

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

**DAİRESEL KESİTLİ TÜNELLERİN DEPREM ETKİLERİ ALTINDA
NUMERİK ANALİZLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Burcu BAYRAKTAR

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

MAYIS 2024

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

**DAİRESEL KESİTLİ TÜNELLERİN DEPREM ETKİLERİ ALTINDA
NUMERİK ANALİZLERİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Burcu BAYRAKTAR
(802191217)**

Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı

Deprem Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Yasin FAHJAN

MAYIS 2024

ISTANBUL TECHNICAL UNIVERSITY ★ GRADUATE SCHOOL

**NUMERICAL ANALYSIS OF CIRCULAR TUNNELS UNDER SEISMIC
EFFECTS**

M.Sc THESIS

**Burcu BAYRAKTAR
(802191217)**

Department of Earthquake Engineering

Earthquake Engineering Programme

Thesis Advisor: Prof. Dr. Yasin FAHJAN

MAY 2024

İTÜ, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü'nün 802191217 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Burcu BAYRAKTAR, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “DAİRESEL KESİTLİ TÜNELLERİN DEPREM ETKİLERİ ALTINDA NUMERİK ANALİZLERİ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Yasin FAHJAN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Abdullah Can ZÜLFİKAR**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Dr. Öğr. Üyesi Gökçe TÖNÜK
MEF Üniversitesi

Teslim Tarihi : 03 Mayıs 2024
Savunma Tarihi : 30 Mayıs 2024





Aileme,



ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez çalışmam sırasında değerli bilgi, birikim ve tecrübeleri ile bana yol gösterici ve destek olan kıymetli tez danışmanım Sayın Prof. Dr. Yasin Fahjan'a teşekkürü bir borç bilirim. Aynı zamanda bütün eğitim hayatım boyunca yardım, bilgi ve tecrübeleri ile hayatıma dokunan tüm hocalarıma teşekkür ederim.

Hayatım boyunca benden yardım ve desteklerini hiç esirgemeyen ve her zaman yanımda olan kıymetli aileme saygı ve sevgilerimi sunarım.

Mayıs 2024

Burcu BAYRAKTAR
(İnşaat Mühendisi)



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xvii
ÖZET.....	xxi
SUMMARY	xxiii
1. GİRİŞ.....	1
1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	1
1.2 Çalışma Yöntemi.....	2
2. TÜNELLER HAKKINDA GENEL BİLGİLER	3
2.1 Kullanım Amaçlarına Göre Tüneller.....	3
2.1.1 Ulaştırma tünelleri.....	3
2.1.2 Hizmet tünelleri.....	3
2.2 Enkesit Şekillerine Göre Tüneller	4
2.3 Yapım Yöntemlerine Göre Tüneller	4
2.3.1 Delme patlatma yöntemi ile tünel açılması.....	5
2.3.2 Mekanize kazı yöntemleri ile tünel açılması.....	5
2.3.2.1 TBM ile tünel kazısı.....	6
2.3.2.2 NATM ile tünel kazısı.....	7
3. TÜNELLERİN DEPREM ETKİLERİ ALTINDA TASARIM VE ANALİZ YÖNTEMLERİ.....	9
3.1 Tünellerin Boyuna Doğrultuda Deprem Analizi ve Tasarımları.....	11
3.1.1 Serbest alan şekil değiştirme yaklaşımı	11
3.1.2 Zemin-yapı etkileşimi yaklaşımı.....	12
3.2 Tünellerin Enine Doğrultuda Deprem Analizi ve Tasarımları.....	13
3.2.1 Serbest alan şekil değiştirme yaklaşımı	13
3.2.2 Zemin-yapı etkileşimi yaklaşımı.....	14
3.2.2.1 Wang formülasyonu	16
3.2.2.2 Penzien formülasyonu	18
4. TÜNEL DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIM SÜRECİ.....	21
4.1 Tasarım Felsefesi.....	21
4.2 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri.....	22
4.3 Tasarım Yöntemleri.....	22
4.3.1 Sayısal analiz ve tasarım yöntemleri.....	24
4.3.1.1 Eşdeğer Statik Deprem Katsayısı Yöntemi.....	24
4.3.1.2 Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi	26
4.3.1.3 Ayrık Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi	26
4.3.1.4 Zaman Tanım Alanında Dinamik Hesap Yöntemi	27

4.4 Tasarım Süreci.....	28
5. DAİRESEL TÜNELLERİN ENİNE DEPREM HESABI İÇİN NUMERİK ANALİZ YÖNTEMLERİ	31
5.1 Numerik Analiz Yöntemi I.....	32
5.2 Numerik Analiz Yöntemi II.....	34
5.3 Numerik Analiz Yöntemi III	37
6. NUMERİK ANALİZLER	39
6.1 Plaxis 2D Programı.....	45
6.2 Plaxis 2D Programında Numerik Analiz.....	48
6.2.1 Dinamik yükleme koşulları	49
6.2.2 Model aşamaları	58
6.2.3 Plaxis 2D programında oluşturulan numerik modeller	60
6.2.3.1 Numerik analiz modelleri.....	61
6.2.3.2 Numerik analiz sonuçları	67
7. SONUÇLAR	89
KAYNAKLAR.....	91
ÖZGEÇMİŞ.....	93

KISALTMALAR

HS	: Hardening Soil
MCE	: Maksimum Credible Earthquake
NATM	: New Austrian Tunnelling Method
PGV	: Peak Ground Accelaration
TBM	: Tunnel Boring Machine
THDTY	: Türkiye Karayolu ve Demiryolu Tünelleri ile Diğer Zemin Yapıları Deprem Yönetmeliği



SEMBOLLER

$a_{maks,s}$	: En büyük zemin ivmelenmesi
$a_{z,maks}$	: Tünel derinliğindeki en büyük zemin ivmelenmesi
A	: Kayma dalgasının serbest alan yer değiştirme tepkisi genliği
b	: Tünel kaplama genişliği
c	: Mohr-Coulomb yenilme kriterine göre kohezyon
c'_s	: S dalgası etkin yayılma hızı
c_s	: S dalgası yayılma hızı
C_c	: Sıkışabilirlik oranı
C	: Derinlikte meydana gelen hareket ile yüzeydeki hareketin oranı
d_s	: Yer değiştirme genliği
D	: Tünel kaplama çapı
$\Delta D/D$	: Kaplama çapsal birim şekil değiştirmesi
$\Delta D_{kaplama}$	: Kaplama şekil değiştirmesi
$\Delta D_{serbestalan}$	: Serbest alan şekil değiştirmesi
Δx_{maks}	: Maksimum yatay yer değiştirme
E_m	: Zemin elastisite modülü
E_l	: Tünel kaplaması elastisite modülü
F_c	: Esneklik oranı
ϵ_T	: Normal kuvvet kaynaklı birim şekil değiştirme
ϵ_M	: Eğilme momenti kaynaklı birim şekil değiştirme
ϕ	: Kayma mukavemeti açısı
$\emptyset$	: Tünel eksenine göre S dalgası yayılma (geliş) açısı
G'_m	: Zemin ortamının etkin kayma modülü
g	: Yerçekimi ivmesi
γ_{maks}	: Serbest alan maksimum kayma şekil değiştirmesi
I_l	: Birim genişlik için tünel kaplaması atalet momenti
I_e	: Birim genişlik için tünel kaplaması eşdeğer atalet momenti
I_j	: Birim genişlik için segment derz bölgesi atalet momenti
k	: En yüksek zemin hızının en yüksek zemin ivmesine oranı
K_1	: Tünel kaplaması birinci davranış katsayısı

