damping) oranının Cape Mendocino, Erzincan ve San Fernando deprem kayıtlarındaki ivme değerlerini azalttığı, bu azalış oranının Durum 1'e göre daha az olduğu görülmüştür. Loma Prieta deprem kaydında ise ivme değeri dinamik analizler sonucunda daha yüksek bulunmuştur.

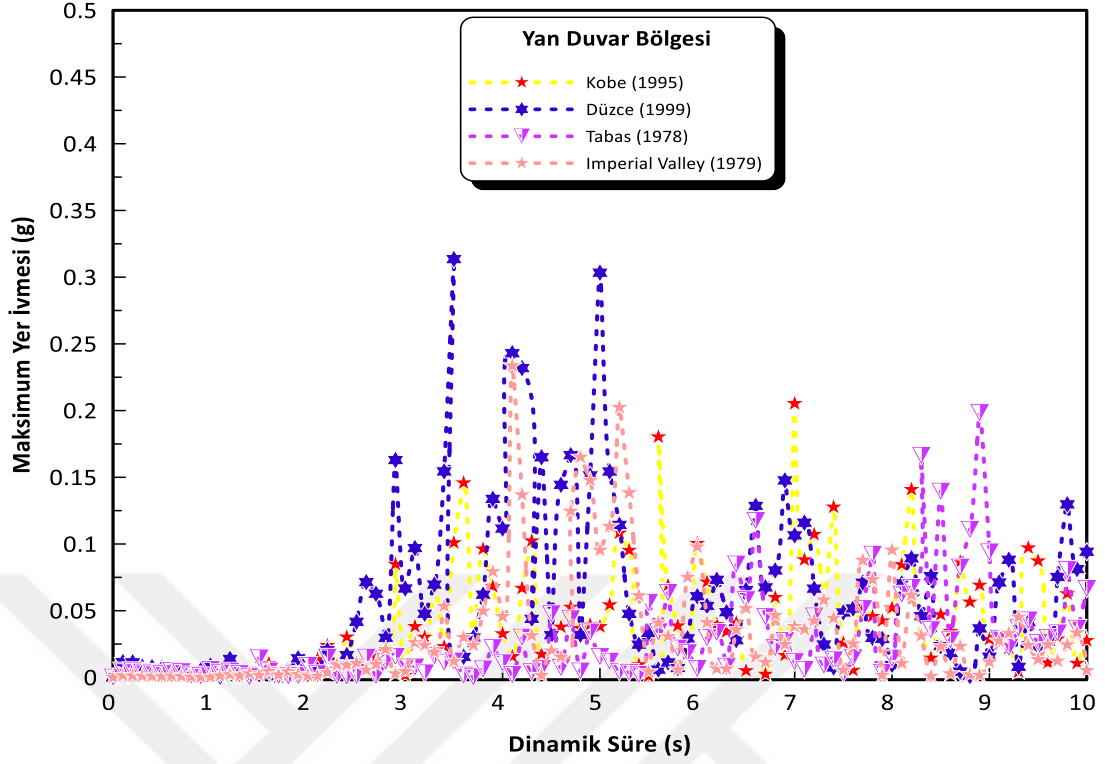


Şekil 7.28: Durum 2'de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20 sönüm oranı)'de boru bölgelerinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.29'da görülmektedir. Buna göre deprem kayıtlarının modele etkilmesiyle elde edilen ivme değerlerinin borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde aynı olduğu görülmüştür. Daha sonraki analizlerde yalnızca taban bölgesindeki sonuçlar değerlendirilmiştir. Kobe deprem kaydında taç, taban ve yan duvar bölgelerinde 3m dolgu yüksekliğinde Durum 1'de 0.22g ivme değeri elde edilmiştir. Düzce deprem kaydında 0.32g, Tabas deprem kaydında 0.2g, Imperial Valley deprem kaydında ise 0.24g ivme değeri elde edilmiştir. Tablo 7.3'te de görülebileceği gibi Kobe deprem kaydında 0.28g, Düzce deprem kaydında 0.5g, Tabas deprem kaydında 0.65g ve Imperial Valley deprem kaydında ise 0.24g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası zemin tabakalarındaki %10-20 arasında değişen sönüm (damping) oranının Kobe, Düzce ve Tabas ivme kayıtlarında elde edilen ivme değerlerini azalttığı, Imperial Valley deprem kaydında ise değişim yaşanmadığı görülmüştür.

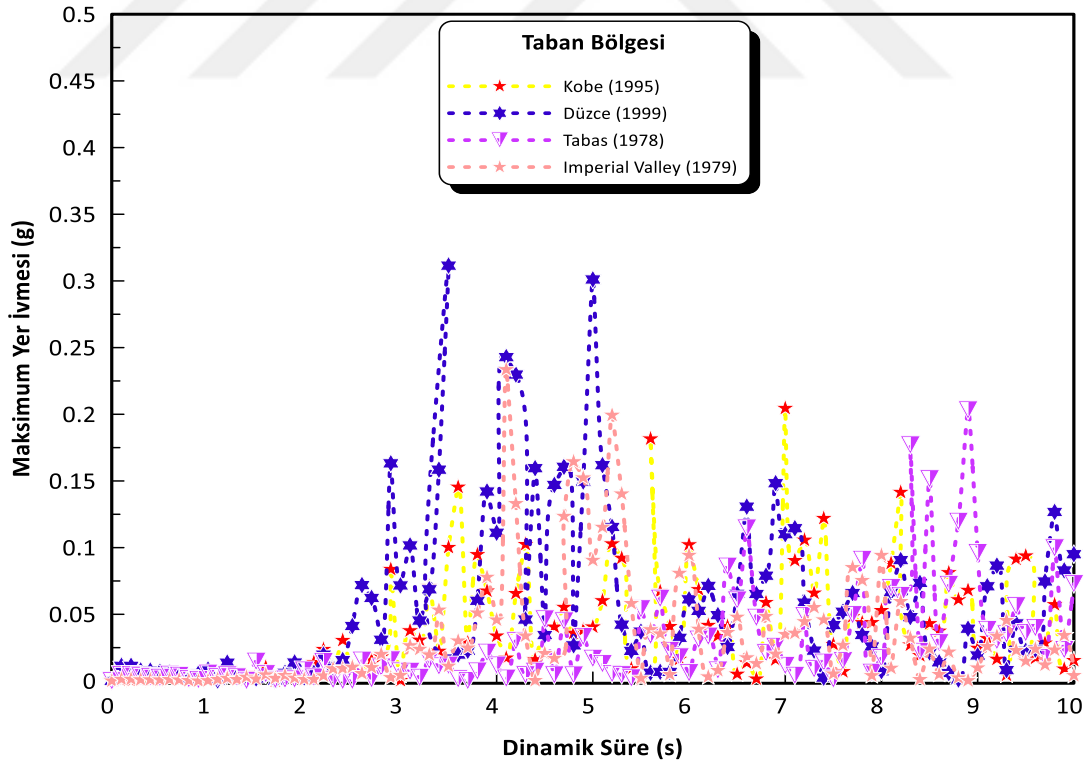


3m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri



(b)

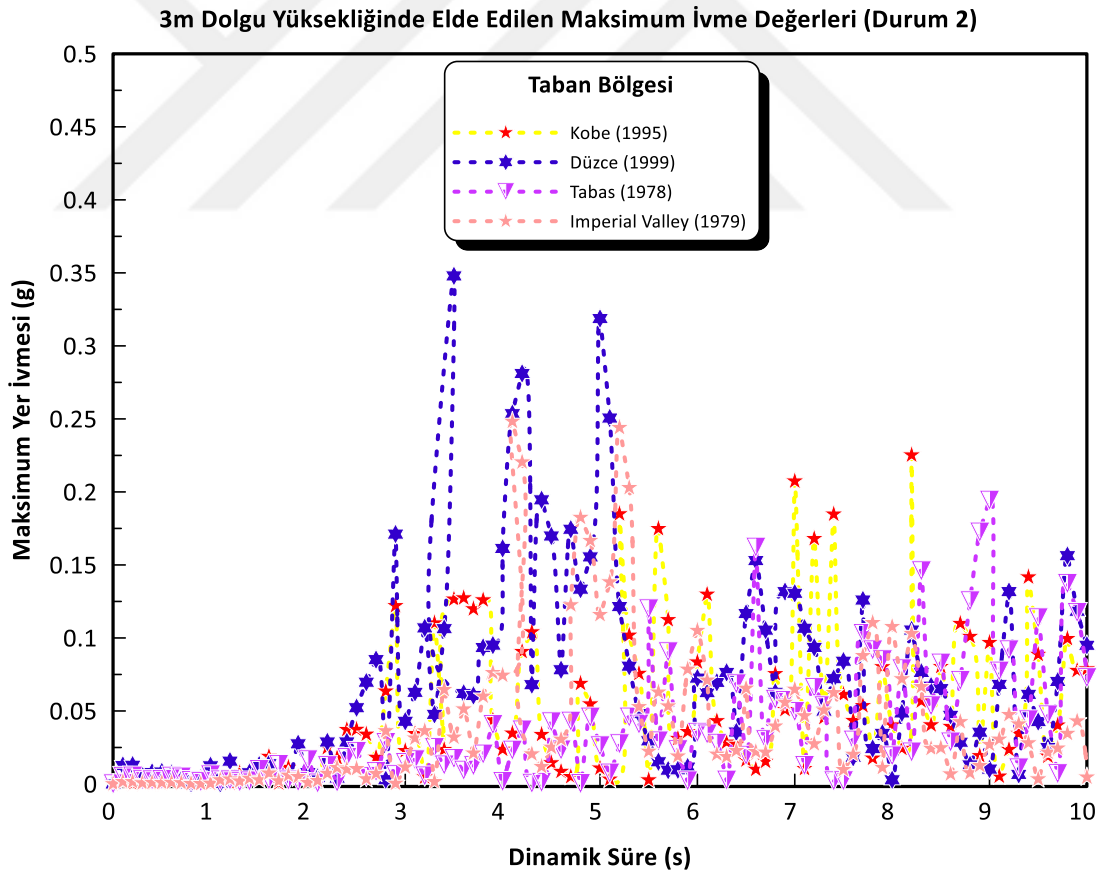
3m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri



(c)

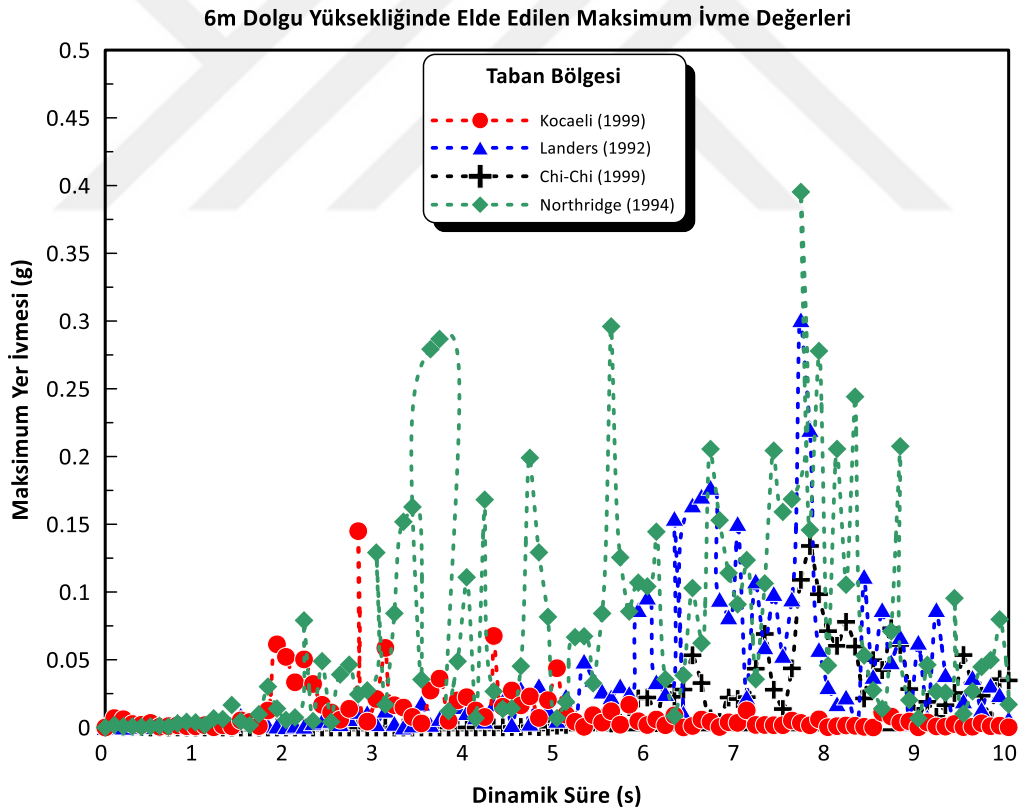
Şekil 7.29: Durum 1'de 3m dolgu yüksekliğinde; a) Taç, b) Yan Duvar, c) Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.30'da görülmektedir. 3m dolgu yüksekliğinde ve Durum 2'de Kobe deprem kaydında 0.23g, Düzce deprem kaydında 0.35g, Tabas deprem kaydında 0.2g, Imperial Valley deprem kaydında ise 0.25g ivme değerleri görülmüştür. Tablo 7.3'te de görülebileceği gibi Kobe deprem kaydında 0.28g, Düzce deprem kaydında 0.5g, Tabas deprem kaydında 0.65g ve Imperial Valley deprem kaydında ise 0.24g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası zemin tabakalarındaki %5-10 arasında değişen sönüm (damping) oranının Kobe, Düzce ve Tabas ivme kayıtlarında elde edilen ivme değerlerini azalttığı, Imperial Valley deprem kaydında ise az miktarda artırdığı görülmüştür. Durum 1'e oranla Durum 2'deki elde edilen ivme değerlerine bakıldığında daha az oranda azalış görülmektedir.



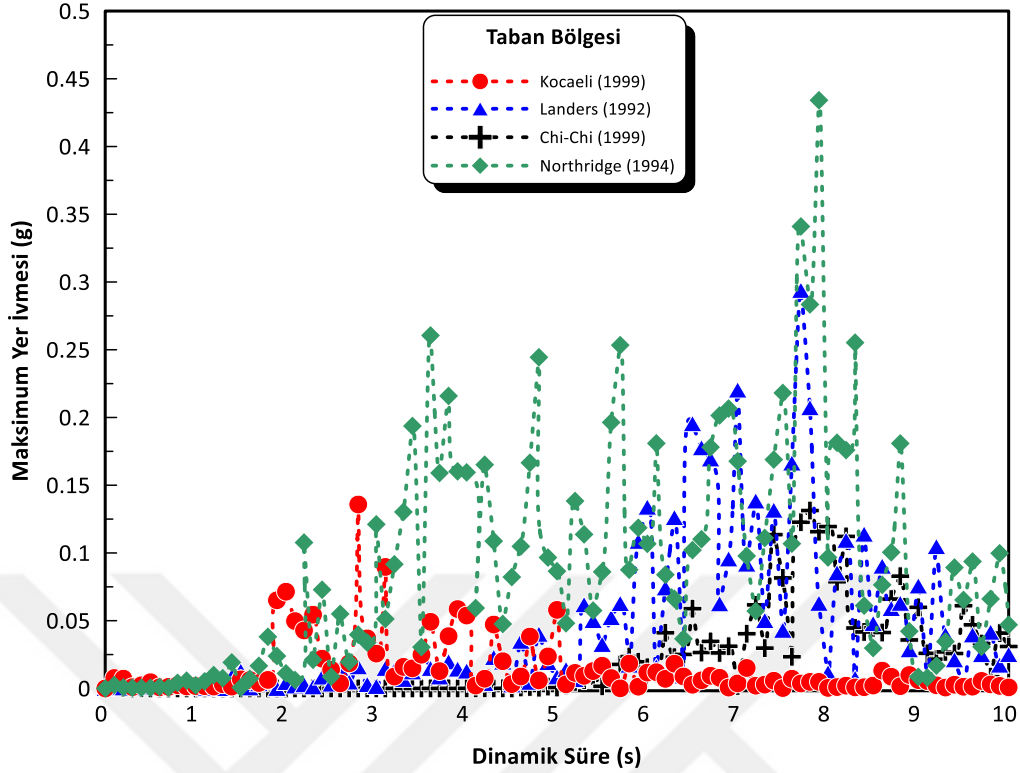
Şekil 7.30: Durum 2'de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.31 ve Şekil 7.32'de görülmektedir. 6m dolgu yüksekliğinde ve Durum 1'de Kocaeli deprem kaydında 0.15g, Landers deprem kaydında 0.3g, Chi-Chi deprem kaydında 0.13g, Northridge deprem kaydında ise 0.4g ivme değerleri görülmüştür. Durum 2'de ise Kocaeli deprem kaydında 0.13g, Landers deprem kaydında 0.3g, Chi-Chi deprem kaydında 0.13g, Northridge deprem kaydında ise 0.45g ivme değerleri görülmüştür. Tablo 7.3'te de görülebileceği gibi Kocaeli deprem kaydında 0.25g, Landers ve Chi-Chi deprem kayıtlarında 0.4g ve Northridge deprem kaydında ise 0.9g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası Durum 1 (%10-20) sönüm oranında Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'ye göre daha düşük ivme değerleri görülmüştür.