K_2	: Tünel kaplaması ikinci davranış katsayısı
K_t	: Enine (yanal) zemin yay katsayısı
L	: Sinüzoidal bir kayma dalgasının dalga boyu
λ_s	: Dalga boyu
$M(\theta)$	: Tünel kesitinde oluşan eğilme momenti
M_{maks}	: Tünel kesitinde oluşan maksimum eğilme momenti
M_w	: Moment büyüklüğü
n	: Segment sayısı
N_{maks}	: Tünel kesitinde oluşan maksimum normal kuvvet
R	: Esneklik oranı
r	: Dairesel kesitli tünel yarıçapı
ρ_s	: Zemin birim hacim ağırlığı
S_s	: Kısa periyot haritalanmış spektral ivme katsayısı
S	: Eurocode 8’de tanımlanan zemin faktörü
S_{Ds}	: Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı
S_1	: 1 saniye periyot için haritalanmış spektral ivme katsayısı
S_{D1}	: 1 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı
t_i	: Segment kaplama kalınlığı
t_e	: Segment eşdeğer kaplama kalınlığı
t_j	: Segment derz bölgesi kaplama kalınlığı
$T(\theta)$	: Tünel kesitinde oluşan itme kuvveti
T_{maks}	: Tünel kesitinde oluşan maksimum itme kuvveti
u_x	: X yönünde harmonik yer değiştirme
u_y	: Y yönünde harmonik yer değiştirme
ν_m	: Zemin ortamı Poisson oranı
ν_l	: Tünel kaplaması Poisson oranı
$V(\theta)$	: Tünel kesitinde oluşan kesme kuvveti
V_{maks}	: Tünel kesitinde oluşan maksimum kesme kuvveti
V_s	: Pik parçacık hızı
$(V_s)_{30}$	: Üst 30 metredeki ortalama kayma dalgası hızı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : TBM ve NATM karşılaştırma tablosu.	8
Çizelge 3.1 : Dalga türüne göre şekil değiştirme ve eğrilik değerleri (St. John & Zahrah, 2001).	12
Çizelge 4.1 : Performans hedefleri ve uygulanacak hesap/tasarım yöntemleri (THDTY, 2020).	23
Çizelge 5.1 : Değişik en büyük ivme seviyeleri ve zemin sınıfları için yaklaşık c'_s/c_s değerleri (THDTY, 2020).	33
Çizelge 5.2 : Zemin Tipleri (Eurocode 8, 2003).	34
Çizelge 5.3 : $M_w \geq 5.5$ koşulunda zemin tipine göre S değeri (Eurocode 8, 2003)..	34
Çizelge 5.4 : Derinlikte meydana gelen hareket ile zemin yüzeyinde meydana gelen hareketin oranı (C) (Power ve diğ., 1996).	35
Çizelge 5.5 : En yüksek zemin hızının (cm/s) en yüksek zemin ivmesine (g) oranı (Power ve diğ. 1996).	35
Çizelge 6.1 : Kesit Parametreleri.	41
Çizelge 6.2 : Deprem parametreleri.	43
Çizelge 6.3 : Analizlerde kullanılan lineer elastik beton parametreleri.	48
Çizelge 6.4 : Analizlerde kaplama için kullanılan malzeme parametreleri.	49
Çizelge 6.5 : Numerik analiz yöntemi I'e göre tünel kaplamasındaki maksimum çapsal şekil değiştirme büyüklükleri.	51
Çizelge 6.6 : Numerik analiz yöntemi II'ye göre model sınırlarındaki maksimum şekil değiştirme büyüklükleri.	53
Çizelge 6.7 : Km 2+255, Km 2+495 ve Km 3+255 kesitleri analizlerinde kullanılan HS zemin parametreleri.	62
Çizelge 6.8 : Km 4+240 ve Km 4+510 kesitleri analizlerinde kullanılan HS zemin parametreleri.	64
Çizelge 6.9 : Km 4+990 kesiti analizlerde kullanılan HS zemin parametreleri.	66
Çizelge 6.10 : Km 6+865 kesiti analizlerde kullanılan HS zemin parametreleri.	67
Çizelge 6.11 : Km 2+255 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu. .	76
Çizelge 6.12 : Km 2+495 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu. .	79
Çizelge 6.13 : Km 3+255 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu. .	80
Çizelge 6.14 : Km 4+240 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu. .	82
Çizelge 6.15 : Km 4+510 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu. .	83
Çizelge 6.16 : Km 4+990 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu. .	85
Çizelge 6.17 : Km 6+865 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu. .	86
Çizelge 6.18 : Tüm kesitler için statik duruma göre oranlanmış moment değerleri..	87
Çizelge 6.19 : Tüm kesitler için statik duruma göre oranlanmış normal kuvvet değerleri.	87



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Enkesit şekillerine göre tüneller (Aktaş, 2009).....	4
Şekil 2.2 : Delme patlatma yöntemi kazı aşamaları (Demir, 2021).....	5
Şekil 2.3 : TBM bölümleri (Dumanoglu, 2022).	6
Şekil 2.4 : TBM ile açılan tünel örneği.....	7
Şekil 2.5 : NATM ile açılan tünel örneği.	8
Şekil 3.1 : Tünel eksenel şekil değiştirmesi (Owen & Scholl, 1981).	9
Şekil 3.2 : Tünel eğilme şekil değiştirmesi (Owen & Scholl, 1981).	9
Şekil 3.3 : Yeraltı yapıları deprem enine şekil değiştirme tipleri (Owen & Scholl, 1981).....	10
Şekil 3.4 : Tünel eksenine $\emptyset$ açısı ile gelen harmonik deprem dalgaları (Hashash ve diğ., 2001).	11
Şekil 3.5 : Harmonik deprem dalgası geometrisi (Hashash ve diğ., 2001).	11
Şekil 3.6 : Tünel enkesitinde oluşan boyuna normal kuvvet, kesme kuvveti ve momentin şematik gösterimi (Power ve diğ., 1996).	13
Şekil 3.7 : Delikli ve deliksiz zeminde serbest alan kayma şekil değiştirmeleri (Wang, 1993).....	14
Şekil 3.8 : Tünel kaplama kesit çeperi moment ve kuvvetleri (Wang, 1993).	16
Şekil 3.9 : Tam kayma durumu tünel kaplaması birinci davranış katsayısı, K_1 (Wang, 1993).....	17
Şekil 3.10 : Tünel kaplaması ikinci davranış katsayısı (K_2) ile sıkışabilirlik oranı (C_c) arasındaki ilişki (Wang, 1993).	18
Şekil 4.1 : Deprem tasarım süreci şematik gösterimi (THDTY, 2020).	21
Şekil 4.2 : Eşdeğer Statik Deprem Katsayısı Yöntemi örneği (THDTY, 2020).....	25
Şekil 4.3 : Model sınırlarına en büyük göreceli yatay yer değiştirmenin derinlikle değişimi profili uygulanma örneği (THDTY, 2020).	26
Şekil 4.4 : Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi örneği (THDTY, 2020).	26
Şekil 4.5 : Dairesel kesitli tünel için Ayrık Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi örneği (THDTY, 2020).	27
Şekil 4.6 : Zaman Tanım Alanında Dinamik Hesap Yöntemi örneği (THDTY, 2020).	28
Şekil 5.1 : Eşdeğer eksen giriş modeli.	32
Şekil 5.2 : Deprem yükü uygulanması ve oluşan ovalleşme etkisi.	33
Şekil 5.3 : Deprem yükü uygulanması ve oluşan ovalleşme etkisi.	36
Şekil 5.4 : Kocaeli depremi ivme zaman grafiği.	37
Şekil 5.5 : Tayvan Chi Chi depremi ivme zaman grafiği.	37
Şekil 5.6 : San Francisco Loma Prieta depremi ivme zaman grafiği.....	38
Şekil 6.1 : Güzergah profili.	39
Şekil 6.2 : Km 1+950 ile Km 3+000 güzergah profili.	39
Şekil 6.3 : Km 3+000 ile Km 4+800 güzergah profili.	40
Şekil 6.4 : Km 4+800 ile Km 6+350 güzergah profili.	40

Şekil 6.5 : Km 6+350 ile Km 7+700 güzergah profili.	40
Şekil 6.6 : Segment halkası geometrik özellikleri.	41
Şekil 6.7 : Segment halkası radyal derz detayı.	42
Şekil 6.8 : Deprem spektrumu.	44
Şekil 6.9 : Kocaeli depremi spektral ivme zaman grafiği.	44
Şekil 6.10 : Chi Chi depremi spektral ivme zaman grafiği.	45
Şekil 6.11 : Loma Prieta depremi spektral ivme zaman grafiği.	45
Şekil 6.12 : Sonlu elemanlar yöntemi düğüm noktaları ve gerilme noktaları (Plaxis Materials Manuel, 2024).	46
Şekil 6.13 : Düzlem gerilme (solda) ve eksenel simetrik (sağda) örneği (Plaxis Materials Manuel, 2024).	46
Şekil 6.14 : Numerik analiz yöntemi I, deprem yükü uygulaması şematik gösterimi.	50
Şekil 6.15 : Numerik analiz yöntemi I, deprem yükü uygulaması.	50
Şekil 6.16 : Numerik analiz yöntem II, deprem yükü uygulaması şematik gösterimi.	52
Şekil 6.17 : Numerik analiz yöntemi II, deprem yükü uygulaması (model düşey sınırları).	52
Şekil 6.18 : Numerik analiz yöntemi II, deprem yükü uygulaması (model yatay sınırları).	53
Şekil 6.19 : Numerik analiz yöntem III, deprem yükü uygulaması şematik gösterimi.	54
Şekil 6.20 : Numerik analiz yöntemi III, deprem yükü uygulaması.	54
Şekil 6.21 : Numerik analiz yöntem III, model sınırları.	55
Şekil 6.22 : Numerik analiz yöntemi III, Plaxis programına deprem ivme kaydı girilmesi (Kocaeli depremi).	56
Şekil 6.23 : Numerik Yöntem III, deprem kaydı analiz aşaması.	56
Şekil 6.24 : Plaxis 2D programına yüklenen Chi Chi depremi.	57
Şekil 6.25 : Plaxis 2D programına yüklenen Loma Prieta depremi.	57
Şekil 6.26 : Başlangıç koşullarının oluşturulması.	58
Şekil 6.27 : Sol tüp TBM tüneli imalatı.	58
Şekil 6.28 : Sağ tüp TBM tüneli imalatı.	59
Şekil 6.29 : MCE deprem seviyesi yer değiştirme değeri uygulanması (Numerik analiz yöntemi I).	59
Şekil 6.30 : MCE deprem seviyesi yer değiştirme değeri uygulanması (Numerik analiz yöntemi II).	60
Şekil 6.31 : MCE deprem seviyesi deprem ivmesi uygulanması (Numerik analiz yöntemi III).	60
Şekil 6.32 : Km 2+255 kesiti hesap modeli.	61
Şekil 6.33 : Km 2+495 kesiti hesap modeli.	62
Şekil 6.34 : Km 3+255 kesiti hesap modeli.	63
Şekil 6.35 : Km 4+240 kesiti hesap modeli.	64
Şekil 6.36 : Km 4+510 kesiti hesap modeli.	65
Şekil 6.37 : Km 4+990 kesiti hesap modeli.	66
Şekil 6.38 : Km 6+865 kesiti hesap modeli.	66
Şekil 6.39 : Km 2+255 kesitinde statik durumda oluşan toplam deplasmanlar.	67
Şekil 6.40 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi I).	68
Şekil 6.41 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi II).	68