Şekil 7.31: Durum 1'de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

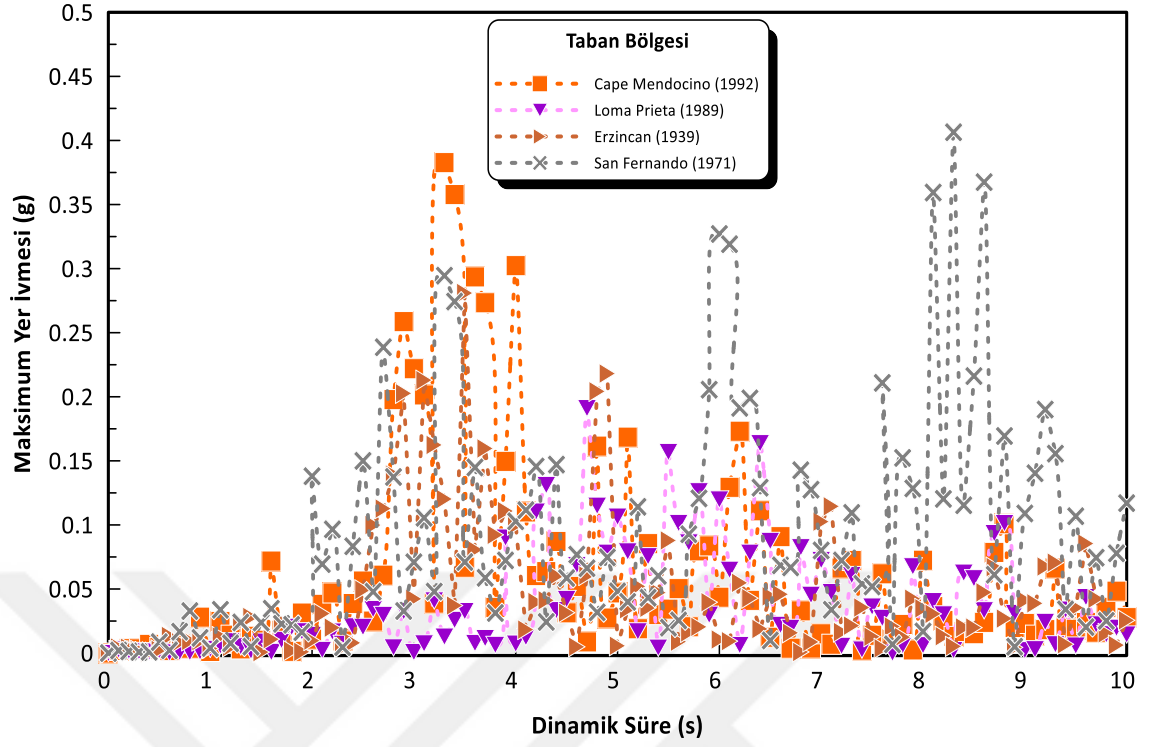
6m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri (Durum 2)



Şekil 7.32: Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

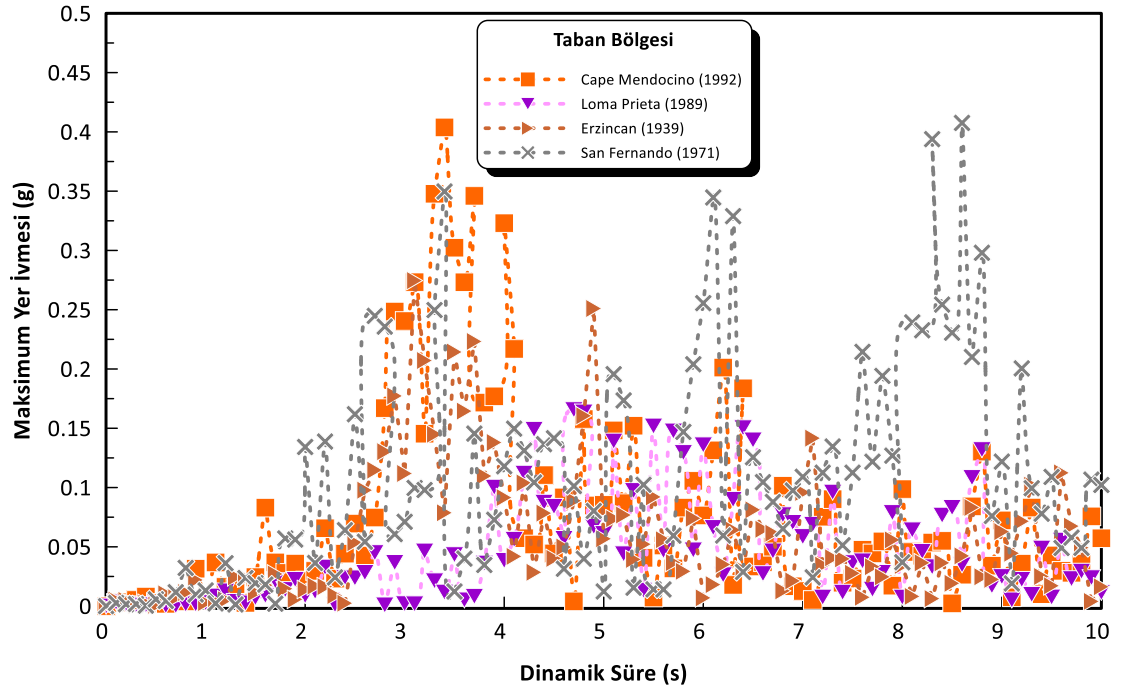
Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)’de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.33 ve Şekil 7.34’te görülmektedir. 6m dolgu yüksekliğinde ve Durum 1’de Cape Mendocino deprem kaydında 0.39g, Loma Prieta deprem kaydında 0.2g, Erzincan deprem kaydında 0.22g, San Fernando deprem kaydında ise 0.4g ivme değerleri görülmüştür. Durum 2’de ise Cape Mendocino deprem kaydında 0.42g, Loma Prieta deprem kaydında 0.18g, Erzincan deprem kaydında 0.28g, San Fernando deprem kaydında ise 0.42g ivme değerleri görülmüştür. Tablo 7.3’te de görülebileceği gibi Cape Mendocino deprem kaydında 0.65g, Loma Prieta deprem kaydında 0.1g, Erzincan deprem kaydında 0.49g ve San Fernando deprem kaydında ise 1.2g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası Durum 1 ve Durum 2 olarak değişen sönüm (damping) oranının Cape Mendocino, Erzincan ve San Fernando deprem kayıtlarındaki ivme değerlerini azalttığı, bu azalış oranının Durum 2’de Durum 1’e göre daha az olduğu görülmüştür. Loma Prieta deprem kaydında ise ivme değeri dinamik analizler sonucunda daha yüksek bulunmuştur.

6m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri



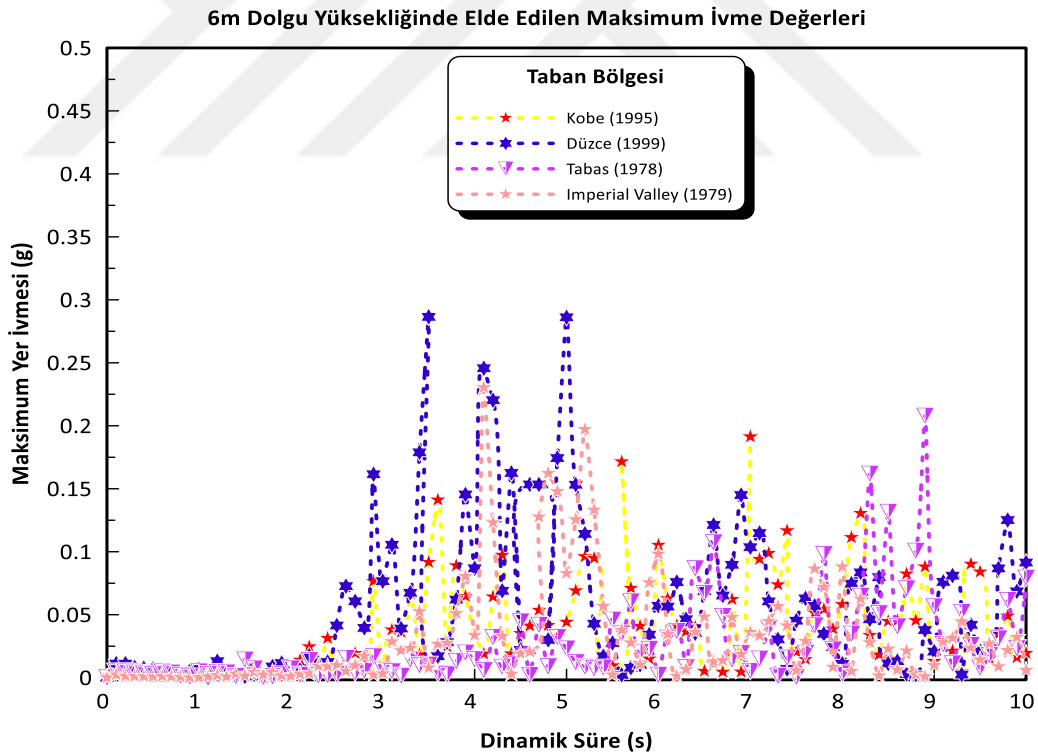
Şekil 7.33: Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

6m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri (Durum 2)



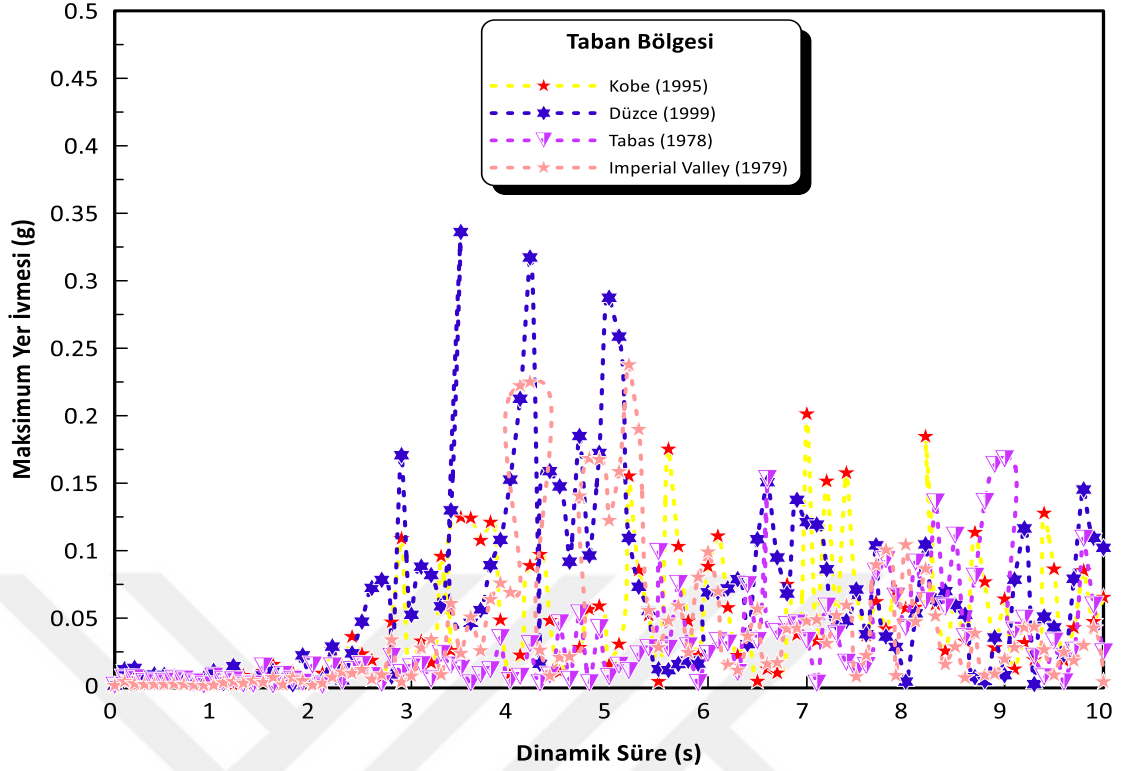
Şekil 7.34: Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.35 ve Şekil 7.36'da görülmektedir. 6m dolgu yüksekliğinde ve Durum 1'de Kobe deprem kaydında 0.18g, Düzce deprem kaydında 0.3g, Tabas deprem kaydında 0.2g, Imperial Valley deprem kaydında ise 0.23g ivme değerleri görülmüştür. Durum 2'de ise Kobe deprem kaydında 0.2g, Düzce deprem kaydında 0.34g, Tabas deprem kaydında 0.18g, Imperial Valley deprem kaydında ise 0.25g ivme değerleri görülmüştür. Tablo 7.3'te de görülebileceği gibi Kobe deprem kaydında 0.28g, Düzce deprem kaydında 0.5g, Tabas deprem kaydında 0.65g ve Imperial Valley deprem kaydında ise 0.24g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası Durum 1 ve Durum 2 olarak değişen sönüm (damping) oranının Kobe, Düzce ve Tabas ivme kayıtlarında elde edilen ivme değerlerini azalttığı, Imperial Valley deprem kaydında ise az miktarda artırdığı görülmüştür. Durum 1'e oranla Durum 2'deki elde edilen ivme değerlerine bakıldığında daha az oranda azalış görülmektedir.



Şekil 7.35: Durum 1'de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

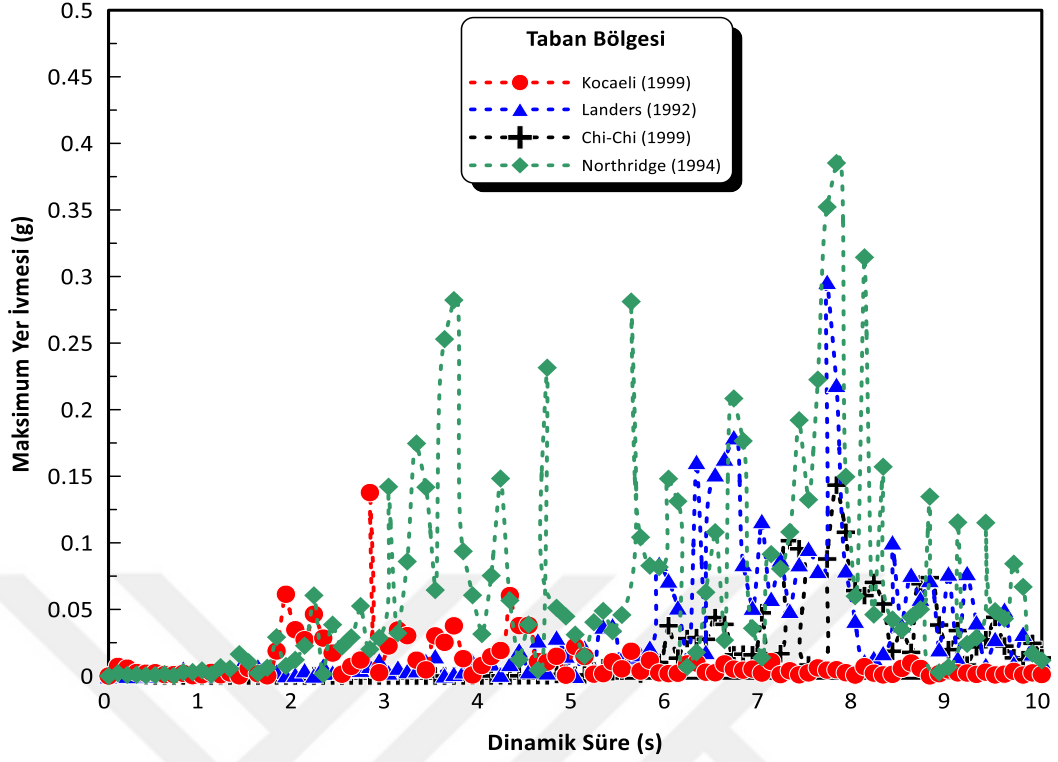
6m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri (Durum 2)



Şekil 7.36: Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

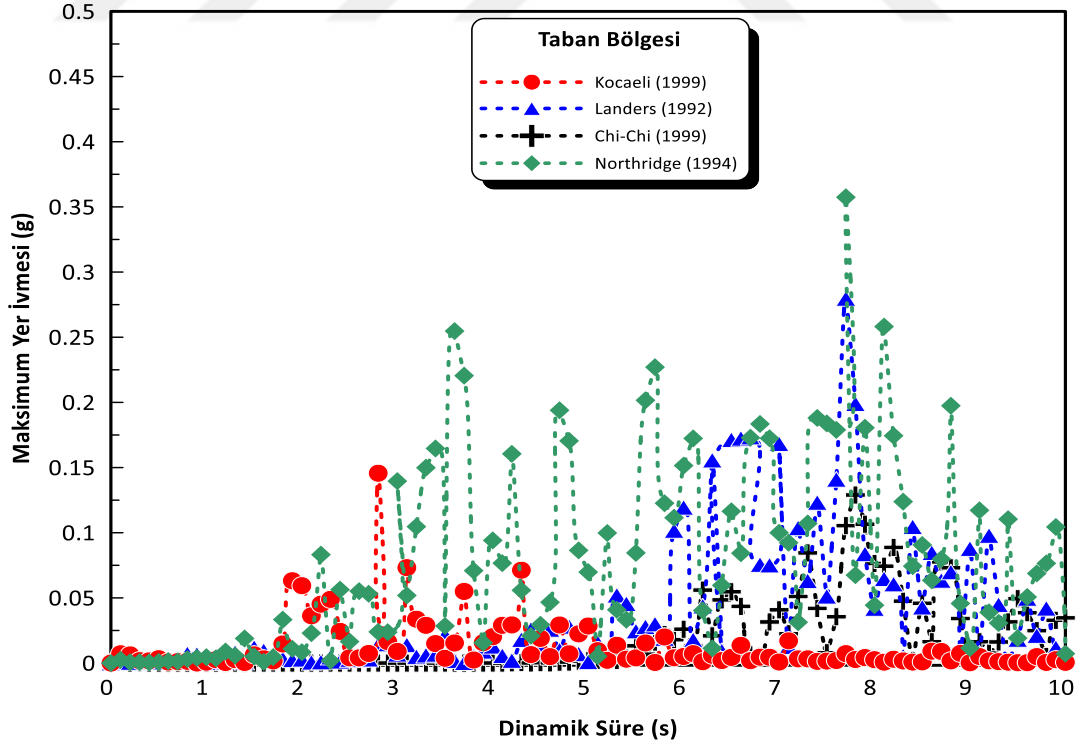
Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)’de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.37 ve Şekil 7.38’de görülmektedir. 12m dolgu yüksekliğinde ve Durum 1’de Kocaeli deprem kaydında 0.13g, Landers deprem kaydında 0.29g, Chi-Chi deprem kaydında 0.12g, Northridge deprem kaydında ise 0.38g ivme değerleri görülmüştür. Durum 2’de ise Kocaeli deprem kaydında 0.15g, Landers deprem kaydında 0.3g, Chi-Chi deprem kaydında 0.13g, Northridge deprem kaydında ise 0.36g ivme değerleri görülmüştür. Tablo 7.3’te de görülebileceği gibi Kocaeli deprem kaydında 0.25g, Landers ve Chi-Chi deprem kayıtlarında 0.4g ve Northridge deprem kaydında ise 0.9g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası Durum 1 (%10-20) sönüm oranında Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)’ye göre Northridge ivme kaydı dışında daha düşük ivme değerleri görülmüştür.

12m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri



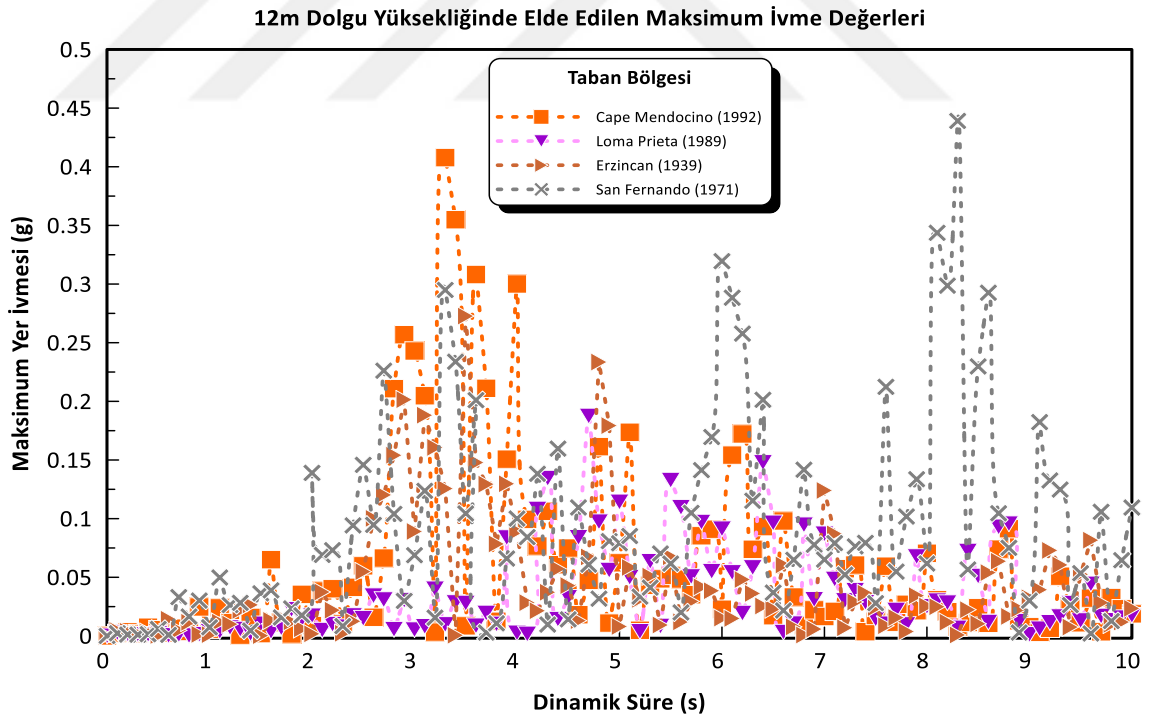
Şekil 7.37: Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

12m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri (Durum 2)



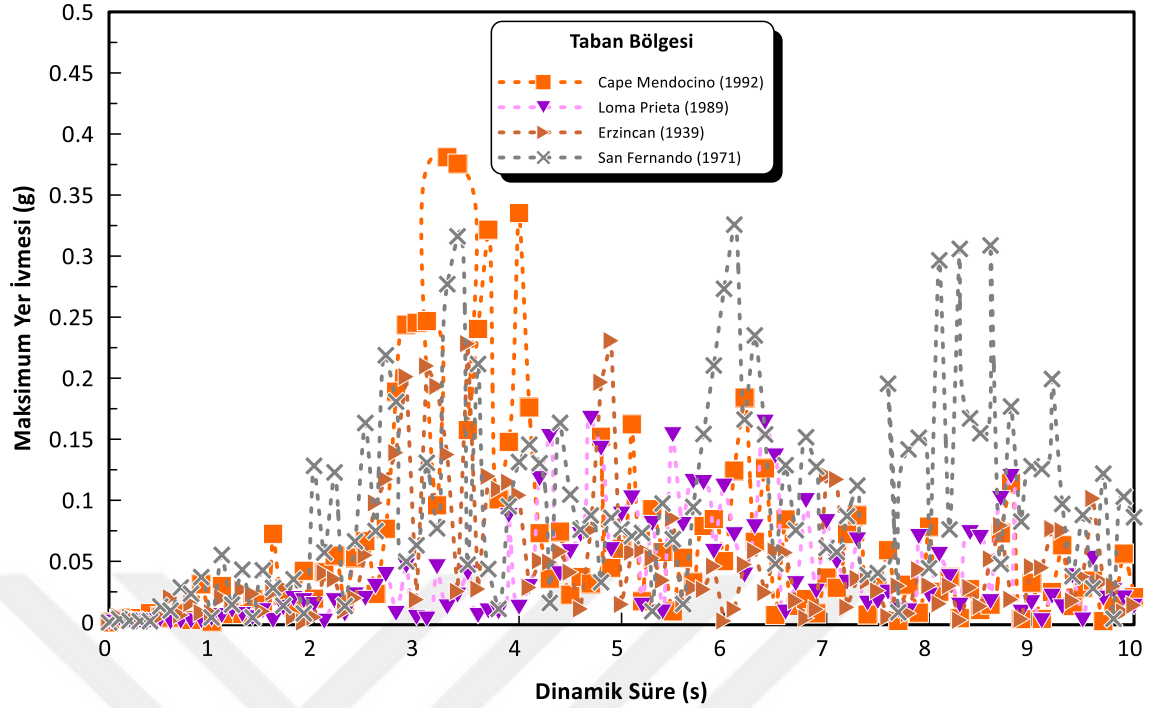
Şekil 7.38: Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.39 ve Şekil 7.40'ta görülmektedir. 12m dolgu yüksekliğinde ve Durum 1'de Cape Mendocino deprem kaydında 0.41g, Loma Prieta deprem kaydında 0.2g, Erzincan deprem kaydında 0.22g, San Fernando deprem kaydında ise 0.45g ivme değerleri görülmüştür. Durum 2'de ise Cape Mendocino deprem kaydında 0.4g, Loma Prieta deprem kaydında 0.18g, Erzincan deprem kaydında 0.22g, San Fernando deprem kaydında ise 0.42g ivme değerleri görülmüştür. Tablo 7.3'te de görülebileceği gibi Cape Mendocino deprem kaydında 0.65g, Loma Prieta deprem kaydında 0.1g, Erzincan deprem kaydında 0.49g ve San Fernando deprem kaydında ise 1.2g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası Durum 1 ve Durum 2 olarak değişen sönüm (damping) oranının Cape Mendocino, Erzincan ve San Fernando deprem kayıtlarındaki ivme değerlerini azalttığı, bu azalış oranının Durum 2'de Durum 1'e göre daha fazla olduğu görülmüştür. Loma Prieta deprem kaydında ise ivme değeri dinamik analizler sonucunda daha yüksek bulunmuştur.



Şekil 7.39: Durum 1'de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

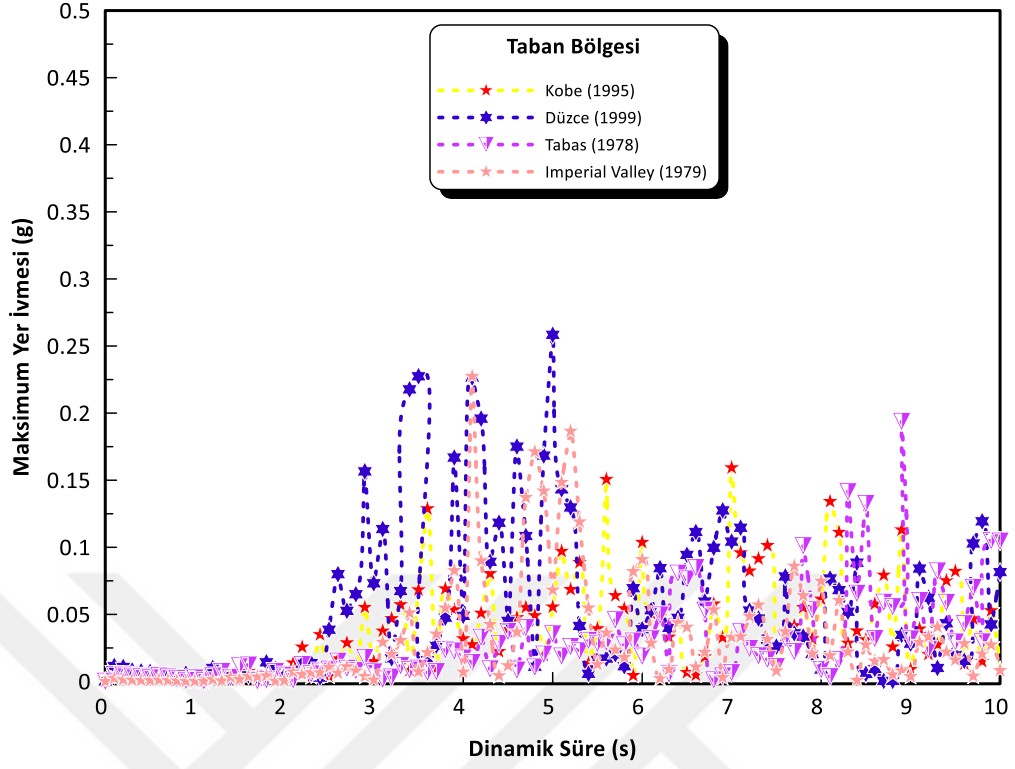
12m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri (Durum 2)



Şekil 7.40: Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

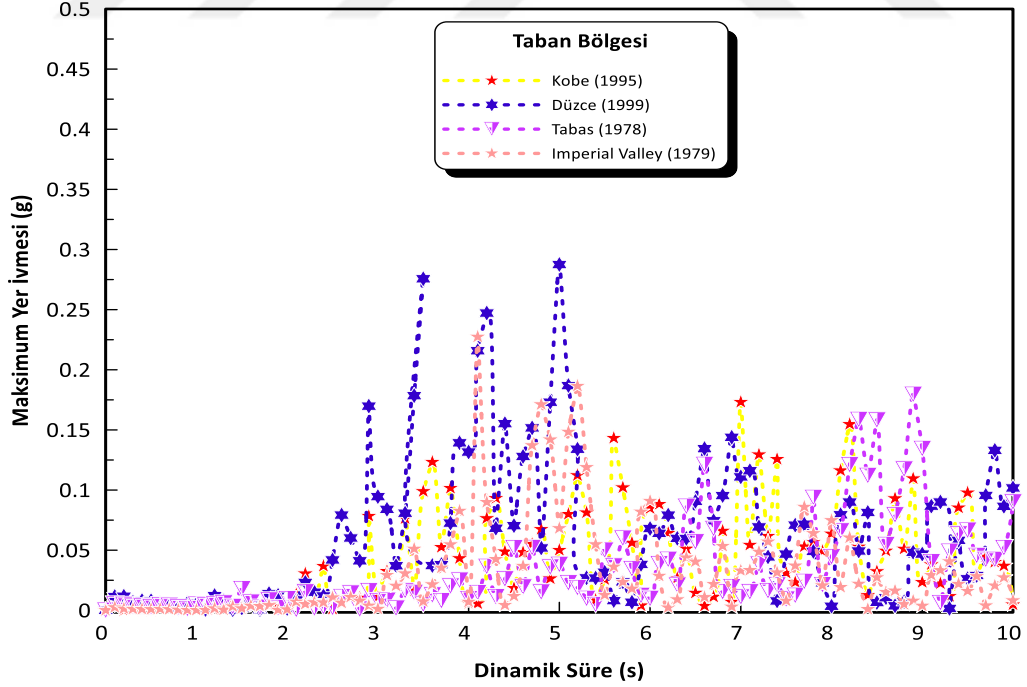
Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)’de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı ivme değerleri Şekil 7.41 ve Şekil 7.42’de görülmektedir. 12m dolgu yüksekliğinde ve Durum 1’de Kobe deprem kaydında 0.15g, Düzce deprem kaydında 0.25g, Tabas deprem kaydında 0.18g, Imperial Valley deprem kaydında ise 0.23g ivme değerleri görülmüştür. Durum 2’de ise Kobe deprem kaydında 0.18g, Düzce deprem kaydında 0.3g, Tabas deprem kaydında 0.18g, Imperial Valley deprem kaydında ise 0.24g ivme değerleri görülmüştür. Tablo 7.3’te de görülebileceği gibi Kobe deprem kaydında 0.28g, Düzce deprem kaydında 0.5g, Tabas deprem kaydında 0.65g ve Imperial Valley deprem kaydında ise 0.24g PGA bulunmaktadır. Dinamik analizler sonrası Durum 1 ve Durum 2 olarak değişen sönüm (damping) oranının ivme kayıtlarında elde edilen ivme değerlerini azalttığı görülmüştür. Durum 1’e oranla Durum 2’deki elde edilen ivme değerlerine bakıldığında daha az oranda azalış görülmektedir.

12m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri



Şekil 7.41: Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

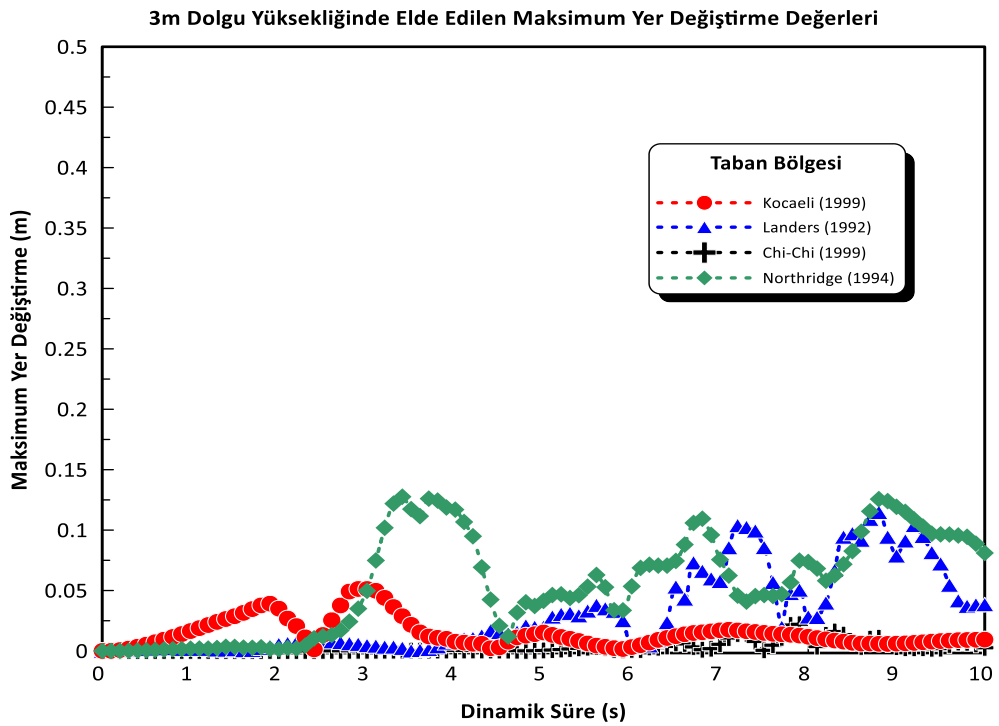
12m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum İvme Değerleri (Durum 2)



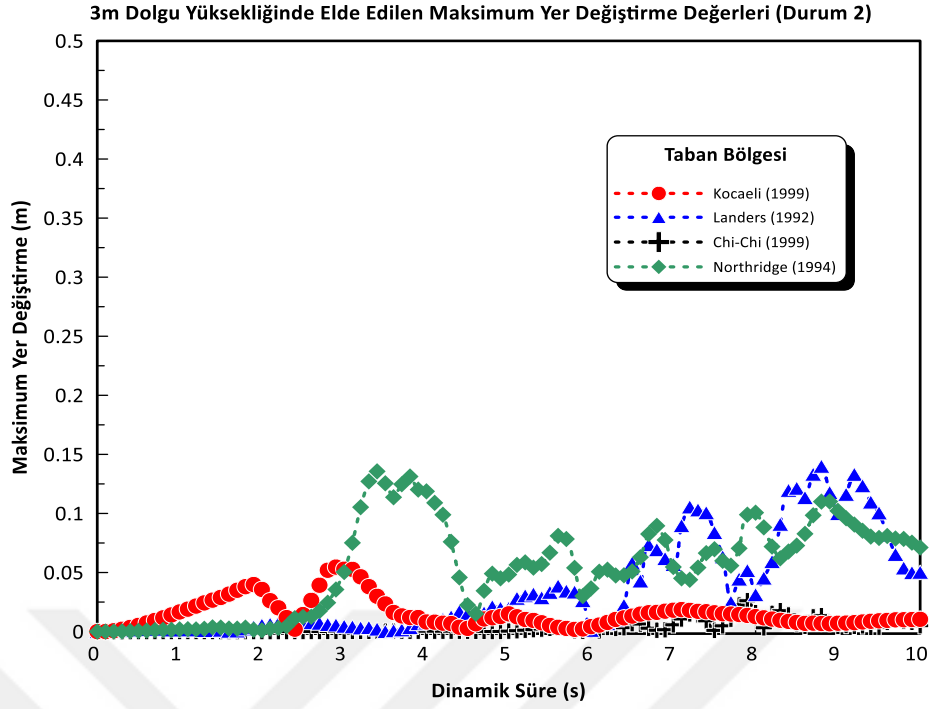
Şekil 7.42: Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum ivme değerleri

7.9 Boru Bölgelerinde Görülen Yer Değiştirme Değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı yer değiştirme değerleri Şekil 7.43 ve Şekil 7.44'te görülmektedir. 3m dolgu yüksekliğinde, Durum 1'de Kocaeli deprem kaydında elde edilen maksimum yer değiştirme (m) değeri 0.05m'dir. Landers deprem kaydında 0.12m, Chi-Chi deprem kaydında 0.02m, Northridge deprem kaydında ise 0.13m'dir. Durum 2'de ise, Kocaeli deprem kaydında elde edilen maksimum yer değiştirme (m) değeri 0.06m'dir. Landers deprem kaydında 0.15m, Chi-Chi deprem kaydında 0.025m, Northridge deprem kaydında ise 0.14m'dir. Tablo 7.3'te de görülebildiği gibi Northridge ve Landers deprem kayıtlarının PGD değerleri Kocaeli ve Chi-Chi depremlerinden yüksek olmasından dolayı boru kesitinde elde edilen yer değiştirme değerleri daha yüksek çıkmıştır. Durum 2'deki sönüm oranları kullanıldığında Durum 1'e göre daha yüksek yer değiştirme değerleri vermiştir.