Şekil 6.42 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Kocaeli Depremi).	69
Şekil 6.43 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Chi Chi Depremi).	69
Şekil 6.44 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Loma Prieta Depremi).	70
Şekil 6.45 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi I).	71
Şekil 6.46 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi II).	71
Şekil 6.47 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Kocaeli depremi).	72
Şekil 6.48 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Chi Chi depremi).	72
Şekil 6.49 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Loma Prieta depremi).	73
Şekil 6.50 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan eğilme momentleri (Numerik analiz yöntemi I).	74
Şekil 6.51 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan eğilme momentleri (Numerik analiz yöntemi II).	74
Şekil 6.52 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan eğilme momentleri (Numerik analiz yöntemi III, Kocaeli depremi).	75
Şekil 6.53 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan eğilme momentleri (Numerik analiz yöntemi III, Chi Chi depremi).	75
Şekil 6.54 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan eğilme momentleri (Numerik analiz yöntemi III, Loma Prieta depremi).	76
Şekil 6.55 : Km 2+255 kesiti moment uzunluk grafiği.	77
Şekil 6.56 : Km 2+255 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.	77
Şekil 6.57 : Km 2+495 kesiti moment uzunluk grafiği.	78
Şekil 6.58 : Km 2+495 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.	78
Şekil 6.59 : Km 3+255 kesiti moment uzunluk grafiği.	79
Şekil 6.60 : Km 3+255 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.	80
Şekil 6.61 : Km 4+240 kesiti moment uzunluk grafiği.	81
Şekil 6.62 : Km 4+240 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.	81
Şekil 6.63 : Km 4+510 kesiti moment uzunluk grafiği.	82
Şekil 6.64 : Km 4+510 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.	83
Şekil 6.65 : Km 4+990 kesiti moment uzunluk grafiği.	84
Şekil 6.66 : Km 4+990 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.	84
Şekil 6.67 : Km 6+865 kesiti moment uzunluk grafiği.	85
Şekil 6.68 : Km 6+865 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.	86



DAİRESEL KESİTLİ TÜNELLERİN DEPREM ETKİLERİ ALTINDA NUMERİK ANALİZLERİ

ÖZET

Yeraltı yapılarının deprem etkileri altındaki davranışı yer hareketi ivmelerinden kaynaklanan atalet kuvvetlerinden ziyade, zemin-yapı ortamının yer değiştirmeleri tarafından kontrol edilmektedir. Deprem sırasında yeraltı yapıları, içinde bulundukları zeminde oluşan yer değiştirmelere uymaya çalışır. Bu sebeple yeraltı yapılarının tasarımında yer değiştirme esaslı tasarımlar yapılmalıdır.

Bu çalışma kapsamında öncelikle tüneller hakkında genel bilgiler verilmiş ve tüneller kullanım amaçlarına, enkesit şekillerine ve yapım yöntemlerine göre gruplandırılarak detaylandırılmıştır.

Tünellerin deprem sırasında maruz kaldığı boyuna yönde, tünel eksenine paralel doğrultuda gelen deprem dalga yayılımlarından kaynaklı eksenel ve eğilme şekil değiştirmeleri ile enine yönde, özellikle düşey yönde yayılan S deprem dalgalarından kaynaklı oluşan ovalleşme/yamulma şekil değiştirmelerinden bahsedilmiştir. Bu şekil değiştirme modlarına karşılık mevcut olan Serbest Alan Şekil Değiştirme Yaklaşımı ve Zemin-Yapı Etkileşimi Yaklaşımı yöntemleri detaylıca anlatılmış ve bu yaklaşım yöntemlerinde kullanılan analitik kapalı form çözümlerden bahsedilmiştir.

Türkiye Karayolu ve Demiryolu Tünelleri ile Diğer Zemin Yapıları Deprem Yönetmeliği'ne göre deprem etkisindeki tünellerin tasarım felsefesi, tasarım yöntemleri ve tasarım sürecinden bahsedilmiştir.

Tünellerin deprem etkileri altındaki davranışını inceleyebilmek amacıyla sonlu elemanlar analizleri yapılmaktadır. Bunlardan yaygın kullanılanlardan biri Plaxis 2D sonlu elemanlar programıdır. Bu tez çalışmasında modellemeler Plaxis 2D programı kullanılarak oluşturulduğundan öncelikle program hakkında temel bilgiler verilmiştir. Plaxis 2D programında kullanılan zemin modellerinden bahsedilmiş, zemin geometrisinin ve zemin geometrisine eklenecek yapısal elemanların tanımlanma biçimleri anlatılmıştır.

Nümerik analizlerde İstanbul'da yapılmakta olan yaklaşık 8 km uzunluğuna sahip çift tüp TBM tünellerinden oluşan bir demiryolu hattı projesinden yararlanılmıştır. Analizler dairesel kesitli TBM tünelleri için yapılmıştır. Dairesel kesitli tünellerin enine yönde deprem hesabı için güzergah üzerinde alınan yedi farklı kesitte Plaxis 2D programında nümerik analizler yürütülmüştür. Yapılan ilk iki analiz yöntemi yer değiştirme esaslıdır ve bu yöntemlerde modele farklı hesaplamalar ile belirlenen yer değiştirme değerleri etkililmiş ve tünel kaplamasında oluşan eğilme momentleri ve normal kuvvetler elde edilmiştir. Diğer analiz yöntemi ise 2 boyutlu olarak zaman tanım alanında yapılmıştır. Plaxis 2D programında model tabanına deprem ivme kayıtları etkililmiştir. Nümerik analizde kullanabilmek için spektruma uygun olan Gebze istasyonuna ait 1999 yılı İstanbul Kocaeli depremi, TCU042 istasyonuna ait 1999 yılı Tayvan Chi-Chi depremi ve San Jose - Santa Teresa istasyonuna ait 1989

San Francisco Loma Prieta depremi kayıtları seçilmiştir ve model tabanına etkilerek tünel kaplamasında oluşan eğilme momentleri ve normal kuvvetler elde edilmiştir. Her bir kesit için statik durumda bulunan kuvvetler de özetlenmiştir. Analizler sonucunda üç farklı numerik yöntemle tünel kaplamasında oluşan kuvvetler karşılaştırmalı olarak grafiklerde sunulmuştur. Analizler Maksimum Tasarım deprem seviyesine göre gerçekleştirilmiştir.



NUMERICAL ANALYSIS OF CIRCULAR TUNNELS UNDER SEISMIC EFFECTS

SUMMARY

The behaviour of underground structures under seismic effects is controlled more by the displacement of the soil-structure interface than by the inertial forces arising from ground motion accelerations. During an earthquake, underground structures attempt to conform to the displacements occurring within the surrounding ground. Therefore, displacement based designs should be considered in the design of underground structures.

Within the scope of this study, initially general information about tunnels has been provided. Tunnels have been classified and detailed based on their purposes, cross sectional shapes, and construction methods. Tunnels are classified into two groups based on their purposes: transportation tunnels and service tunnels. Tunnels can be constructed in various cross section such as circular, rectangular, and horseshoe. The determination of tunnel cross section takes into account the characteristics of the ground where the tunnel will be excavated and the intended use of the tunnel. Tunnels are classified into two groups based on construction methods: drill and blast, and machine excavation. In this thesis study, a numerical model has been created for TBM (Tunnel Boring Machine) tunnels.

It has been discussed that during an earthquake, tunnels undergo deformations. These deformations are axial and flexural in the longitudinal direction, caused by seismic wave propagation parallel to the tunnel axis, and ovaling/racking deformations in the transverse direction, especially caused by the vertical propagation of S seismic waves. The methods corresponding to these deformation modes, namely the Free Field Deformation Approach and the Soil-Structure Interaction Approach, have been explained in detail. Analytical closed-form solutions used in these approach methods have also been discussed.

Tunnels are significantly influenced by the relative stiffness between the tunnel lining and the surrounding soil. Therefore, the interaction between the structure and the surrounding soil is an important factor in the seismic design of underground structures. Especially in tunnels located in soft soil environments, the interaction between the structure and the ground plays a significant role in seismic behavior. Therefore, it should be taken into consideration in earthquake design.

The design philosophy, design methods, and design process of tunnels under seismic effects according to the Turkey Highway and Railway Tunnels and Other Soil Structures Seismic Code have been discussed. This seismic code categorizes the performance objectives of the structure and the calculation methods to be applied into three groups, depending on the seismic motion levels and risk classes. The design of tunnels under seismic effects is completed in two stages: preliminary design and final design. While preliminary design is conducted for Operational Design Earthquake

level, final design is conducted for Maksimum Design Earthquake levels. While preliminary design is based on strength, final design is based on deformation.

Finite element analyses are used to examine the behaviour of under ground structures under seismic effects. One of the common of these is the Plaxis 2D finite element program. In this thesis study, since the modeling is conducted using the Plaxis 2D program, fundamental information about the program is provided. The soil models used in the Plaxis 2D program are presented, and the ways to define soil geometry and structural elements to be put in the soil geometry are explained. Besides, the modeling stages in Plaxis 2D have been discussed.

In numerical analyses, a railway line project consisting of twin tube TBM tunnels, approximately 8 km long, currently under construction in İstanbul, was utilized. The analyses were conducted for circular cross section TBM tunnels. In the analyses, the lining is defined as an elastic material and modeled using beam elements that allow the evaluation of stresses and connecting material elements (Equivalent Axis Beam Model).

For the seismic calculation in the transverse direction of the circular cross section tunnels, numerical analyses were carried out in the Plaxis 2D at seven different sections taken along the alignment. Three different numerical analyses have been carried out for seismic calculations in the transverse direction of tunnels with circular cross sections. The numerical analyses were performed according to Maksimum Credible Earthquake (MCE) level.

The first two analysis methods (numerical analysis method I and numerical analysis method II) are displacement based, and in these methods, the displacement values determined through different calculations were applied to the model to obtain the forces in the tunnel lining. Numerical analysis method III is conducted in two dimensions in the time domain. In the Turkey Highway and Railway Tunnels and Other Soil Structures Seismic Code, numerical analysis method I and numerical analysis method II are classified as B-type calculation methods, while numerical analysis method III is classified as a C-type calculation method.

In the numerical analysis method I, the maximum diametrical deformation value that the tunnel lining would undergo is calculated for both full slip and non slip conditions. In order to obtain these values, displacement is applied in opposite directions, three meter away from the tunnel arch and invert, at the end of the static stages. Thus, bending moment, and axial force values for the tunnel lining have been obtained.

In the numerical analysis method II, the maximum deformation value that the model would undergo is calculated. Then, this value has been applied to the model boundaries at the end of the static stages, unlike to the other method. Thus, bending moment, and axial force values for the tunnel lining have been obtained.

In the numerical analysis method III, forces in the tunnel lining are obtained by performing time domain analysis through the application of earthquake acceleration records to the model base. Three different earthquake records were selected for use in the analyses. These earthquakes are the 1999 Turkey Kocaeli earthquake record taken from Gebze station, the 1999 Taiwan Chi Chi earthquake records from the TCU042 station, and the 1989 USA San Francisco Loma Prieta earthquake record from San Jose - Santa Teresa Hills station.

Bending moment, and axial force values in the tunnel lining have been obtained with three different numerical methods and compared for the seven sections. As the tunnel

depth increases, the analysis results for the bending moment in the tunnel lining converge between numerical analysis method I and analysis method II. Similarities are observed in the normal force values in the tunnel lining among all three numerical methods. Dynamic analyses performed in the time domain consistently yield higher moment values compared to displacement based dynamic analyses under all conditions.





1. GİRİŞ

Yeraltı yapılarına toprak ve su basıncı, sürşarj yükleri, zati ve hareketli yükler gibi statik yükler ile birlikte dinamik yük olan deprem yükleri de etkir. Tarihsel olarak bakıldığında deprem durumunda yeraltı yapılarının yer üstü yapılarına göre daha az hasar aldığı görülse de, yakın geçmişteki büyük depremlerde tünellerin de fazla hasar alması yeraltı yapılarının tasarımında deprem yükünün önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir.

Deprem etkileri yeraltı yapılarında iki kategoriye ayrılabilir.

- Yer sarsıntısı
- Zemin problemleri

Yer sarsıntıları, cisim dalgaları (P ve S dalgaları) ile yüzey dalgalarının (Rayleigh ve Love dalgaları) ve bunların kombinasyonlarının zemin parçacıklarını harekete geçirerek titreştirmesi sonucu oluşur.

Zemin problemleri genel olarak fay yırtılması, tektonik yükselme veya çökme, heyelan ve sıvılaşma kaynaklı zemin kararsızlığı sonucu oluşur. Bu zemin şekil değiştirmeleri tünellerde lokalize hasarlar oluşturur. Zemin şekil değiştirmelerinin büyüklüğüne ve tünelin yapısal özelliklerine göre oluşan hasar seviyeleri değişiklik gösterir.

Tünellerin maruz kaldığı depremler sonucu performansı incelendiğinde zemin problemlerinden kaynaklı oluşan tünel hasarlarının yer sarsıntısı kaynaklı oluşan tünel hasarlarından çok daha fazla olduğu gözlenmiştir.

1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Tünel yapıları, atalet etkisinden ziyade çevresindeki zeminin şekil değiştirmelerine karşı daha hassastır. Bu şekil değiştirmeler yapıların bulunmadığı veya kazı olmadığı durumda deprem dalgaları tarafından oluşturulan serbest alan şekil değiştirmeleridir. Tünellerin deprem sırasında etrafını çevreleyen zemin gibi hareket ettiği varsayılmaktadır. Bu sebeple serbest alan şekil değiştirme yaklaşımı zemin yapı

etkileşimini hesaba katmaz. Ancak yapı tarafından beklenen şekil değiştirmelerin birinci derece tahminini sağlayabilir. Tünelde oluşan şekil değiştirmeler, tünel kaplaması ile çevresindeki zemin arasındaki göreceli rijitlikten büyük ölçüde etkilenir. Bu yüzden yeraltı yapılarının deprem tasarımında yapı zemin etkileşimi önemli bir faktördür.

Bu çalışma kapsamında dairesel kesitli tünellerin deprem etkisi altındaki davranışları sonlu elemanlar metodu kullanılarak incelenmiştir. Numerik analizlerde İstanbul'da yapılmakta olan bir demiryolu hattı projesinden yararlanılmıştır ve güzergah üzerinde bulunan farklı kayma dalgası hızına ve tünel derinliğine sahip olan kesitler alınarak Plaxis 2D programında analizler gerçekleştirilmiştir. Dairesel kesitli tünellerin enine deprem hesabı üç farklı numerik analiz ile yürütülmüştür. Yapılan ilk iki analiz yönteminde modele farklı hesaplamalar ile belirlenen yer değiştirme değerleri etkiltilmiş ve tünel kaplamasında oluşan eğilme momentleri ve normal kuvvetler elde edilmiştir. Diğer analiz yöntemi ise iki boyutlu olarak zaman tanım alanında yapılmıştır. Plaxis 2D programında model tabanına deprem ivme kayıtları etkiltilmiştir. Tüm analiz sonuçlarından elde edilen tünel kaplamasında oluşan kuvvetler birbiriyle karşılaştırılmıştır.

1.2 Çalışma Yöntemi

Bu tez çalışmasında, tünel kaplamasına ait statik ve dinamik analizler gösterilmeden önce konu hakkında literatür araştırmaları yapılmıştır. Tez çalışmasının ikinci bölümünde tüneller hakkında temel bilgiler verilmiştir. Üçüncü bölümde tünellerin deprem etkisindeki davranışları hakkında bilgiler verilmiş ve önerilen kapalı form çözümlerden bahsedilmiştir. Dördüncü bölümde deprem yönetmeliğine göre tasarım yöntemlerinden bahsedilmiştir. Beşinci bölümde tünel kaplamasında oluşan kuvvetleri belirleyebilmek için yapılacak olan numerik yöntemler anlatılmıştır. Altıncı bölümde analizlerde kullanılacak olan Plaxis 2D programı hakkında bilgiler verilmiş ve deprem etkisi altında dairesel kesitli tünellerin analizleri yapılmıştır. Tezin son bölümünde ise karşılaştırmalı analiz sonuçlarının yer aldığı sonuçlar bölümü sunulmuştur.

2. TÜNELLER HAKKINDA GENEL BİLGİLER

Tüneller, yer altında uygun kazı, sağlamlaştırma ve destekleme önlemleri alınarak, kalıcı bir boşluk açılmasıyla oluşan ve etrafını çevreleyen kayaçlarla birlikte çalışan iki ucu açık yer altı yapılarıdır (Vardar, 2013). Tüneller kullanım amaçlarına, enkesit şekillerine ve yapım yöntemlerine göre gruplandırılabilir.