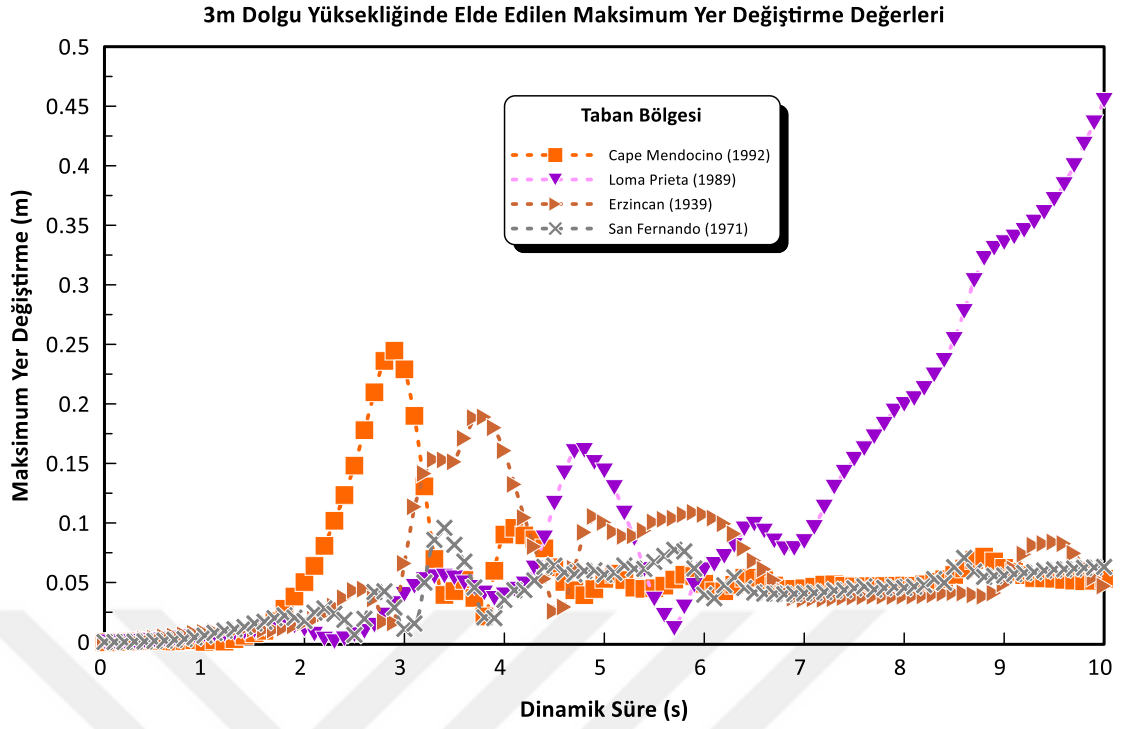


Şekil 7.43: Durum 1'de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

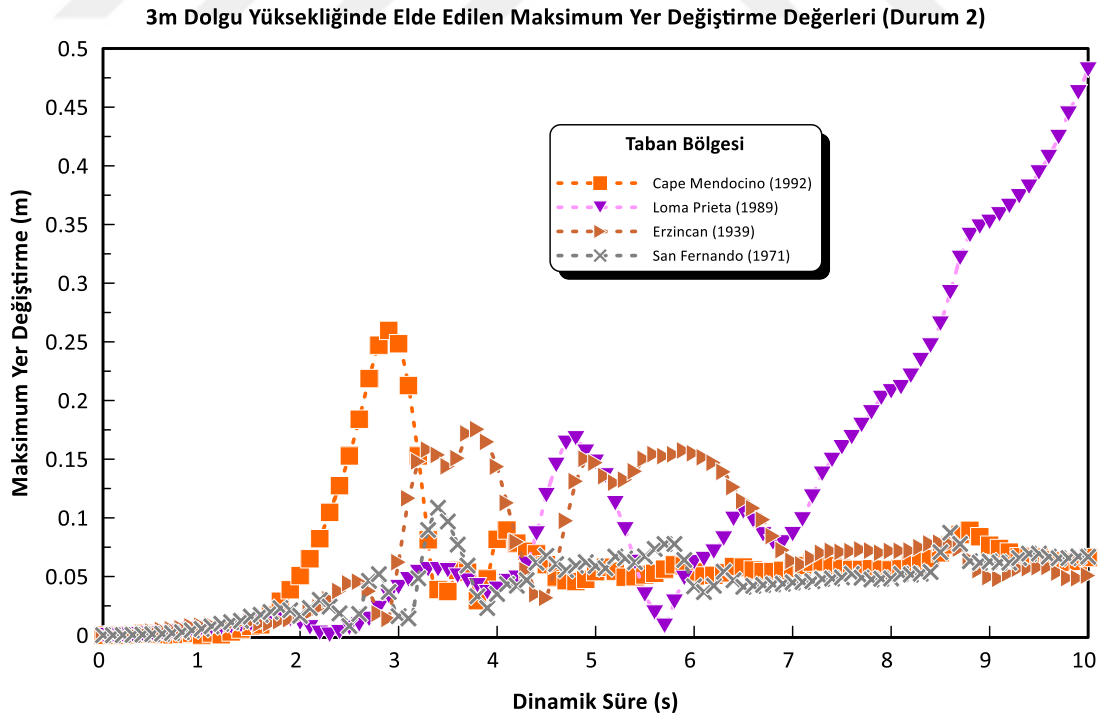


Şekil 7.44: Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)’de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı yer değiştirme değerleri Şekil 7.45 ve Şekil 7.46’da görülmektedir. 3m dolgu yüksekliğinde, Durum 1’de Cape Mendocino deprem kaydında elde edilen maksimum yer değiştirme (m) değeri 0.25m’dir. Loma Prieta deprem kaydında 0.45m, Erzincan deprem kaydında 0.18m, San Fernando deprem kaydında ise 0.12m’dir. Durum 2’de ise, Cape Mendocino deprem kaydında elde edilen maksimum yer değiştirme (m) değeri 0.27m’dir. Loma Prieta deprem kaydında 0.48m, Erzincan deprem kaydında 0.18m, San Fernando deprem kaydında ise 0.12m’dir. Tablo 7.3’te de görülebildiği gibi Cape Mendocino ve Loma Prieta deprem kayıtlarının PGD değerleri Erzincan ve San Fernando depremlerinden yüksek olmasından dolayı boru kesitinde elde edilen yer değiştirme değerleri daha yüksek çıkmıştır. Durum 2’deki sönüm oranları kullanıldığında Durum 1’e göre daha yüksek yer değiştirme değerleri vermiştir.

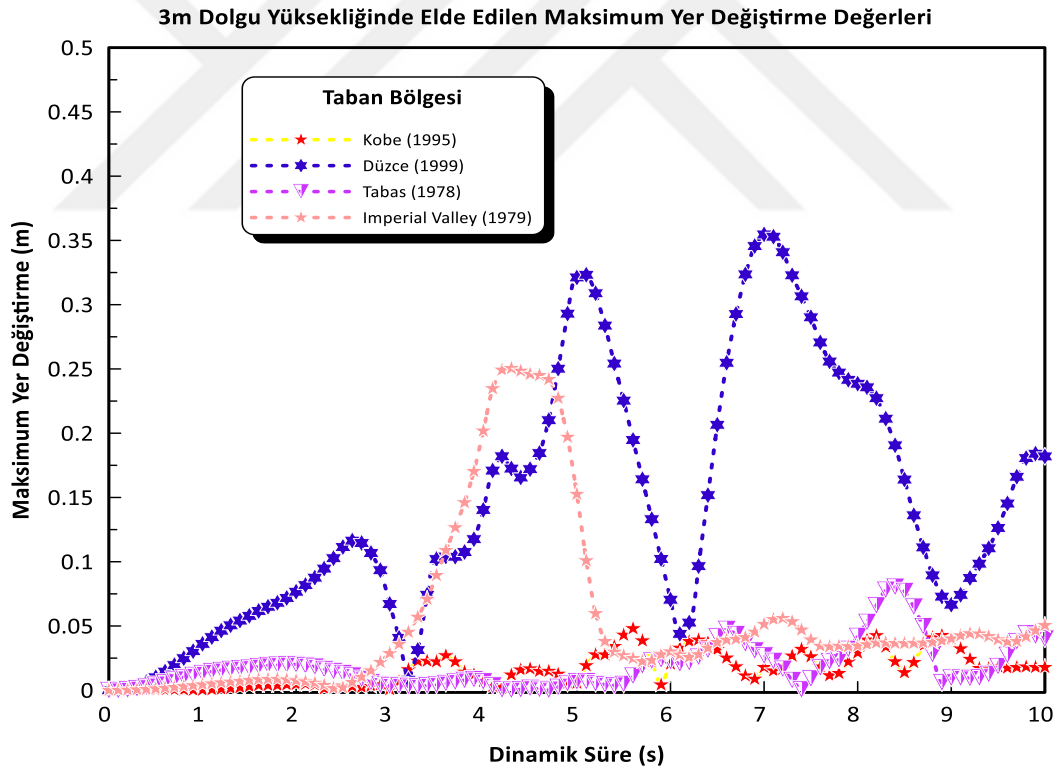


Şekil 7.45: Durum 1’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

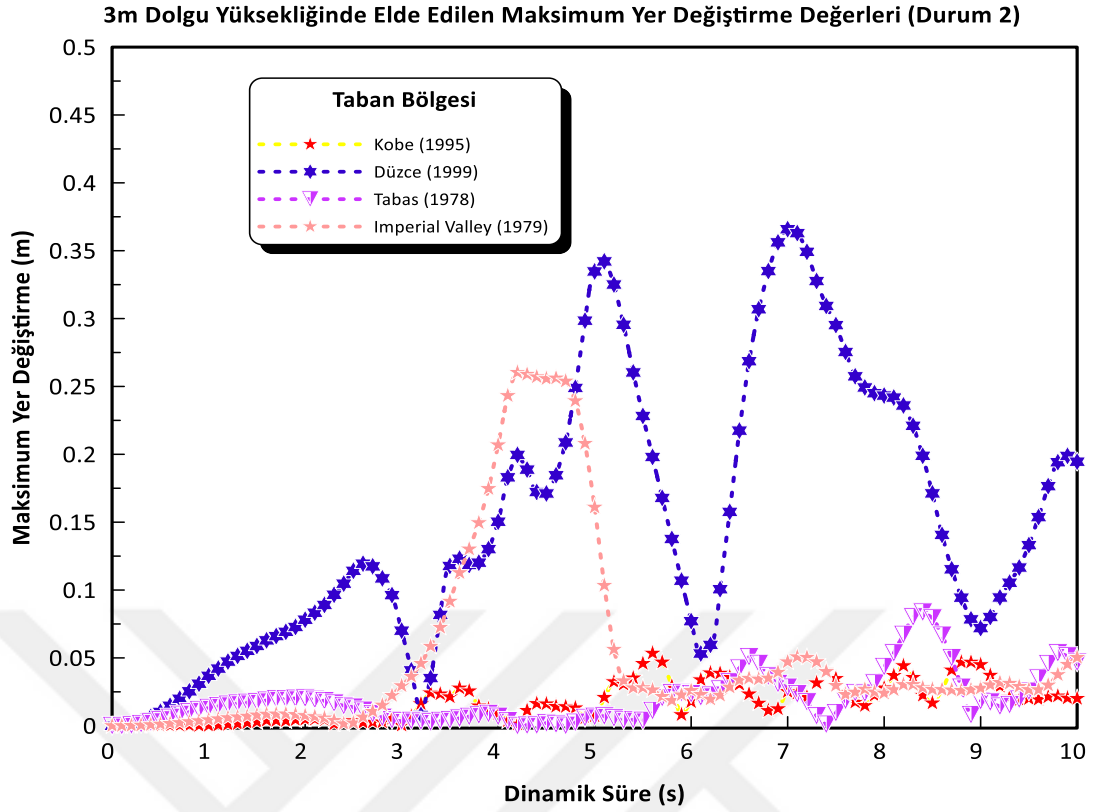


Şekil 7.46: Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı yer değiştirme değerleri Şekil 7.47 ve Şekil 7.48'de görülmektedir. 3m dolgu yüksekliğinde, Durum 1'de Kobe deprem kaydında elde edilen maksimum yer değiştirme (m) değeri 0.05m'dir. Düzce deprem kaydında 0.35m, Tabas deprem kaydında 0.07m, Imperial Valley deprem kaydında ise 0.25m'dir. Durum 2'de ise, Kobe deprem kaydında elde edilen maksimum yer değiştirme (m) değeri 0.06m'dir. Düzce deprem kaydında 0.37m, Tabas deprem kaydında 0.08m, Imperial Valley deprem kaydında ise 0.26m'dir. Tablo 7.3'te de görülebildiği gibi Düzce ve Imperial Valley deprem kayıtlarının PGD değerleri Kobe ve Tabas depremlerinden yüksek olmasından dolayı boru kesitinde elde edilen yer değiştirme değerleri daha yüksek çıkmıştır. Durum 2'deki sönüm oranları kullanıldığında Durum 1'e göre daha yüksek yer değiştirme değerleri vermiştir.



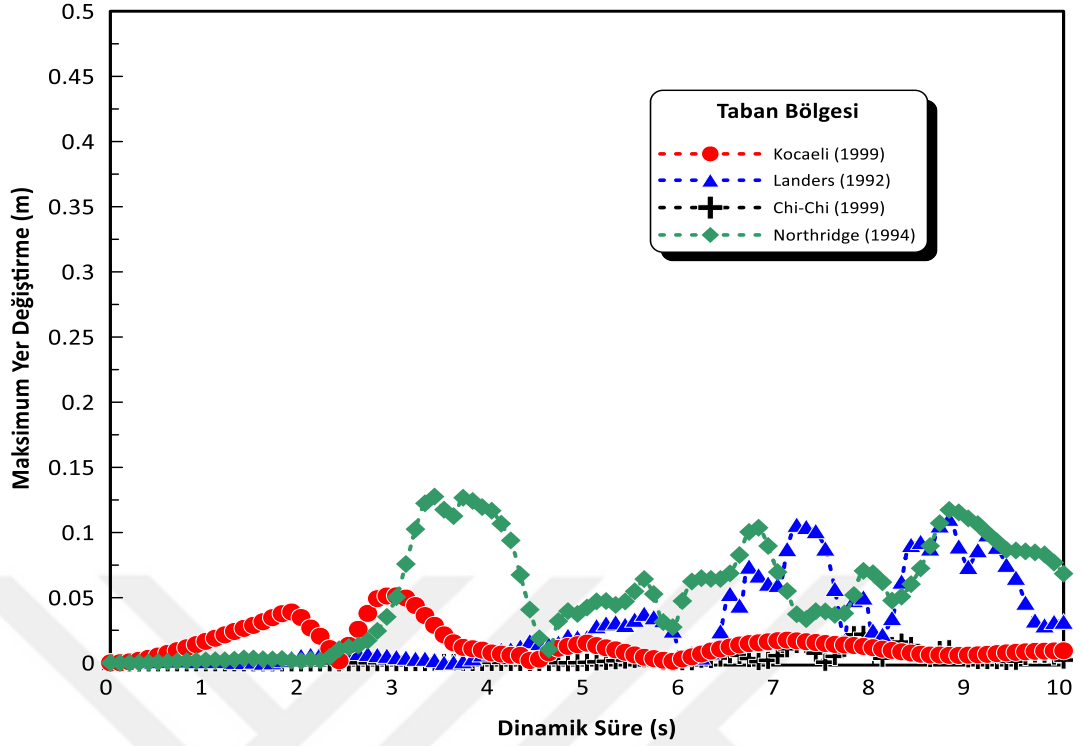
Şekil 7.47: Durum 1'de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri



Şekil 7.48: Durum 2’de 3m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

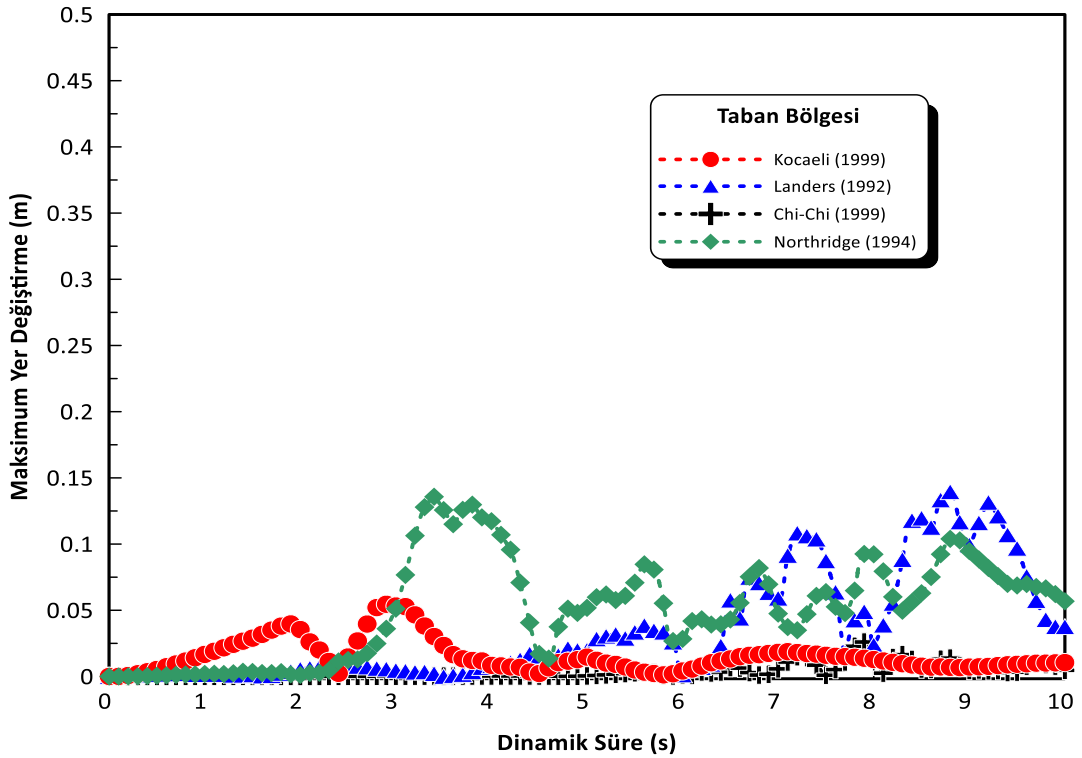
Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)’de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı yer değiştirme değerleri Şekil 7.49 ve Şekil 7.50’de görülmektedir. 6m dolgu yüksekliğinde, Durum 1’de Kocaeli deprem kaydında elde edilen maksimum yer değiştirme (m) değeri 0.05m’dir. Landers deprem kaydında 0.1m, Chi-Chi deprem kaydında 0.02m, Northridge deprem kaydında ise 0.13m’dir. Durum 2’de ise, Kocaeli deprem kaydında elde edilen maksimum yer değiştirme (m) değeri 0.06m’dir. Landers deprem kaydında 0.14m, Chi-Chi deprem kaydında 0.024m, Northridge deprem kaydında ise 0.14m’dir. Tablo 7.3’te de görülebildiği gibi Northridge ve Landers deprem kayıtlarının PGD değerleri Kocaeli ve Chi-Chi depremlerinden yüksek olmasından dolayı boru kesitinde elde edilen yer değiştirme değerleri daha yüksek çıkmıştır. Durum 2’deki sönüm oranları kullanıldığında Durum 1’e göre daha yüksek yer değiştirme değerleri vermiştir.