2.1 Kullanım Amaçlarına Göre Tüneller

Tüneller kullanım amaçlarına göre iki gruba ayrılabilir. Bunlar,

- Ulaştırma Tünelleri
- Hizmet Tünelleri

2.1.1 Ulaştırma tünelleri

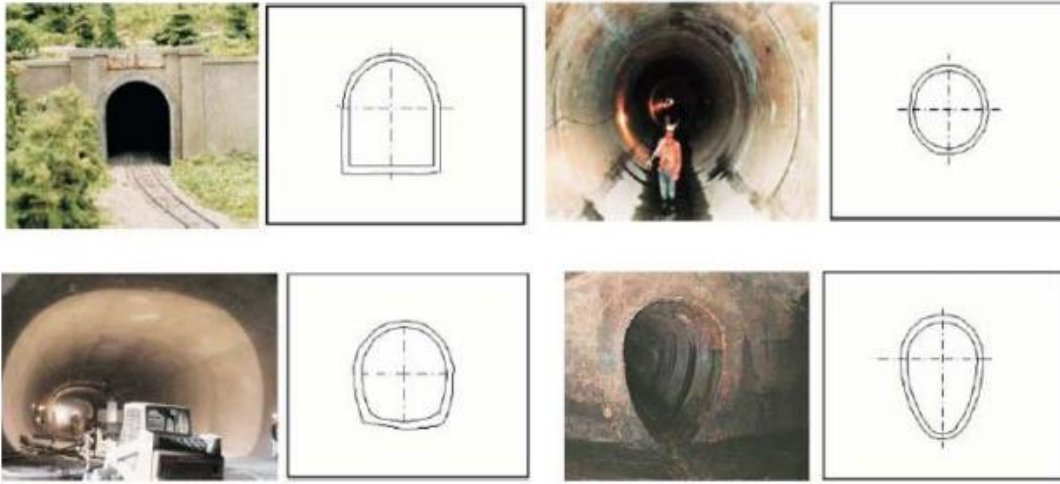
Ulaştırma tünelleri, şehir içi trafiği azaltmak, şehirlerin ulaşım ağlarını geliştirmek ve farklı ulaşım çeşitlerini entegre etmek amacıyla inşa edilen tünellerdir. Bu tüneller karayolu tünelleri, demiryolu tünelleri, yaya tünelleri ve metro tünelleri olarak sınıflandırılabilir. Karayolu ve demiryolu tünelleri nehir altlarında ve dağlık bölgelerin içerisinde inşaa edilebilir. Demiryolu tünelleri tren geçişleri için uygundur, çift hatlı veya tek hatlı olmalarına göre genişlikleri farklılık gösterir. Sadece yayaaların kullanımına uygun olan yaya tünelleri küçük kesitlere sahiptir ve trafik yoğunluğunun çok olduğu yerlerde yapılır. Metro tünelleri ise şehir içinde kısa sürede çok sayıda yolcu taşıma imkanı sağlayan tünellerdir.

2.1.2 Hizmet tünelleri

Hizmet tünelleri, atık suların arıtma tesislerine ulaştırılması için yapılan kanalizasyon tünelleri, gaz, elektrik, telefon ve diğer kabloların yerleştirilmesi için yapılan alt yapı tünelleri ve barajlarda toplanan suyun tribün merkezine aktarılması ile hidroelektrik enerji üretmek amacıyla yapılan enerji ve su tünelleri olarak sınıflandırılabilir (Hocaoğlu, 2022).

2.2 Enkesit Şekillerine Göre Tüneller

Tüneller dairesel, dikdörtgen ve atnalı gibi birçok enkesitte oluşturulabilirler. Tünel enkesitinin belirlenmesinde tünelin açılacağı zeminin ve tünelin kullanım amacının etkisi göz önüne alınmaktadır. Kaya ortamında açılacak tünellerde genellikle bir dairesel kemer ve iki dikey yan duvardan oluşan bir enkesit tercih edilmektedir. Yumuşak ve zayıf zeminlerde açılacak tünellerin ise yatay kuvvetleri karşılayacak dairesel veya at nalı enkesitlere sahip olması gerekmektedir. Dairesel kesitler tünel tabanının düz olmamasından kaynaklı dolgu gerektirdiğinden, at nalı enkesitine sahip tüneller daha çok tercih edilmektedir. Dikdörtgen enkesitli tüneller keskin köşelere sahip olduğundan, bu bölgelerde gerilme yığılmaları oluşmakta ve bu sebeple yalnızca aç-kapa tünellerde ve su altı tünellerinde uygulanmaktadır. Yumurta şeklinde enkesite sahip tüneller ise dar bir tabana sahip olduğundan ulaşım amaçlı kullanılmak yerine genellikle atık suların taşındığı tünellerde tercih edilmektedir. Şekil 2.1’de tünel enkesit örnekleri gösterilmektedir.



Şekil 2.1 : Enkesit şekillerine göre tüneller (Aktaş, 2009).

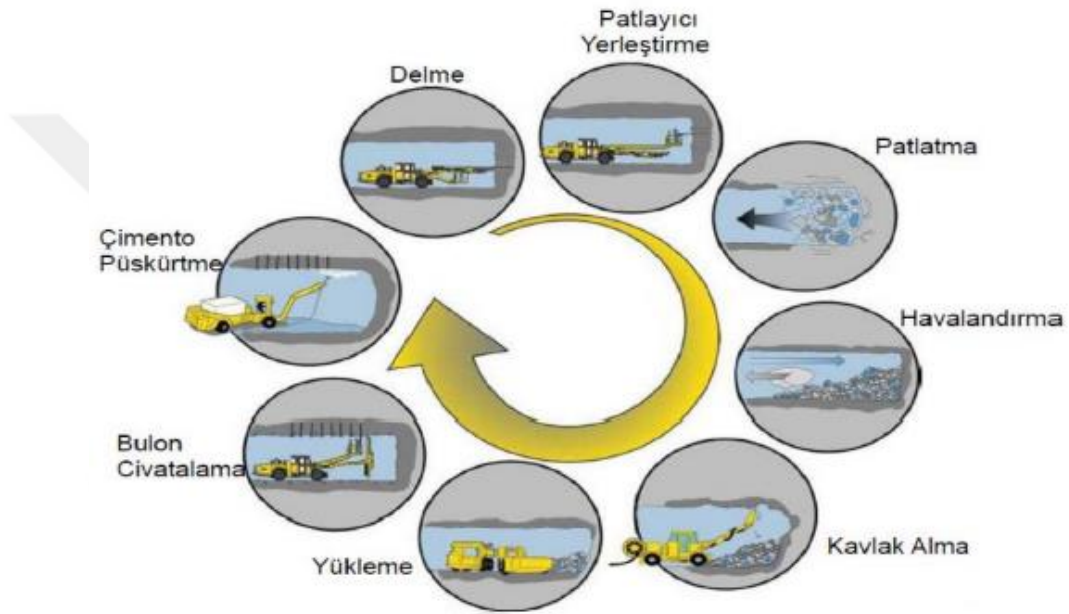
2.3 Yapım Yöntemlerine Göre Tüneller

Tünelin açılacağı birimin kaya veya zemin olması durumuna göre tünel açma yöntemleri çeşitlilik göstermektedir. Bu yöntemler temel olarak aşağıdaki gibi iki grupta sınıflandırılabilir.

1. Delme Patlatma
2. Mekanize Kazı

2.3.1 Delme patlatma yöntemi ile tünel açılması

Delme patlatma yöntemi, kaya ortamının kendi ağırlığını taşıyabilme özelliğine sahip olması sebebiyle genellikle kaya ortamında açılacak tüneller için uygulanır. Bu yöntem ile yapılan kazılarda ilk olarak delikler delinerek patlayıcı maddeler yerleştirilir ve patlatma işlemi uygulanır. Patlamadan kaynaklı oluşan toz ve duman uzaklaştırıldıktan sonra pasa nakledilir ve sökülememiş kaya parçaları sökülür. Kemer temizlenerek püskürtme beton uygulaması yapılır ve kazıya devam edilir. Şekil 2.2’de delme patlatma yöntemi ile tünel kazısının yapım aşamaları gösterilmektedir.



Şekil 2.2 : Delme patlatma yöntemi kazı aşamaları (Demir, 2021).

Delme patlatma yöntemi ile en az sayıda delik ve patlayıcı ile kayacın taşınabilir parçalara ayrılması hedeflenir. Maliyet olarak ucuz olma avantajına sahip olmasına rağmen, ilerlemenin uzun sürmesi ve tünel çapının sabit kalamayıp değişkenlik göstermesi gibi dezavantajları mevcuttur.

2.3.2 Mekanize kazı yöntemleri ile tünel açılması

Mekanize kazı yöntemleri aşağıdaki gibi iki gruba ayrılabilir.

1. Tam kesitli kazı yöntemleri
2. Parçalı kesitli kazı yöntemleri

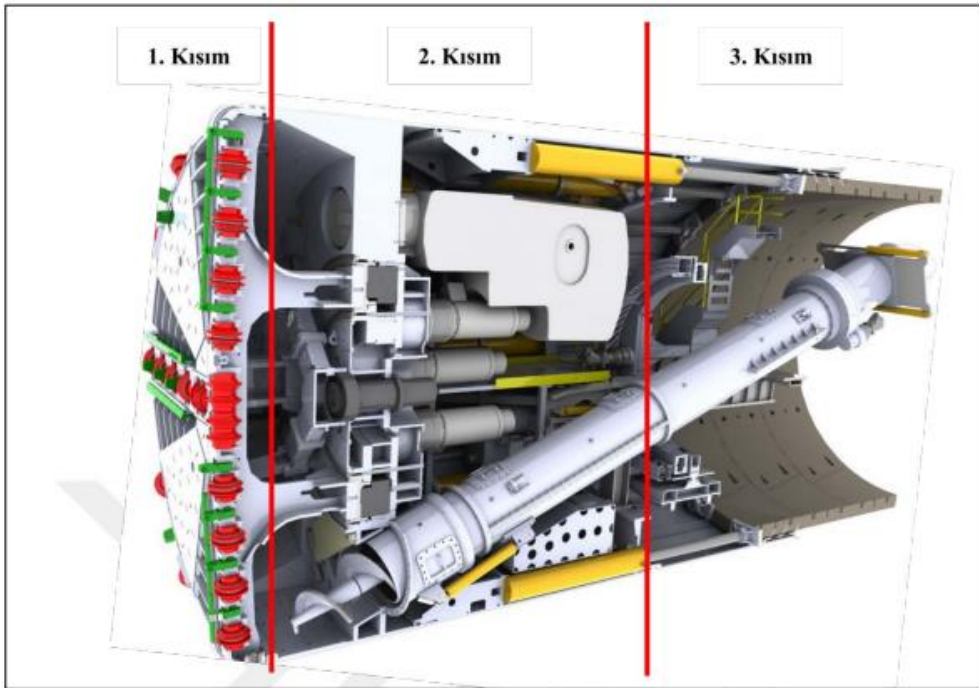
Tam kesitli kazı yöntemlerinde tünel aynası parçalara ayrılmadan tek aşamada TBM (Tunnel Boring Machine) adı verilen tam kesit tünel açma makineleri ile kazılır.