6m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum Yer Değiştirme Değerleri



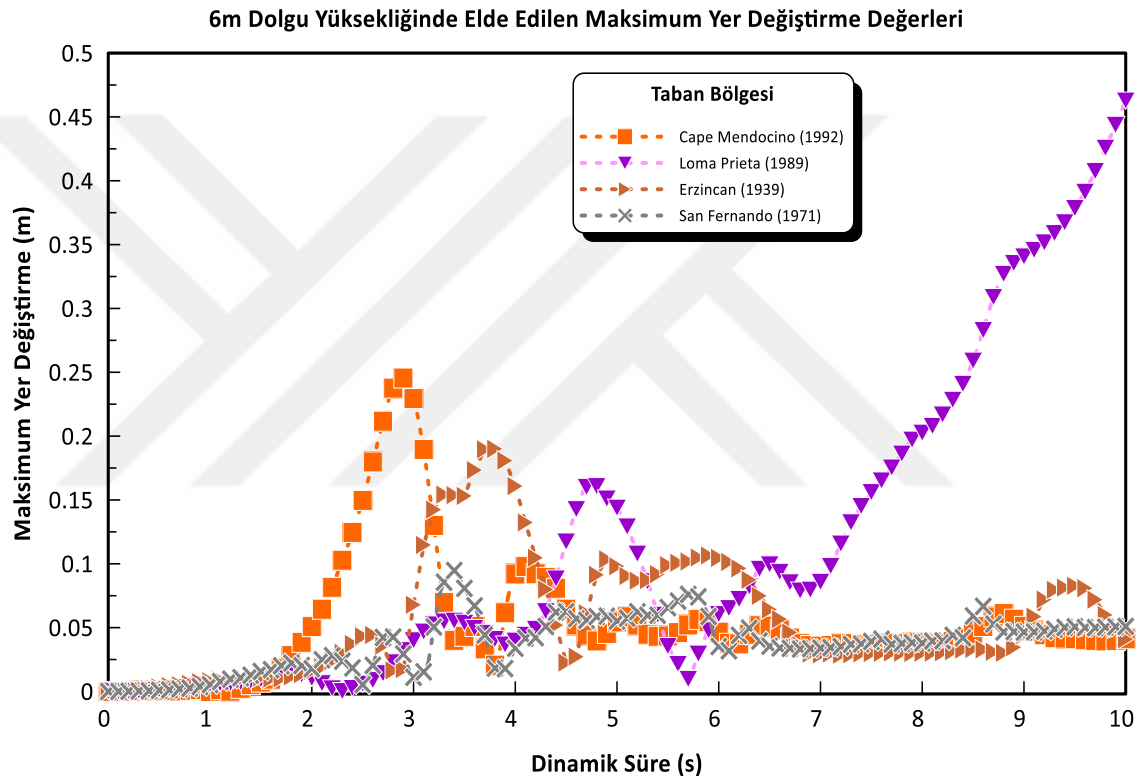
Şekil 7.49: Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

6m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum Yer Değiştirme Değerleri (Durum 2)

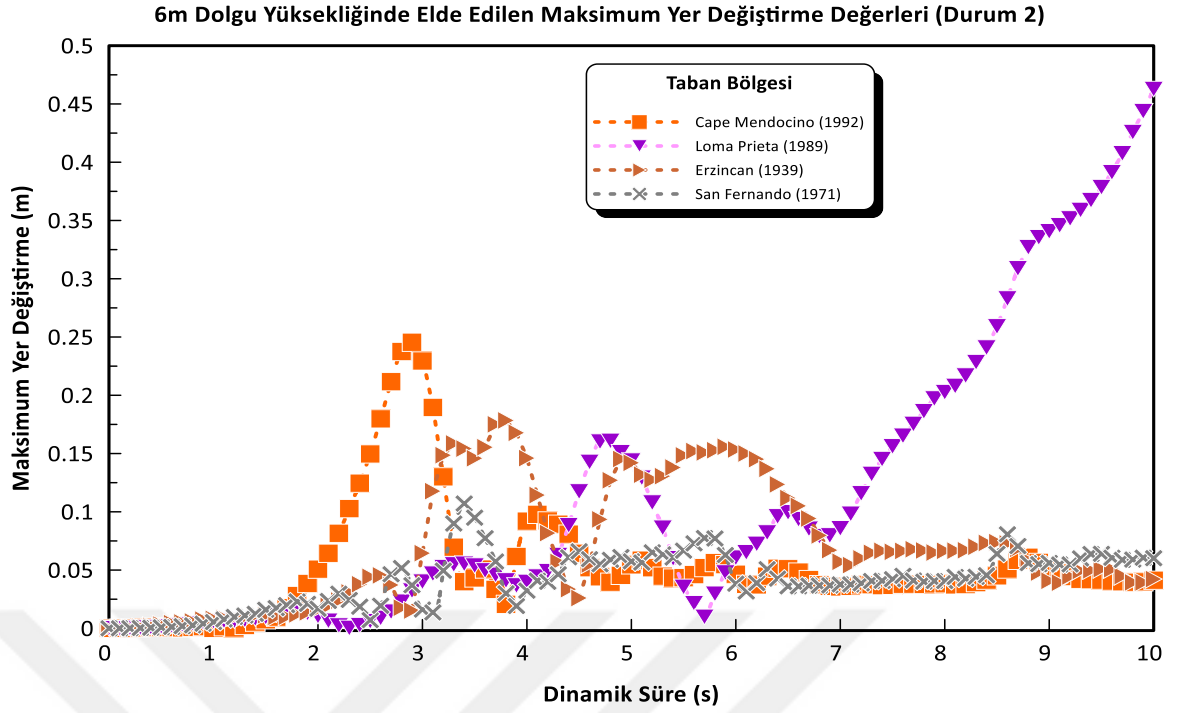


Şekil 7.50: Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı yer değiştirme değerleri Şekil 7.51 ve Şekil 7.52'de görülmektedir. 6m dolgu yüksekliğinde de 3m dolgu yüksekliğindeki değerler ile örtüşen değerler görülmüş olup Loma Prieta depreminde Durum 2'de 0.45m yer değiştirme görülmüştür. Bu değer 3m dolgu yüksekliğinde 0.48m'dir.

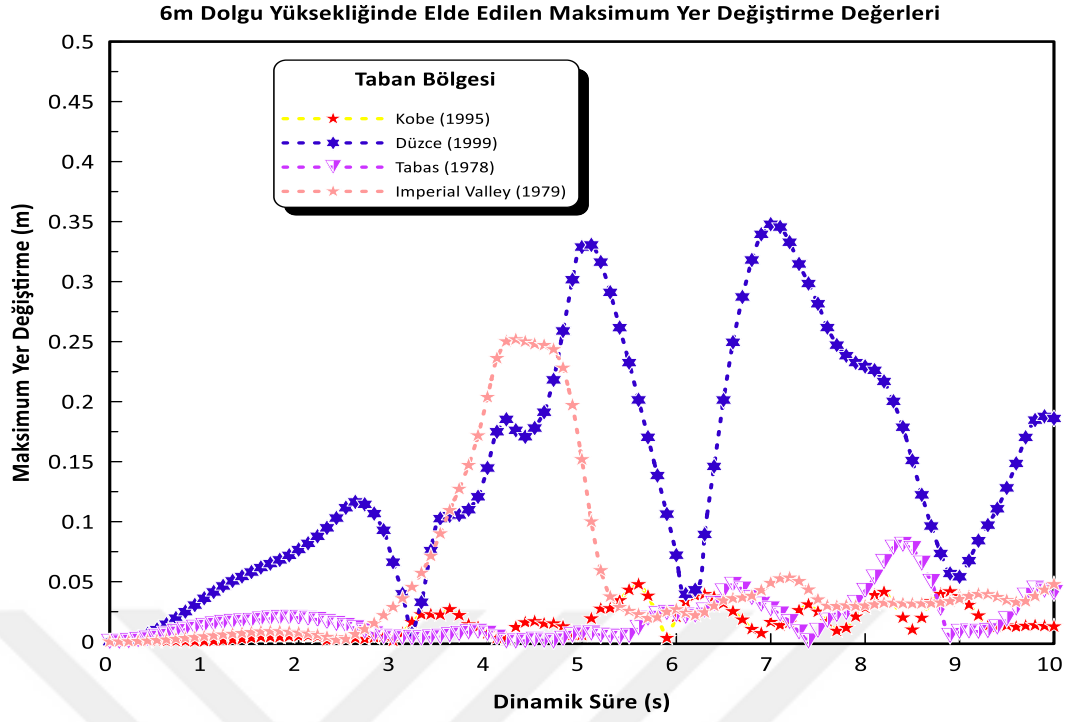


Şekil 7.51: Durum 1'de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

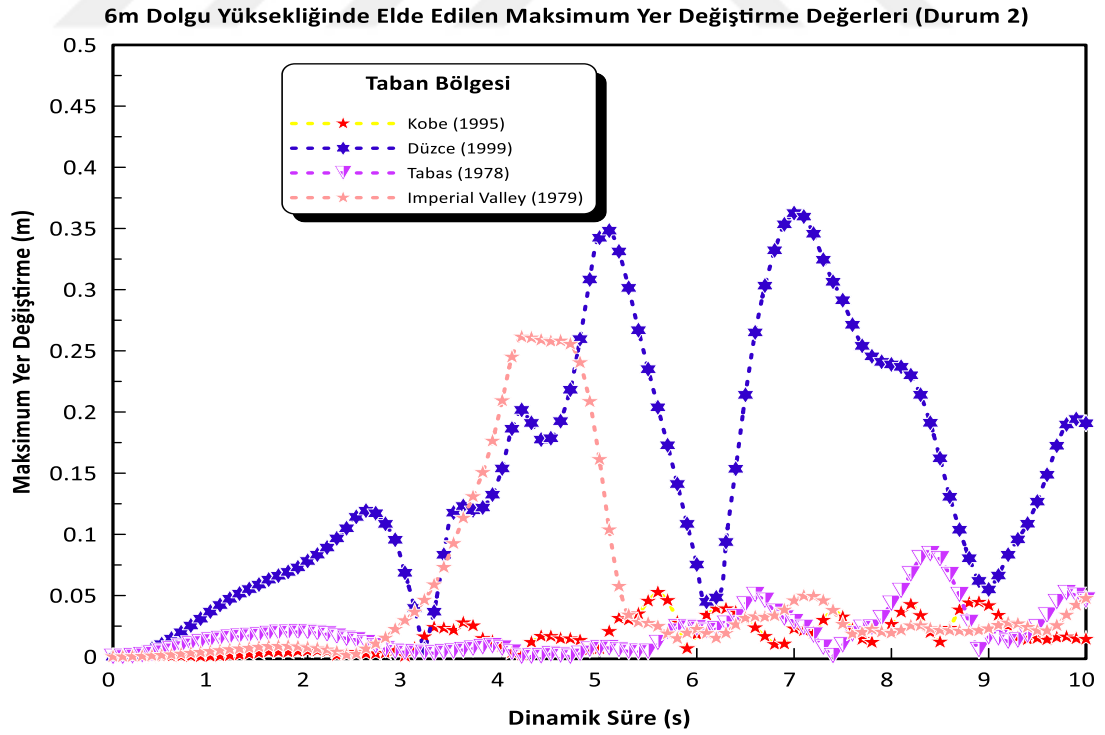


Şekil 7.52: Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)’de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı yer değiştirme değerleri Şekil 7.53 ve Şekil 7.54’te görülmektedir. 6m dolgu yüksekliğinde de 3m dolgu yüksekliğindeki değerler ile örtüşen değerler görülmüştür.

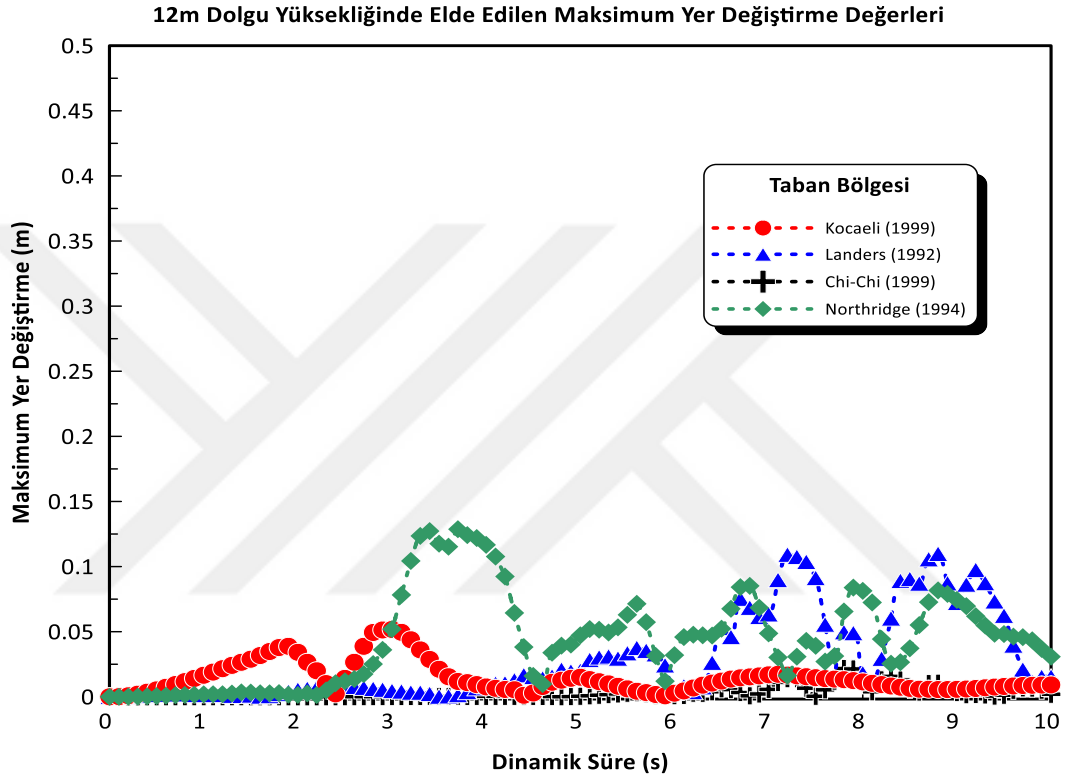


Şekil 7.53: Durum 1’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

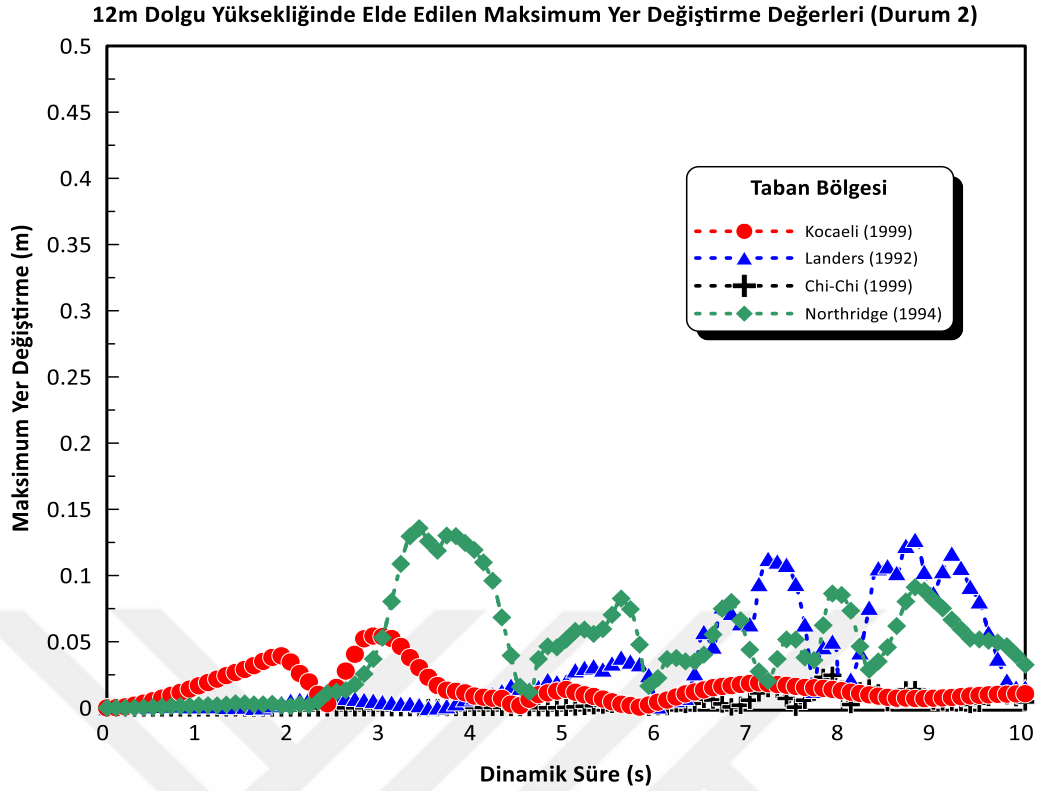


Şekil 7.54: Durum 2’de 6m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı yer değiştirme değerleri Şekil 7.55 ve Şekil 7.56'da görülmektedir. 12m dolgu yüksekliğinde de 3m ve 6m dolgu yüksekliğindeki değerler ile örtüşen değerler görülmüştür.



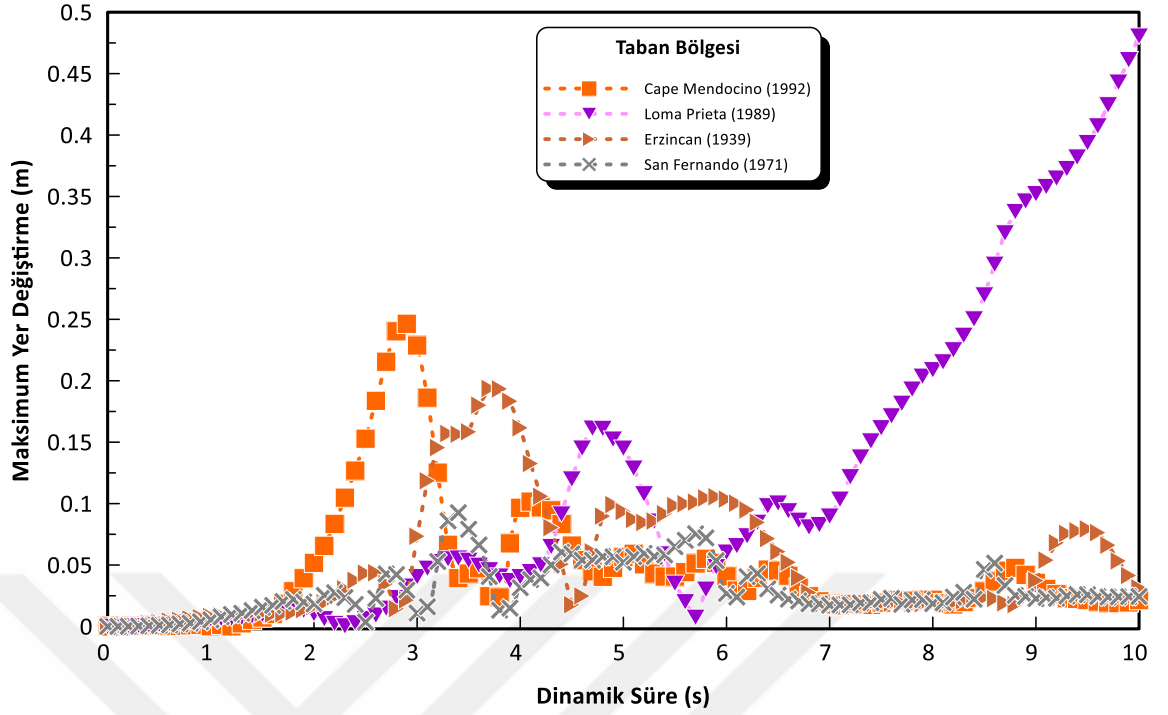
Şekil 7.55: Durum 1'de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri



Şekil 7.56: Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

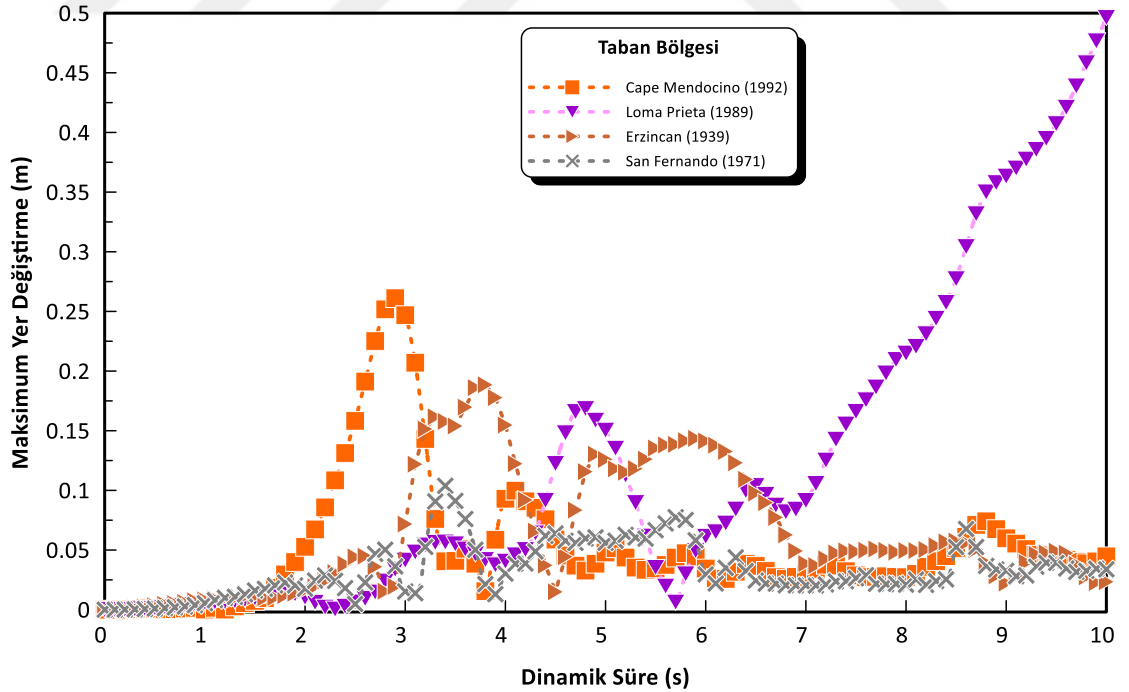
Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)’de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı yer değiştirme değerleri Şekil 7.57 ve Şekil 7.58’de görülmektedir. 12m dolgu yüksekliğinde de 3m ve 6m dolgu yüksekliğindeki değerler ile örtüşen değerler görülmüştür.

12m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum Yer Değiştirme Değerleri



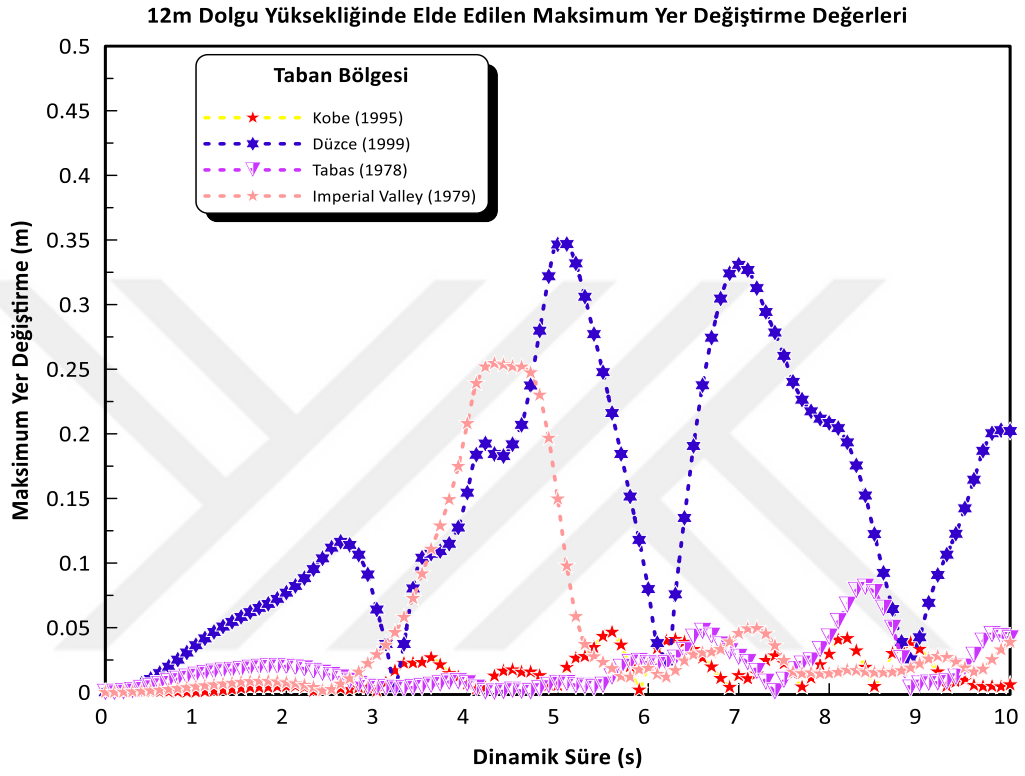
Şekil 7.57: Durum 1’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

12m Dolgu Yüksekliğinde Elde Edilen Maksimum Yer Değiştirme Değerleri (Durum 2)

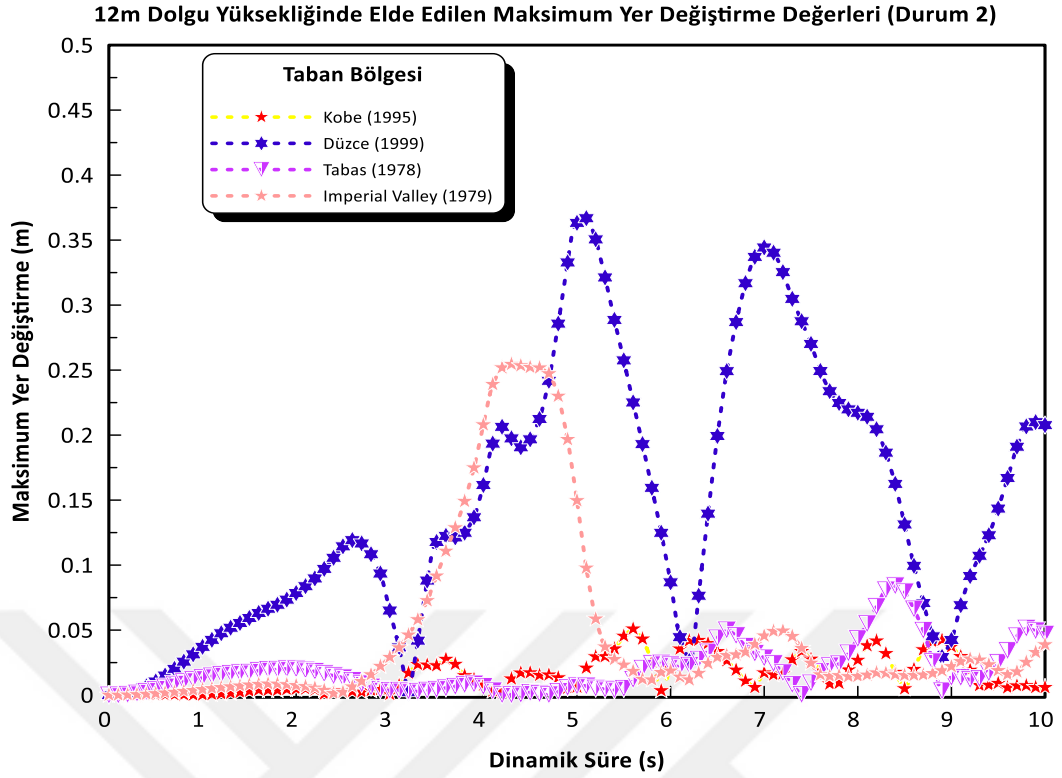


Şekil 7.58: Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

Yapılan dinamik analizlerde kullanılan deprem ivme kayıtlarının Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10 sönüm oranı)'de borunun taban bölgesinde elde edilen zamana bağlı yer değiştirme değerleri Şekil 7.59 ve Şekil 7.60'ta görülmektedir. 12m dolgu yüksekliğinde de 3m ve 6m dolgu yüksekliğindeki değerler ile örtüşen değerler görülmüştür.



Şekil 7.59: Durum 1'de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

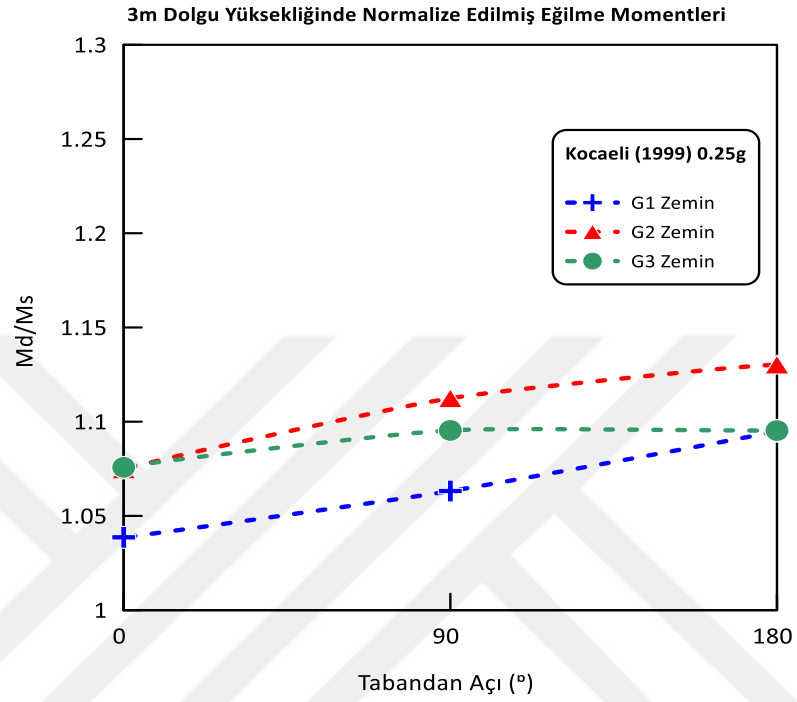


Şekil 7.60: Durum 2’de 12m dolgu yüksekliğinde Taban bölgesi için maksimum yer değiştirme değerleri

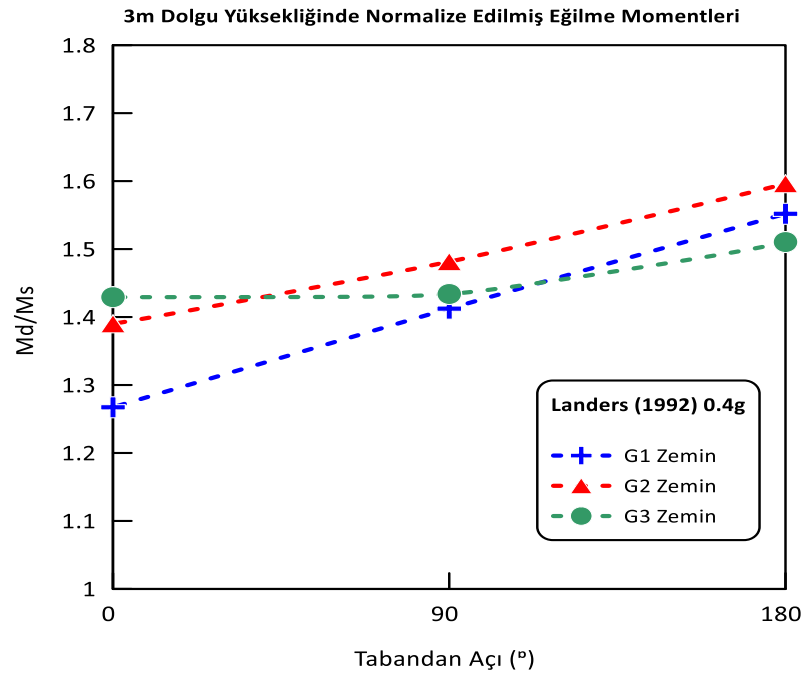
7.10 Geri Dolgu Malzemesinin Rijitliğindeki Değişimin Etkisi

M_d/M_s oranı, dinamik durumda elde edilen maksimum eğilme momentinin statik durumda elde edilen maksimum eğilme momentine oranını ifade ederken geri dolgu malzemelerinin rijitliklerindeki değişimin normalize edilmiş momentlere etkisine bakılmak için 4 adet deprem ivme kaydı bu analizlerde kullanılmıştır. Şekil 7.61’de görüldüğü üzere geri dolgu zemin grubu G1, G2 ve G3’ün değişiminde rijitlik özellikleri değiştiğinden dinamik analizlerin sonucunda normalize edilmiş eğilme momenti değerleri birbirinden farklı çıkmaktadır. Kocaeli deprem kaydında G1 geri dolgu zemin grubu kullanıldığında borunun taç bölgesinde eğilme momenti değerlerinde statik analizlere göre %7 artış gözlemlenirken bu oran G2 zemin grubunda %12 iken G3 zemin grubunda ise %7’dir. Landers deprem kaydında ise G1 zemin grubunda taç bölgesinde %52, G2 zemin grubunda %50, G3 zemin grubunda ise %55’tir. Chi-Chi deprem kaydında borunun taç bölgesinde G1 zemin grubunda eğilme momenti değerleri statik analizlere göre %10 artıştayken bu oran, G2 zemin

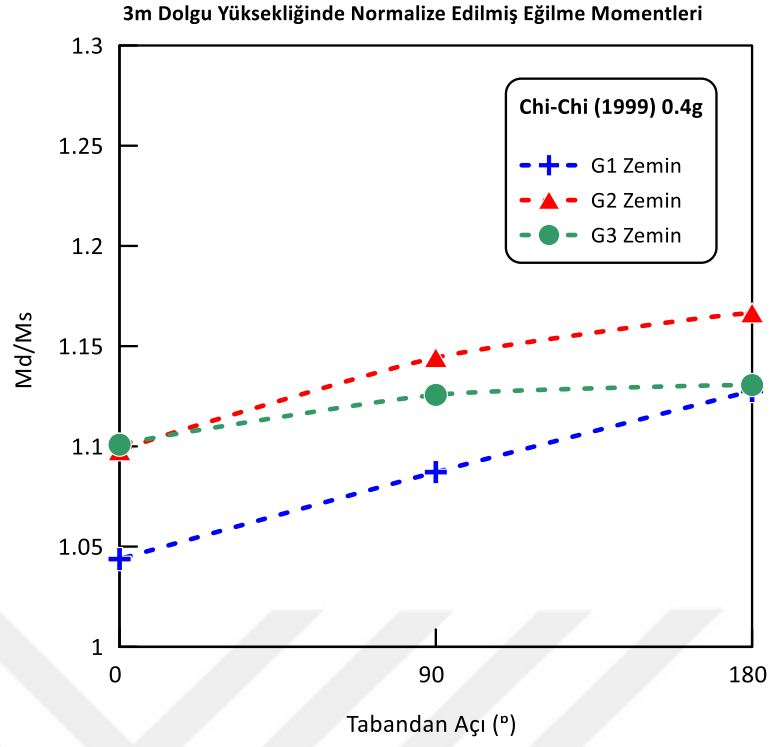
grubunda %15, G3 zemin grubunda ise %10'dur. Northridge deprem kaydında ise G1 ve G3 zemin grubunda ta bölgesinde %50 artış gözlemlenirken bu oran G2 zemin grubunda ise %52'dir.