Parçalı kesitli kazı yöntemlerinde ise tünel aynası parçalara ayrılarak kazı işlemi aşamalar halinde gerçekleşir. Pek çok ülke tarafından yöntemler geliştirilse de günümüzde en çok kullanılan parçalı kesitli kazı yöntemi NATM olarak adlandırılan Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemidir.

2.3.2.1 TBM ile tünel kazısı

TBM ile yapılan kazılarda, kazı, pasa nakliyatı ve destekleme gibi tünel açmak için yapılan tüm işlemler insan gücü gerektirmeden bir makine ile gerçekleşir.

TBM üç bölümden oluşmaktadır (Şekil 2.3). İlk kısımda, dişlerin yer aldığı kesici kafa bulunur. Kesici dişler ile tünel kazısı yapılır. Operatör tarafından makineye belirli bir itme gücü ve dönme hızı uygulanmasıyla kazı tamamlanır ve kazılan malzeme dışarıya nakledilir. İkinci kısımda makinenin tipine göre kalkanlı, yarı kalkanlı veya kalkansız olarak çeşitlilik gösteren ekipmanlar bulunur. Son kısımda tünelin ilerlemesini sağlayan pabuç veya itme silindirleri bulunur. Pabuçlar yan çeperlerden destek olarak makinenin ilerlemesini sağlarken, itme silindirleri tünelin kalıcı kaplamasına mekanik ayakları ile basarak bu işlemi yapar (Dumanoglu, 2022).



Şekil 2.3 : TBM bölümleri (Dumanoglu, 2022).

TBM ile açılacak birimin formasyonunun önceden tespiti, seçilecek TBM çeşidi için önemli bir faktördür. TBM'ler başlangıç aşamasında yüksek maliyetli gözüксе de uzun

tünelleri kısa sürede açması ve kalıp ve işçilik maliyetinin düşük olması yönüyle avantajlı olmaktadır. Şekil 2.4'te TBM ile açılan bir tünel örneği gösterilmektedir.



Şekil 2.4 : TBM ile açılan tünel örneği.

2.3.2.2 NATM ile tünel kazısı

Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi olan NATM, tünelin içinde açıldığı birimin kendi kendini taşıma prensibine dayanır. Tüneli çevreleyen kaya, bir yük olmaktan ziyade esas yükü taşıyan eleman görevi görmektedir. Tünel kazısı sırasında, kazıya başlamadan önce zeminin sahip olduğu gerilmeler, gevşemenin etkisiyle ikinci gerilme durumuna dönüşür ve bu gerilmeler şekil değiştirmelere sebep olur. Tünelin belirli bir miktar şekil değiştirme yapmasına izin verilerek, tünele sağlamlaştırma ve destekleme elemanları uygulanır. Sağlamlaştırma elemanlarına örnek olarak kaya bulonları verilebilir. Bu elemanlar kaya yapısının içine yerleştirilerek kaya kütlelerinin bir parçası haline gelir ve böylece kayanın mevcut direnci harekete geçirilerek kendini destekler duruma getirilmesi sağlanır. Destekleme elemanları ise kaya kütlelerinin dışına yerleştirilir ve kaya kütlelerinin hareketlerinin kontrol edilmesi ve dayanımının artması sağlanır. Bu destek sistemleri püskürtme beton, çelik hasır ve çelik iksa gibi elemanlardan oluşmaktadır (Nurnur, 2016).

Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi, her türlü zeminde uygulanabilir olması ve optimum tasarım ile kullanılan desteklemelerin daha ekonomik olması gibi avantajlara sahipken, ilerleme hızının diğer yöntemlere göre daha düşük olması ve kalifiye işçilik

gerektirme zorluğu gibi dezavantajlara da sahiptir. Şekil 2.5'te NATM ile açılan bir tünel örneği gösterilmektedir.



Şekil 2.5 : NATM ile açılan tünel örneği.

Tünel açma yöntemlerinden NATM ve TBM'in avantaj ve dezavantajları Çizelge 2.1'deki gibi özetlenebilir.

Çizelge 2.1 : TBM ve NATM karşılaştırma tablosu.

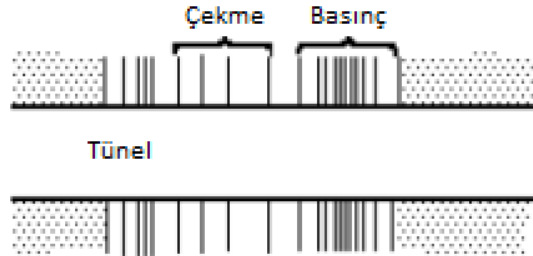
TBM	NATM
• Genellikle yüksek maliyetlidir. Yüksek teknolojik makineler ve ekipmanlar gerektirir. • Hızlı ilerleme sağlar. • Sert kaya ve zorlu zemin koşulları için uygundur. • Projede karşılaşılan zemin koşullarına daha az adapte olabilir. • Daha az belirsizlik ve risk içerir. • Büyük projeler için uygundur. • Daha az işçi ve genellikle daha az mühendislik zorluğu içerir.	• Genellikle düşük maliyetlidir. Daha az teknolojiye dayalı ekipman gerektirir. • Genellikle daha yavaş ilerler. • Her türlü zeminde kullanılabilir. • Projede karşılaşılan zemin koşullarına daha fazla adapte olabilir, değişken zemin koşullarına uyum sağlar. • Daha fazla belirsizlik ve risk içerir. • Küçük ve orta ölçekli projeler için daha uygundur. • Daha fazla işçi ve genellikle daha fazla mühendislik uzmanlığı ve deneyim gerektirir.

3. TÜNELLERİN DEPREM ETKİLERİ ALTINDA TASARIM VE ANALİZ YÖNTEMLERİ

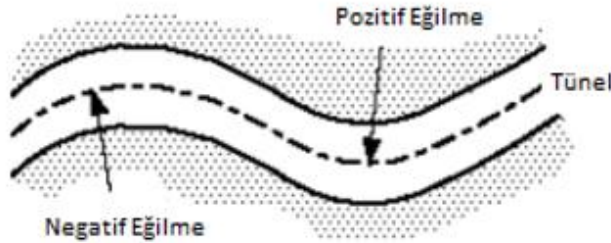
Tüneller deprem sırasında üç temel şekil değiştirmeye maruz kalır. Bunlar;

- Eksenel şekil değiştirme
- Eğilme şekil değiştirmesi
- Kesit ovalleşmesi / yamulması (Owen & Scholl, 1981)

Tünellerdeki eksenel ve eğilme şekil değiştirmeleri, tünel eksenine paralel doğrultudaki deprem dalgası yayılımının sebep olduğu şekil değiştirmelerdir. Eksenel şekil değiştirmeler (Şekil 3.1) kaya kütlelerinin kısılmasına ve uzamasına neden olurken, eğilme şekil değiştirmeleri (Şekil 3.2) tünel ekseninin kıvrılmasına sebep olur.



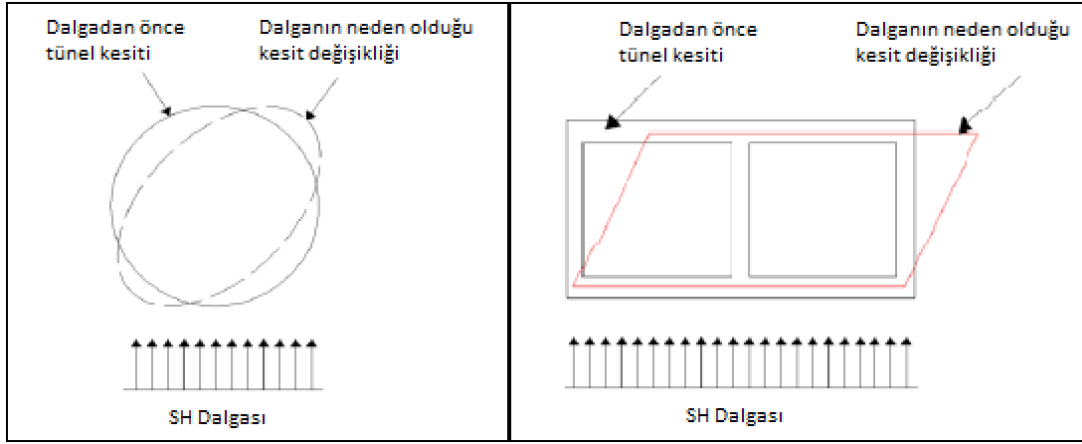
Şekil 3.1 : Tünel eksenel şekil değiştirmesi (Owen & Scholl, 1981).