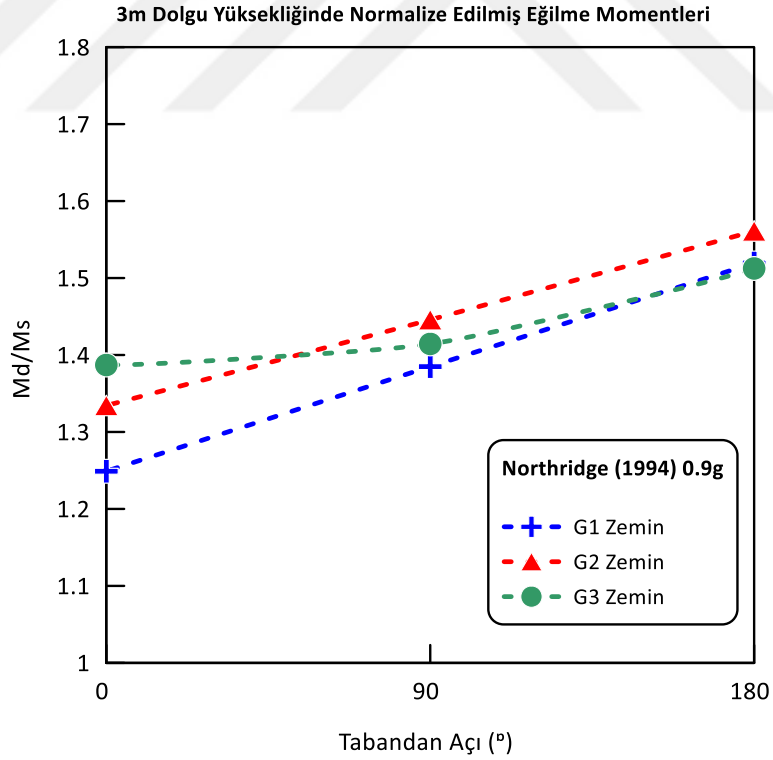
(a)



(b)



(c)



(d)

Şekil 7.61: Geri dolgu zemin grubunun değişiminin a-) Kocaeli b-) Landers c-) Chi-Chi d-) Northridge deprem kayıtlarında normalize edilmiş eğilme momentlerine etkisi

7.11 Sonuçlar ve Tartışma

Sonlu elemanlar modelindeki zemin tabakalarının iki farklı sönüm oranı durumu için yapılan parametrik dinamik analizler sonucunda;

1-) Normalize edilmiş eğilme momenti değerlerine bakıldığında en yüksek moment değişiminin borunun ta bölgesinde meydana geldiği görülmektedir. H/D gömülme oranı arttıkça özellikle borunun taban bölgesinde normalize edilmiş eğilme momentlerinin arttığı görülmektedir. Kocaeli ve Chi-Chi gibi deprem kayıtlarının tüm parametrelerde eğilme momenti değerlerini en az etkileyen kayıtlar olduğu görülmüştür. Bunun nedeni, kayıtlar arasındaki en düşük PGV (cm/s) ve PGD (cm) değerlerine sahip olmalarıdır.

2-) Zemin tabakaları için Durum 1 (%10-20) sönüm oranları kullanıldığında boru bölgelerindeki normalize edilmiş eğilme momenti değerlerindeki en fazla değişimin 3m dolgu yüksekliğinde görüldüğü ve dolgu yüksekliği artırıldığında bu değişimin de azaldığı görülmüştür.

3-) 12m gibi derin dolgu yüksekliklerinde Northridge (0.9g) ve San Fernando (1.2g) gibi yüksek maksimum yer ivmesi (PGA)'ne sahip deprem kayıtlarının normalize edilmiş eğilme momentlerinde en büyük etkiyi yarattığı görülmektedir.

4-) Zemin tabakaları için Durum 2 (%5-10) sönüm oranları kullanıldığında boru bölgelerindeki normalize edilmiş eğilme momenti değerlerindeki en fazla değişimin Durum 1'deki durumla özdeşleşen bir biçimde 3m dolgu yüksekliğinde görüldüğü ve dolgu yüksekliği artırıldığında bu değişimin de dramatik olarak azaldığı görülmüştür. Sönüm oranı azaltıldığında (Durum 2), elde edilen normalize edilmiş eğilme momenti değerlerinde özellikle 12m gibi derin dolgu yüksekliklerinde azalma görülmüştür.

5-) Normalize edilmiş yer değiştirme (deplasman) değerlerine bakıldığında Loma Prieta, Düzce ve Landers gibi yüksek maksimum yer değiştirmesi (cm) ve maksimum hız (cm/s) değerlerine sahip deprem kayıtlarında artış oranları fazlayken, Kocaeli, Chi-Chi, Tabas ve Kobe gibi deprem kayıtlarında bu etkiler 5-10 kat civarında kalmıştır.

6-) 3m dolgu yüksekliğinde Durum 1 (%10-20 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde ortalama 13 kata kadar deplasman artışları meydana gelmiştir. 6m dolgu yüksekliğinde bu oran 10 kata düşmekte, 12m dolgu yüksekliğinde ise yeniden 12 kata çıkmaktadır. Boru bölgelerinde eşit yer değiştirme değerleri görülmüştür.

7-) 3m dolgu yüksekliğinde Durum 2 (%5-10 sönüm oranı) kullanılarak yapılan analizde tüm deprem kayıtlarının ortalaması alındığında borunun taç, yan duvar ve taban bölgelerinde ortalama 10 kata kadar deplasman artışları meydana gelmiştir. 6m dolgu yüksekliğinde bu oran 8 kata düşmekte, 12m dolgu yüksekliğinde ise yeniden 9 kata çıkmaktadır. Boru bölgelerinde eşit yer değiştirme değerleri görülmüştür. Durum 2'nin Durum 1'e göre ortalama daha yüksek yer değiştirme değerleri verdiği görülmüştür.

8-) Boru bölgelerinde elde edilen zamana bağlı ivme değerlerine bakıldığında deprem kayıtlarının modele etkilmesi sonucunda boru bölgelerinde elde edilen ivme değerlerinin aynı olduğu görülmüştür. Dinamik analizlerde zemin tabakalarındaki Durum 1 (%10-20) arasında değişen sönüm (damping) oranının elde edilen ivme değerlerini azalttığı görülmüştür.

9-) Dinamik analizler sonrası Durum 1(%10-20) sönüm oranında Durum 2(%5-10) sönüm oranına göre daha düşük ivme değerleri görülmüştür.

10-) Genellikle zemin tabakalarındaki sönüm oranlarının sayısal modele etkilenen ivme değerlerini azalttığı görülürken, Loma Prieta (0.1g) ve Imperial Valley (0.24g) deprem kaydında ise artırdığı görülmüştür.

11-) Boru bölgelerinde görülen yer değiştirme değerlerine bakıldığında Northridge ve Landers deprem kayıtlarının PGD değerleri Kocaeli ve Chi-Chi depremlerinden yüksek olmasından dolayı boru kesitinde elde edilen yer değiştirme değerleri daha yüksek çıkmıştır. Aynı şekilde, Cape Mendocino ve Loma Prieta deprem kayıtlarının PGD değerleri Erzincan ve San Fernando depremlerinden yüksek olmasından dolayı boru kesitinde elde edilen yer değiştirme değerleri daha yüksek çıkmıştır.

12-) Düzce ve Imperial Valley deprem kayıtlarının PGD değerleri Kobe ve Tabas depremlerinden yüksek olmasından dolayı boru kesitinde elde edilen yer değiştirme değerleri daha yüksek çıkmıştır. Durum 2'deki sönüm oranları kullanıldığında Durum 1'e göre daha yüksek yer değiştirme değerleri vermiştir.

13-) Yapılan parametrik dinamik analizlerde yer değiştirme değerlerinde 6m ve 12m dolgu yüksekliklerinde 3m dolgu yüksekliğinde elde edilen değerlerle örtüşen sonuçlar elde edilmiştir. Dolgu yüksekliği değişimi ile yer değiştirme değerlerinde bir değişim yaşanmamıştır.

14-) Geri dolgu malzemesinin rijitliğindeki değişimin normalize edilmiş eğilme momentlerine etkisine bakıldığında Kocaeli ve Chi-Chi deprem kayıtlarında G1, G2 ve G3 geri dolgu zemin grupları ile analizler yapıldığında eğilme momentlerindeki artışın statik analizlere göre %7-12 aralığında değiştiği görülürken, Landers ve Northridge deprem kayıtlarında bu oran %50-55 arasındadır. Tüm analizlerde borunun taç bölgesinde taban bölgesine oranla daha yüksek eğilme momenti değişimleri gözlemlenmiştir.

15-) Aktif fay hatları zonlarında yapılacak gömülü betonarme boru kurulumlarında, çalışma sonucunda elde edilen eğilme momenti değişimlerinin ortalaması göz önüne alındığında sismik tasarımda statik tasarıma göre ortalama %25-30 oranında daha fazla donatı alanı kullanılmalıdır.

8. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışması kapsamında, giriş bölümünde çalışma konusunun özgün öneminden ve amacından detaylıca bahsedilmiştir. İkinci bölümde gömülü betonarme boruların işlevi ve öneminden bahsedilmiştir. Üçüncü bölümde gömülü betonarme boruların tasarımı tarihsel süreci ile aktarılmış ve konvansiyonel tasarım yöntemleri irdelenmiştir. Dördüncü bölümde tez çalışmasının konusuna ait geniş bir literatür taraması verilmiştir. Beşinci bölümde SIDD Tip 4 koşullarında Barrie arazi deneyinin sayısal modeli Plaxis 2D yazılımı kullanılarak oluşturulmuş ve arazide alınan gerilme ölçümleri ile hesap sonuçları karşılaştırılarak model doğrulandıktan sonra parametrik çalışma yapılmıştır. Parametrik çalışma sonuçlarında literatür çalışmalarına paralel sonuçlar elde edilmiştir. Boru çapı ve dolgu yüksekliği artırıldığında boru kesitindeki iç kuvvet değerlerinin arttığı belirlenmiştir. Zemin-boru etkileşiminin dikkate alınabildiği nümerik analizler ve doğrudan tasarım (SIDD) yöntemine göre elde edilen eğilme momentleri kıyaslandığında SIDD yönteminin tasarımda güvenli tarafta kaldığı ve konservatif davrandığı görülmüştür. Yapılan sayısal analizler sonrası elde edilen düşey gerilme dağılımları incelendiğinde borunun taban bölgesinde gerilme konsantrasyonu elde edilmiş ve bu durumun SIDD yönteminde kullanılan Heger zemin basıncı dağılımlarıyla paralellik taşıdığı görülmüştür. Parametrik sayısal analizlerden hesaplanan donatı alanları ile İller Bankası A.Ş'nin gömülü betonarme boru tasarımı için kullandığı donatı alanları karşılaştırıldığında yaklaşık 2-2.5 kat fark görülmüş ve İller Bankası A.Ş'nin gömülü betonarme boruların tasarımında güvenli tarafta kaldığı görülmüştür.

Altıncı bölümde, tipik bir gömülü betonarme boru problemi önce konvansiyonel yöntemler olarak adlandırılan dolaylı ve doğrudan tasarım yöntemleriyle daha sonra Plaxis 2D yazılımı kullanılarak ilgili problemin sayısal modeli oluşturulup parametrik

çalışma yapılmıştır. Geri dolgu yüksekliği, geri dolgu malzemesi ve boru çapı değişimlerinde ampirik yöntem ve zemin-boru etkileşimi dikkate alınarak sonlu elemanlar yöntemi ile boru tasarımı yapılmış ve yöntemler arasındaki farklar incelenmiştir. Dolaylı tasarım yönteminde boru gömülme derinliği ile geri dolgu malzemesinin birim hacim ağırlığı arttığında 0.01 inç (0.254mm)'lik çatlama kriterine denk gelen tasarım yüklerinin arttığı ve daha yüksek bir boru sınıfı ve donatı alanı gerektiği tespit edilmiştir. Dolaylı tasarımda 12m gibi yüksek dolgu yükleri altında hesaplanan D-Yüklerinin ASTM C76 şartnamesindeki ilgili boru sınıfının tepe D-Yüklerini aştığını ve bu koşullarda iç çapı 1m'den daha küçük çap olan boruların kullanılmasının uygun olmadığını göstermektedir. Doğrudan tasarım yönteminin ise Heger basınç dağılımlarında kullanılmakta olan ve kurulum tiplerine göre kısmen değişen düşey kemerlenme faktörlerinin (VAF) borunun gömülme yüksekliği artırıldığında zemin kemerlenme etkisini yansıtamadığı için konservatif sonuçlar verdiği görülmüştür. Doğrudan tasarım yönteminde, literatürdeki benzer çalışmalarla paralel bir şekilde boru kesitinde en yüksek eğilme momenti değeri taban bölgesinde elde edilirken dolgu yükseklikleri artırıldığında elde edilen iç kuvvetler de artmıştır. Sayısal analizlerde zemin-boru etkileşiminin gerçekçi olarak dikkate alınması nedeniyle gerekli donatı alanları geleneksel tasarım yöntemlerine daha düşük hesaplanmıştır. Doğrudan tasarım yöntemi, doğrudan tasarım yöntemine göre limit durum yaklaşımıyla boru-zemin etkileşimini dikkate almış ve önemli ölçüde ilerleme sağlamış ancak sonlu elemanlar yöntemi kadar gerçekçi sonuçlar vermemiştir. Gömülü betonarme boru tasarımı yapılırken arazideki yükleme koşullarına uygun olacak şekilde zemin-rijit boru etkileşiminin ve geri dolgu malzemesinin rijitliğinin dikkate alınabildiği sayısal analizlerin de yapılmasının gerekli olduğu çıkarımı yapılabilmektedir.

Yedinci ve son bölümde, altıncı bölümdeki tipik bir gömülü betonarme boru problemi kullanılarak gömülü betonarme borunun deprem etkisi altındaki davranışları incelenmiştir. Bunun için öncelikle literatürden referans bir çalışmanın dinamik analizlerinin doğrulaması yapılmıştır. Daha sonra Plaxis 2D yazılımında dinamik modül kullanılarak 12 adet deprem kaydı ile parametrik dinamik analizler yapılmıştır. Boru bölgelerindeki eğilme momenti ve yer değiştirme sonuçları altıncı bölümde elde edilen statik analizler ile oranlanarak normalize edilmiştir. Durum 1 ve Durum 2 olarak iki farklı sönüm oranında yapılan parametrik çalışma sonuçlarına göre, H/D gömülme

oranı arttıkça özellikle borunun taban bölgesinde normalize edilmiş eğilme momentlerinin arttığı görülmektedir. Deprem kayıtlarının PGA (g), PGV (cm/s) ve PGD (cm) özelliklerinin dinamik analiz sonuçlarını doğrudan etkilediği görülmüştür. Dolgu yükseklikleri artırıldığında yüksek maksimum yer ivmesi değerlerine sahip deprem kayıtlarının normalize edilmiş eğilme momentlerinde en büyük etkiyi yarattığı görülmektedir.

Zemin tabakaları için Durum 1 (%10-20) ve Durum 2 (%5-10) sönüm oranları kullanıldığında boru bölgelerindeki normalize edilmiş eğilme momenti değerlerindeki en fazla değişimin 3m dolgu yüksekliğinde görüldüğü ve dolgu yüksekliği artırıldığında bu değişimin de azaldığı görülmüştür. Normalize edilmiş yer değiştirme (deplasman) değerlerine bakıldığında yüksek maksimum yer değiştirmesi (cm) ve maksimum hız (cm/s) değerlerine sahip deprem kayıtlarında artış oranları fazlayken, düşük değerlere sahip kayıtlarda bu etkilerin oranı azalmıştır. Boru bölgelerinde eşit yer değiştirme değerleri görülmüştür. Durum 2'nin Durum 1'e göre ortalama daha yüksek yer değiştirme değerleri verdiği görülmüştür. Geri dolgu malzemesinin rijitliğindeki değişimin normalize edilmiş eğilme momentlerine etkisine bakıldığında düşük PGD (cm) ve PGV (cm/s) değerlerine sahip kayıtlarda yüksek değerlere sahip kayıtlara oranla düşük oranlı değişimler görülmüştür. Tüm analizlerde borunun taç bölgesinde taban bölgesine oranla daha yüksek eğilme momenti değişimleri gözlemlenmiştir.

Aktif fay hatları zonlarında yapılacak gömülü betonarme boru kurulumlarında, çalışma sonucunda elde edilen eğilme momenti değişimlerinin ortalaması göz önüne alındığında sismik tasarımda statik tasarıma göre ortalama %25-30 oranında daha fazla donatı alanı kullanılması önerilmektedir. Tüm parametrik çalışmalarda (analitik ve sayısal) elde edilen verilerin literatür çalışmaları ile uyumlu olduğu görülmüştür. Yapılan bu tez çalışmasının sonucunda elde edilen bulgular ve öneriler ile ülkemizdeki gömülü betonarme boru tasarımı ve altyapı çalışmalarına önemli bir bakış açısı kazandırılması hedeflenmiştir.

9. KAYNAKÇA

Moser A.P, Folkman S, '*Buried Pipe Design*', McGraw – Hill, 2008.

Watkins R.K, '*Structural Mechanics of Buried Pipes*', 2000.

ASCE, '*Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems*' 1984.

Tee, K.F., Khan, L.R. and Chen, H.P., '*Probabilistic failure analysis of 645 underground flexible pipes*', *Structural Engineering and Mechanics*, 47(2): 167-183, 2013.

Zhou, M., Du, Y.J., Wang, F., Arulrajah, A.; Horpibulsuk, S.; and Qin, X.G., '*Earth pressures on the buried HDPE pipes during construction phase: Full-scale field trial, finite element modeling*', *Transportation Geotechnics*, 12, 56-69, 2017.

Khemis, A., Chaouche, A.H., Athmani, A. and Tee, K.F., '*Uncertainty effects of 586 soil and structural properties on the buckling of flexible pipes shallowly buried in Winkler foundation*', *Structural Engineering and Mechanics*, 59 (4), 739-759, 2016.

Robert, D.J., '*Analysis of Soil-Pipeline Interaction using ABAQUS/Explicit*', 2015.

American Water Works Association, '*AWWA Manual M-11: Steel Pipe Design and Installation*', 1964.