Şekil 3.2 : Tünel eğilme şekil değiştirmesi (Owen & Scholl, 1981).

Dairesel kesitli tünellerde oluşan ovalleşme ile aç-kapa yapıları gibi dikdörtgen kesitli tünellerdeki yamulma, deprem dalgalarının (kayma dalgaları) tünel eksenine dik veya

dike yakın yayıldığı durumda gerçekleşir. Şekil 3.3'te yer altı yapıları deprem etkisi enine şekil değiştirme tipleri gösterilmektedir (Owen & Scholl, 1981).



Şekil 3.3 : Yeraltı yapıları deprem enine şekil değiştirme tipleri (Owen & Scholl, 1981).

Tünellerin deprem sırasında maruz kaldığı bu şekil değiştirme modlarına karşılık iki yöntem mevcuttur. Bunlar;

- Serbest Alan Şekil Değiştirme Yaklaşımı (Wang, 1996; Power ve diğ., 1998; Hashash ve diğ., 2001)
- Zemin-Yapı Etkileşimi Yaklaşımı

Serbest alan şekil değiştirmeleri yapı veya kazı olmaması durumunda deprem dalgalarının zeminde sebep olduğu şekil değiştirmelerdir. Bu şekil değiştirmeler yapı ile zemin arasındaki etkileşimi yok sayar. Ancak yapı tarafından beklenen şekil değiştirmelerin birinci derece tahminini sağlayabilir. Bu yaklaşım tünel kaplaması rijitliğinin zemine göre düşük olduğu durumlarda makul bir değerlendirme sağlamaktadır.

Yer altı yapısının varlığı serbest alan şekil değiştirmesini değiştirir. Tünellerde oluşan şekil değiştirmeler, tünel kaplaması ile çevresindeki zemin arasındaki göreceli rijitlikten büyük ölçüde etkilenir. Bu yüzden yeraltı yapılarının deprem tasarımında zemin-yapı etkileşimi önemli bir faktördür ve bu etkileşime dayalı bir yöntem gereklidir.

St. John & Zahrah (1987), Newmark'ın yaklaşımını geliştirerek harmonik deprem dalgalarından kaynaklanan boyuna birim şekil değiştirmeler, eksenel birim şekil değiştirmeler, kayma birim şekil değiştirmeleri ve eğrilik değerleri için çözümler üretmiştir. Çizelge 3.1'de bu çözümler özet olarak sunulmaktadır.

Çizelge 3.1 : Dalga türüne göre şekil değiştirme ve eğrilik değerleri (St. John & Zahrah, 2001).

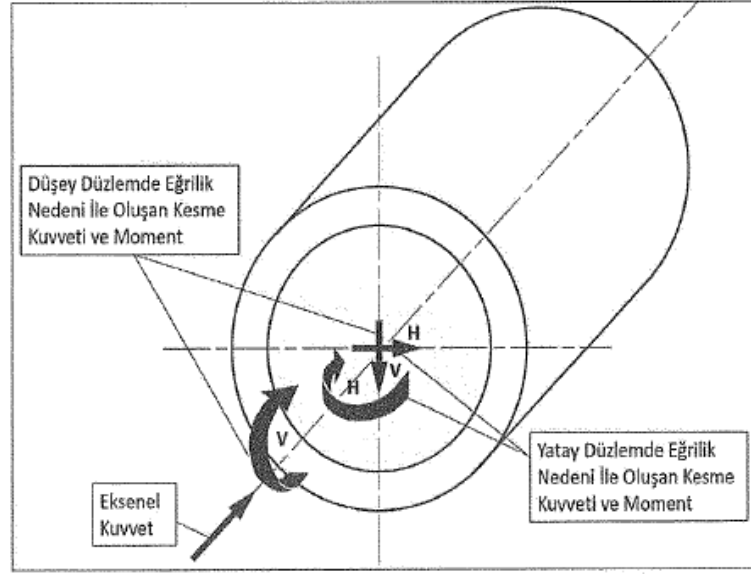
Dalga Türü	Boyuna Birim Şekil Değiştirme	Eksenel Birim Şekil Değiştirme	Kayma Birim Şekil Değiştirmesi	Eğrilik
P dalgası	$\varepsilon_l = \frac{V_p}{C_p} \cos^2 \phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_p}{C_p} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_p}{C_p} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_p}{C_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_p}{C_p} \text{ for } \phi = 0^\circ$	$\varepsilon_{nm} = \frac{V_p}{C_p} \text{ for } \phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_p}{2C_p} \text{ for } \phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho_{\max}} = 0.385 \frac{a_p}{C_p^2} \text{ for } \phi = 35^\circ 16'$
S dalgası	$\varepsilon_l = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_s}{C_s} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$
	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_s}{2C_s} \text{ for } \phi = 45^\circ$	$\varepsilon_{nm} = \frac{V_s}{2C_s} \text{ for } \phi = 45^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_s}{C_s} \text{ for } \phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_s}{C_s^2} \text{ for } \phi = 0^\circ$
Rayleigh dalgası	$\varepsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
Basınç Bileşeni	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R} \text{ for } \phi = 0^\circ$	$\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R} \text{ for } \phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2C_R} \text{ for } \phi = 45^\circ$	$K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2} \text{ for } \phi = 35^\circ 16'$
Kayma Bileşeni		$\varepsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R} \text{ for } \phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R} \text{ for } \phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \text{ for } \phi = 0^\circ$

3.1.2 Zemin-yapı etkileşimi yaklaşımı

Zemin-yapı etkileşimini dikkate alabilmek için elastik temele oturan kiriş yaklaşımı kullanılmaktadır. Bu yaklaşım dinamik etkileşim etkilerini göz ardı eder. Tünel kaplamasında deprem dalgalarından kaynaklı, tünel eksenine boyunca kuvvet ve momentler oluşmaktadır (Şekil 3.6).

Tünel kesiti üzerinde etkiyen maksimum kesme kuvveti ve eğilme momenti denklem 3.1'deki gibi hesaplanabilir (Power ve diğ., 1996).

$$V_{maks} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_l I_l A}{1 + \frac{E_l I_l}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) M_{maks} \quad (3.1)$$



Şekil 3.6 : Tünel enkesitinde oluşan boyuna normal kuvvet, kesme kuvveti ve momentin şematik gösterimi (Power ve diğ., 1996).

Burada, I_1 ve E_1 , sırasıyla tünel kaplaması atalet momenti ve elastisite modülü, K_t , enine yay katsayısı, A , kayma dalgasının serbest alan yer değiştirme tepsiği genliği, L ise sinüzoidal bir kayma dalgasının dalga boyudur.

Formüller sadece yumuşak zemindeki tüneller için geçerlidir, daha sert zemin ve kaya birimlerinde tüneller serbest alan şekil değiştirmeleri kullanılarak tasarlanabilir (Wang, 1993).

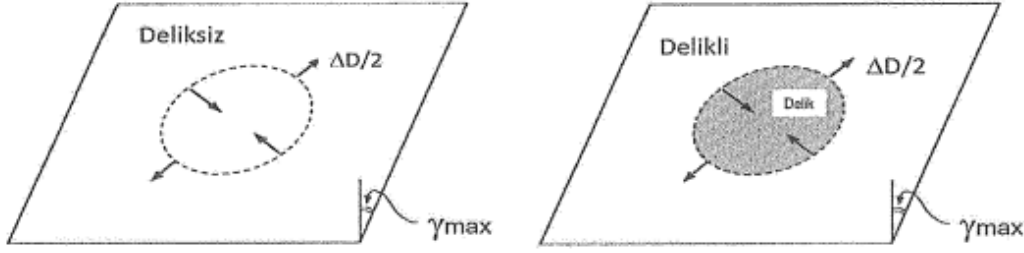
3.2 Tünellerin Enine Doğrultuda Deprem Analizi ve Tasarımları

3.2.1 Serbest alan şekil değiştirme yaklaşımı

Deprem dalgalarının tünel eksenine düşey veya bir açı ile yayılması durumunda tünel enine kesitinde ovalleşme veya yamulma şekil değiştirmeleri meydana gelir. Düşey yayılan kayma dalgası (SH dalgaları) tarafından kontrol edilen bu şekil değiştirmelerin hesabı için yapının içinde yer aldığı zemin ortamının serbest alan maksimum kayma şekil değiştirmesinin, γ_{max} , belirlenmesi gerekir (Şekil 3.7).

Kaplamanın çapsal birim şekil değiştirmesi, $\Delta D/D$, zeminin serbest alan maksimum kayma şekil değiştirmesinin, γ_{max} , bir fonksiyonu olarak belirlenir.

Kaplama çapsal birim şekil değiştirmesi, serbest alan zemin ortamının deliksiz olma durumuna göre denklem 3.2'deki gibi hesaplanabilir.