Ontario Concrete Pipe Association, '*Concrete Pipe Design Manual*', 2010.

Moore, I. D., '*Buried pipes and pipes*', In Rowe, R. K. (ed.) *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*, Norwell: Kluwer Academic Publishing, pp. 539-566, 2001.

Mada, H., '*Numerical Modelling of Buried Pipes with Flowable Fill as a Backfill Material*', MSc. Thesis, College of Engineering and Mineral Sources at West Virginia University, 2005.

ACPA, '*Concrete Pipe Design Manual*', American Concrete Pipe Association, 2011.

ACPA, '*Design Data 5. Multiple Pipe Installations: Trench Condition.*', American Concrete Pipe Association, 2011.

Marston, A., Anderson, A. C., '*The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests on Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe*', Bulletin 31, Iowa Engineering Experimental Station, Ames, Iowa, 1913.

Janssen, H.A., '*Versuche über Getreidedruck in Silozellen. Zeitschrift des Vereinesdeutscher Ingenieurs*', 1895.

Sargand, S.M, Hazen, G.A., Vaithianathan, E., Hurd, J.O, '*Performance verification of a concrete pipe*', Concrete International, July, pp. 23-27, 1995.

Spangler, M.G, '*The Supporting Strength of Rigid Pipe Culverts*', Bulletin 112, Iowa State College, 1933.

Spangler, M. G., Handy, R., '*Soil Engineering (4th Edition)*', Harper & Row, 1982.

Spangler, M. G., '*Soil Engineering, Second Edition*', International Textbook Company', Scranton, PA, 1960.

Merrin, J, Robert, D.J., '*Stress analysis of buried pipes*', Proceedings of the 8th Australasian Congress on Applied Mechanics, Barton, Australia, pp. 510-518, 2014.

Porter, S.J., '*Analysing Geotechnical Aspects of Concrete Pipe Culverts*', University of Southern Queensland, School of Civil Engineering and Surveying, 2015.

Tysl, F., & Noll, J., '*Practical Considerations Related to the Use of Alternative Backfill Materials for Flexible Soil-interaction Structure Installation*', CONTECH Construction Products Inc, 2011.

Das, B., '*Principles of Geotechnical Engineering, 7th Edition*', 200 First Stamford Place, Suite 400, Stamford, USA: Cengage Learning, 2010.

Selig, E.T., '*Soil properties for plastic pipe installations.*', Buried Plastic Pipe Technology, ASTM, Philadelphia, 141–158, 1990.

Marston, A. '*The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments*', Paper presented at the Proceedings of the Highway Research Board 30, Washington, D.C, 1930.

Canadian Standards Association (CSA), '*Design of concrete structures*', CSA A23.3–04. CSA, Rexdale, Ontario, 2004.

Kılıç, H., Akınay E., ‘‘Gömülü HDPE Borularda Esneme Davranışının İncelenmesi’’, Teknik Dergi, 2019 9373-9398, Yazı 548, 2019.

Rajah, S., McCabe, M., Plattsmier, J. ‘‘Classification and Specification of Bedding and Backfill for Buried Pipelines’’, Pipelines Conference, Miami Beach, Florida, 2012.

Schlick, W. J., ‘‘Loads on Pipe in Wide Ditches’’, Bulletin 108, Iowa State Engineering Experiment Station, 1932.

Erdogmus, E., Skourup, N.B, Tadros, M, ‘‘Recommendations for Design of Reinforced Concrete Pipe’’, Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice, ASCE, 1,1, 25-32, 2010.

ACPA, ‘‘Concrete Pipe Technology Handbook’’, American Concrete Pipe Association, 1993.

Alzabeebee, S., Chapman, D., ‘‘ Numerical investigation of the bedding factors associated with the design of buried concrete pipes subjected to traffic loading’’, Conference: The 25th UKACM Conference on Computational Mechanics At: University of Birmingham, 2017.

Allard, E., Naggar, E., ‘‘Pressure Distribution around Rigid Culverts Considering Soil-Structure Interaction Effects ‘’, Int. J. Geomech., ASCE, 2016.

Zhao, J. Q., and Daigle, L., ‘‘SIDD pipe bedding and Ontario Provincial Standards. Institute for Research in Construction’’, National Research Council Canada, Ottawa, Canada, 2001.

İller Bankası A.Ş., ‘‘Beton boru çaplarına göre sarmal donatı alanları’’, İller Bankası A.Ş, Ankara, Temmuz 2015.

TS 821 EN 1916, ‘‘Beton Borular ve Bağlantı Parçaları-Donatısız, Çelik lifli ve Donatılı’’, 2005.

Wong, L., Allouche, E., Dhar, A., Baumert, M., ve Moore, I., ‘‘Long Term Monitoring of SIDD Type IV Installations’’ Can. Geotech. J., 43(4), 392-408, 2006.

Alzabeebee, S., ‘‘Influence of Backfill Soil Saturation on the Structural Response of Buried Pipes’’, Transportation Infrastructure Geotechnology, 2019.

Abolmaali, A., Kararam, A., ‘‘Nonlinear Finite-Element Modeling Analysis of Soil-Pipe Interaction’’, International Journal of Geomechanics, 13(3): 197-204, ASCE, 2013.

Nehdi, L., Nedal, M., ‘‘Investigation of buried full-scale SFRC pipes under live loads’’, Construction and Building Materials, 102, 733-742, 2015.

Petersen, D.L., Nelson, C.R., Li, G., McGrath, T.J., Kitane, Y., ‘‘ NCHTP Report 647: Recommended Design Specifications for Live Load Distribution to Buried Structures’’, Transportation Research Board, Washington, 2010.

Alzabeebee, S., ‘*Seismic response and design of buried concrete pipes subjected to soil loads*’, Tunnelling and Underground Space Technology, 93, 103084, 2019.

ASTM C76-11, ‘*Standard Specification for Reinforced Concrete Culvert, Storm Drain, and Sewer Pipe*’, ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA, 19428-2959 USA, 2011.

Heger, F.J., Liepins A.A., Selig, E.T., ‘*SPIDA: An Analysis and Design System for Buried Concrete Pipe. Advances in Underground Pipeline Engineering*’, Proceedings of the International Conference Sponsored by the Pipeline Division of the American Society of Civil Engineers, 1985.

Heger, F.J., ‘*New Installation Design for Buried Concrete Pipe, Pipeline Infrastructure*’, Proceedings of the Conference Sponsored by the Pipeline Division of the American Society of Civil Engineers, 1988.

ASCE 15-98, ‘*Standard practice for direct design of buried precast concrete pipe using standard installation (SIDD)*’, 1993.

ASTM, ‘*Standard test method for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass (D-2216–98)*.’, Annual book of ASTM standards, American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, Pa., 1998.

ASTM, ‘*Standard test methods for laboratory compactions of characteristics of soil using standard effort (D-698–00)*.’, Annual book of ASTM standards, American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, Pa., 2000.

Erdogmus, E., Tadros, M., ‘*Behavior and Design of Buried Concrete Pipes*’, Nebraska Department of Roads Research Reports, Paper 54, 2006.

Erdogmus, E., Tadros, M., ‘*Behavior and Design of Buried Concrete Pipes Phase II*’, Nebraska Department of Roads Research Reports, 75, 2009.

Alzabeebee, S., Chapman, D., ‘*Economical design of buried concrete pipes subjected to UK Standard traffic loading*’, Structures and Buildings, 2019.

FEMA, ‘*Quantification of Building Seismic Performance Factors*’, FEMA P695, 2009.

Benz, T., ‘*Small – Strain stiffness in geotechnical analyses*’, Bautechnik Special Issue – Geotechnical Engineering, Berlin, 2009.

Brinkgreve, R., ‘*Hysteretic damping in a small-strain stiffness model*’, Numerical models in Geomechanics, ISBN 978-0-415-44027-1, Londra, 2007.

O'Rourke, M. J., Liu, X., '*Seismic Design of Buried and Offshore Pipelines*', Buffalo, NY, USA: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, 2012.

Anderson, Lam vd., '*Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments*', NCHRP Report 611, Transportation Research Board, 2008.

NCEER, '*Highway Culvert Performance During Earthquake.*' NCEER Technical Report NCEER-96-0015, National Center for Earthquake Engineering Research, November, 1996.

Davis, C. A., Bardet J.P., '*Seismic Analysis of Buried Flexible Pipes.*' ASCE Geotechnical Special Publication No. 75, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Vol. 2, 1999.

Plaxis Connect Edition v21, '*Materials Manual*', Bentley Systems, 2020.

TEZDEN ÜRETİLMİŞ YAYINLAR

SCI EXPANDED İNDEKSLERİNE GİREN DERGİ

Kılıç, H, Demirci, O. (2022), Tip 4 Kurulum ile Betonarme Boru Tasarımı, Teknik Dergi, 33(3),DOI:10.18400/tekderg.832738.



EKLER

1-) Bilgisayar Programları

MS EXCEL v2020

| m | Hacim Ağırlığı (kN/m ³) | Yüksekliği (m) | İç Çap (D) (m) | Dalınıklığı (m) | Çap (Dk) (m) | Genişliği (E) (m) | K _u | Yük Katsayısı (C _j) | Prak Yükü (W _j) (kN/m ²) | Hacim Ağırlığı (γ) (kN/m ³) | Yükü (W _j) (kN) | İtli Yük (W _j) (kN) | Genişliği (B _m) (m) | Yatak Fakt. Katsayısı | Yatak Katsayısı | Yük Yatak Faknlık Katsak | Yükü (D ₀₀₁) (kN) | |
|----|-------------------------------------|----------------|----------------|-----------------|--------------|-------------------|----------------|---------------------------------|--------------------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------|-----------------|--------------------------|-------------------------------|-------|
| 18 | 3 | 0.6 | 0.2 | 1 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 168.59 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.98 | 3.78 | 1 | 1 | 74.36 |
| 18 | 3 | 0.7 | 0.2 | 1.1 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 168.99 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.94 | 3.74 | 1 | 1 | 64.61 |
| 18 | 3 | 0.8 | 0.2 | 1.2 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 169.44 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.92 | 3.71 | 1 | 1 | 57.07 |
| 18 | 3 | 0.9 | 0.2 | 1.3 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 169.92 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.9 | 3.69 | 1 | 1 | 51.22 |
| 18 | 3 | 1 | 0.2 | 1.4 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 170.44 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.88 | 3.66 | 1 | 1 | 46.57 |
| 18 | 3 | 1.1 | 0.2 | 1.5 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 171.00 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.86 | 3.63 | 1 | 1 | 42.79 |
| 18 | 3 | 1.2 | 0.2 | 1.6 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 171.60 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.84 | 3.61 | 1 | 1 | 39.65 |
| 18 | 3 | 1.3 | 0.2 | 1.7 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 172.24 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.82 | 3.58 | 1 | 1 | 37.02 |
| 18 | 3 | 1.4 | 0.2 | 1.8 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 172.91 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.8 | 3.55 | 1 | 1 | 34.79 |
| 18 | 3 | 1.5 | 0.2 | 1.9 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 173.63 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.79 | 3.53 | 1 | 1 | 32.80 |
| 18 | 3 | 1.6 | 0.2 | 2 | 3.5 | 0.2 | 0.756 | 174.38 | 0 | 0 | 0 | 3.84 | 2.3 | 3.77 | 3.50 | 1 | 1 | 31.15 |

PLAXIS 2D v21

Soil - HS small - Geri Dolgu Malzemesi 3 (G3)

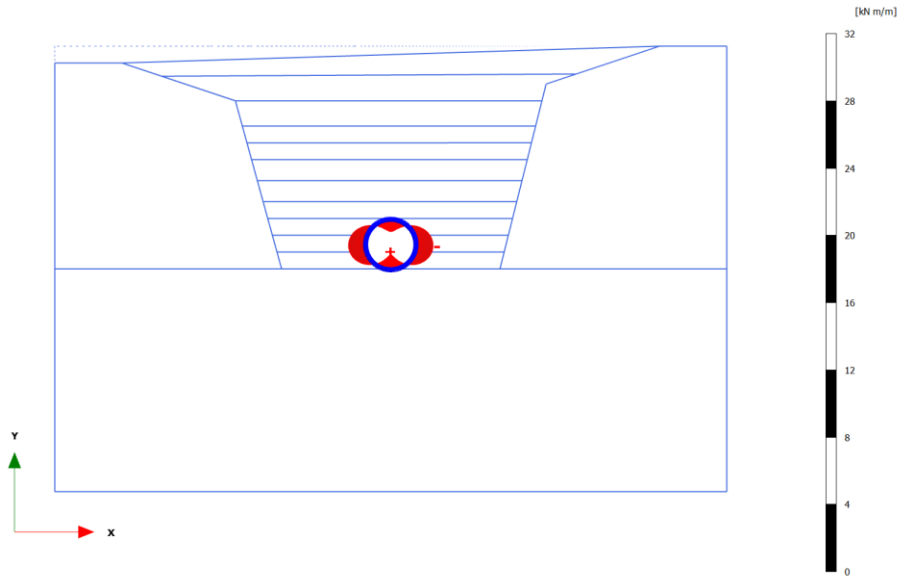
| Property | Unit | Value |
|---------------------------|-------------------|--------------------------------------|
| Material set | | |
| Identification | | Geri Dolgu Malzemesi 3 (G3) |
| Material model | | HS small |
| Drainage type | | Drained |
| Colour | | RGB 245, 253, 18 |
| Comments | | |
| General properties | | |
| Y _{unsat} | kN/m ³ | 23.00 |
| Y _{sat} | kN/m ³ | 23.00 |
| Advanced | | |
| Void ratio | | |
| Dilatancy cut-off | | <input type="checkbox"/> |
| e _{init} | | 0.5000 |
| e _{min} | | 0.000 |
| e _{max} | | 999.0 |
| Damping | | |
| Rayleigh α | | 0.6283 |
| Rayleigh β | | <input type="text" value="0.03183"/> |

Single DOF equivalence

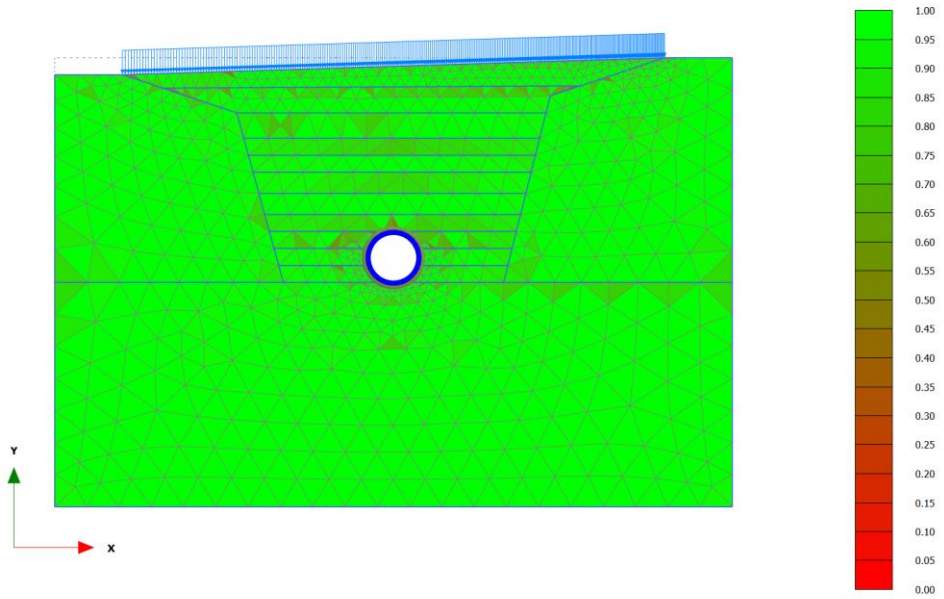
| Target 1 | Target 2 |
|---------------|---------------|
| ξ 15.000 % | ξ 15.000 % |
| f 0.50000 Hz | f 1.000 Hz |
| ω 3.142 rad/s | ω 6.283 rad/s |

Log scale

Next OK Cancel

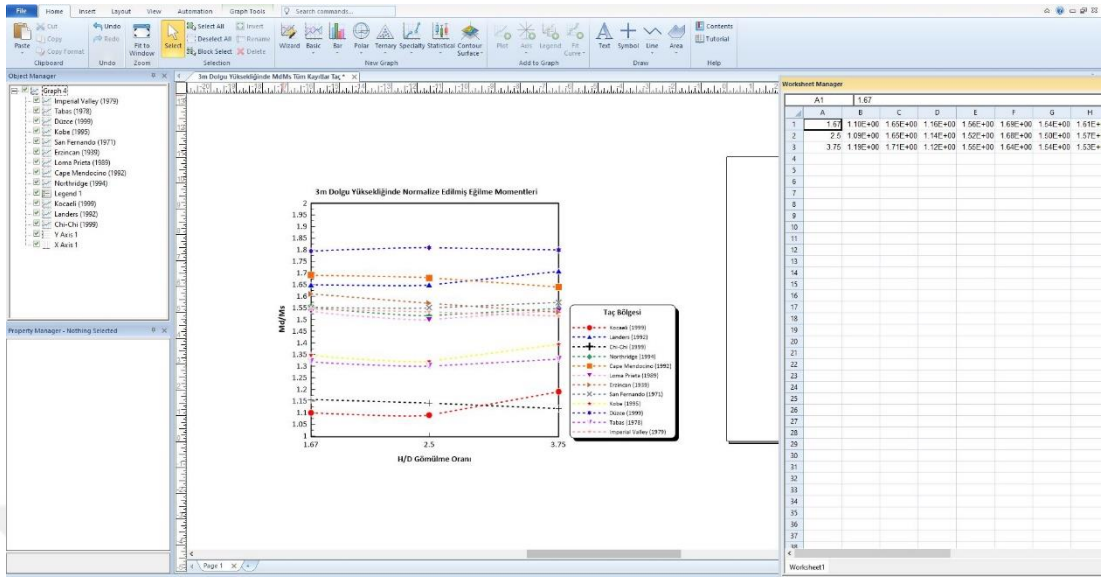


Bending moments M (scaled up 0.200 times)
 Maximum value = 0.8788 kN m/m (Element 57 at Node 10297)
 Minimum value = -1.023 kN m/m (Element 29 at Node 9343)



Quality (scaled up 0.200 times)
 Maximum value = 1.000 (Element 2483)
 Minimum value = 0.1116 (Element 1055)

GRAPHER v16



SEISMOSIGNAL v2020