Şekil 3.7 : Delikli ve deliksiz zeminde serbest alan kayma şekil değiştirmeleri (Wang, 1993).

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{\gamma_{maks}}{2} \quad (3.2)$$

Serbest alan zemin ortamının delikli olma durumuna göre kaplama çapsal birim şekil değiştirmesi ise zemin ortamının Poisson Oranına (ν_m) göre denklem 3.3'teki gibi hesaplanabilir.

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm 2\gamma_{maks}(1 - \nu_m) \quad (3.3)$$

Tünel kaplamasında oluşacak normal kuvvet kaynaklı birim şekil değiştirmeler (ε_T) ve eğilme momenti kaynaklı birim şekil değiştirmeler (ε_M) denklem 3.4 ve denklem 3.5'teki gibi hesaplanabilir.

$$\varepsilon_T = 3(1 - \nu_m) \frac{t_l}{r} \gamma_{maks} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_M = \frac{1}{2} \frac{E_m}{E_l} \frac{(1 - \nu_l^2) r}{(1 + \nu_m) t_l} \gamma_{maks} \quad (3.5)$$

Burada;

E_m ve E_l : Sırasıyla zemin ve tünel kaplamasının elastisite modülü,

ν_m ve ν_l : Sırasıyla zemin ve tünel kaplamasının Poisson oranı,

t_l : Tünel kaplaması kalınlığı,

r : Dairesel kesitli tünel yarıçapıdır.

3.2.2 Zemin-yapı etkileşimi yaklaşımı

Dairesel tünellerdeki ovalleşme etkisi, tünel kaplaması ile çevresindeki zemin arasındaki göreceli rijitlikten büyük ölçüde etkilenir. Bu yüzden yeraltı yapılarının deprem tasarımında yapı zemin etkileşimi önemli bir faktördür. Tünel rijitliği zemine

göre yüksekse, zemin şekil değiştirmelerine karşı direnme eğiliminde olacak ve bunun sonucunda zeminde oluşan şekil değiştirmelerden daha küçük kaplama şekil değiştirmeleri ortaya çıkacaktır. Tam tersi durumda ise, yeraltı yapısı kendisini çevreleyen zeminden daha büyük şekil değiştirmeler oluşturacaktır.

Tünellerdeki kesit ovalleşmesi ve yamulmasına ilişkin ilk çalışmalar Burns ve Richard'ın 1964 ve Hoeg'in 1968 yılında yapmış olduğu çalışmalardır. Peck ve diğ. (1972), bu çalışmalara dayanarak dış yükleme koşulları altında eğilme momentleri, şekil değiştirmeler ve itme kuvvetleri açısından kapalı form çözümler önermiştir. Bu kapalı form çözümler aşağıdaki varsayımlara dayanmaktadır.

- ✓ Zemin elastik, homojen ve izotropik bir ortamdır.
- ✓ Dairesel tünel kaplaması düzlem gerilme koşulları altında elastiktir.
- ✓ Zemin ile tünel kaplaması arasındaki ara yüzde yüzde tam kayma olması veya kayma olmaması durumları mevcuttur.

Tünel kaplamasının deprem davranışı, yapıların sıkışabilirlik ve esneklik oranları ile toprak örtü basıncı ve sükunetteki toprak basıncının bir fonksiyonudur.

Tünelin zemine göre göreceli rijitliği, sıkışabilirlik (C_c) ve esneklik (F_c) oranları ile belirlenir, bunlar sırasıyla yapı ile ilgili olarak zeminin uzama ve ovalleşmeye karşı direnç ölçüsüdürler (Hoeg, 1968; Peck ve diğ., 1972). Denklem 3.6 ile sıkışabilirlik oranı (C_c), denklem 3.7 ile esneklik oranı (F_c) elde edilmektedir.

$$C_c = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)r}{E_l t_l(1 + \nu_m)(1 - 2\nu_m)} \quad (3.6)$$

$$F_c = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)r^3}{6E_l I_l(1 + \nu_m)} \quad (3.7)$$

Denklemlerde;

E_m ve E_l : Sırasıyla zeminin ve tünel kaplamasının elastisite modülü,

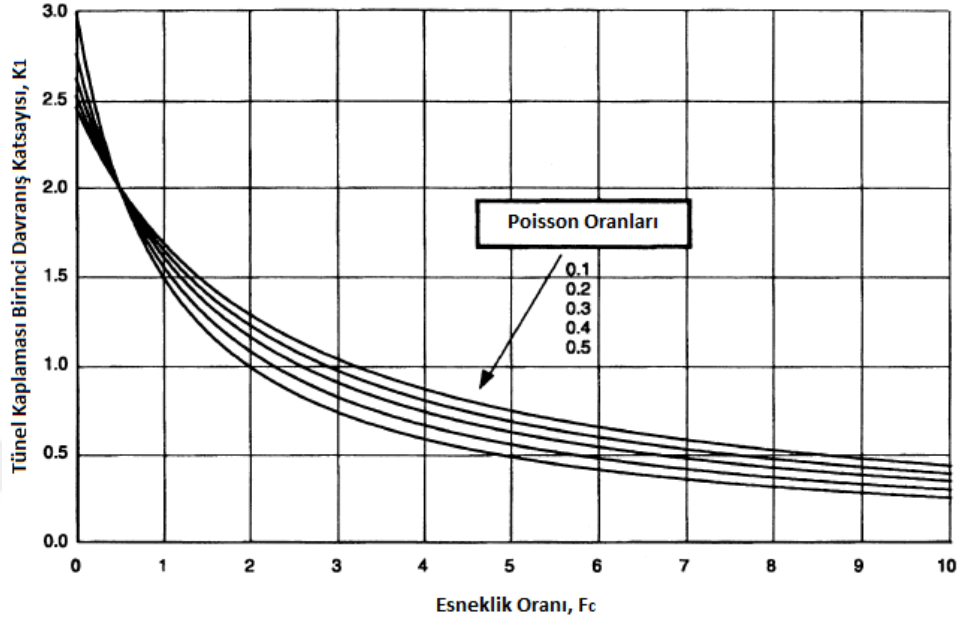
ν_m ve ν_l : Sırasıyla zeminin ve tünel kaplamasının Poisson oranı,

I_l : Birim genişlik için tünel kaplamasının atalet momenti,

r : Dairesel kesitler için yarıçap,

t_l : Tünel kaplamasının kalınlığıdır.

K_1 tünel kaplaması birinci davranış katsayısının esneklik oranı F_c ile arasındaki ilişki, arayüzde tam kayma durumu ve farklı zemin Poisson oranları için Şekil 3.9’da mevcuttur.



Şekil 3.9 : Tam kayma durumu tünel kaplaması birinci davranış katsayısı, K_1 (Wang, 1993).

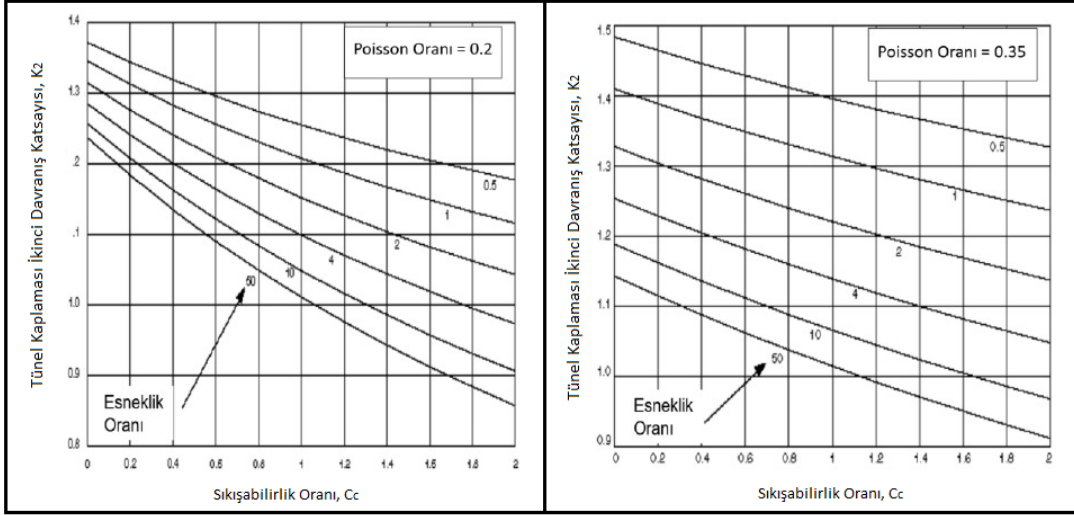
Zemin ile kaplama arasındaki ara yüzde kayma olmaması durumu için, dairesel tünel kesitinde oluşacak maksimum itme (normal) kuvveti (T_{maks}) denklem 3.12’deki gibi hesaplanmaktadır (Wang, 1993).

$$T_{maks} = \pm K_2 \tau_{maks} r = K_2 \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} r \gamma_{maks} \quad (3.12)$$

Formülde K_2 , tünel kaplaması ikinci davranış katsayısıdır ve denklem 3.13 ile elde edilmektedir.

$$K_2 = 1 + \frac{F_c[(1 - 2\nu_m) - C_c(1 - 2\nu_m)] - 0.5(1 - 2\nu_m)^2 C_c + 2}{F_c[(3 - 2\nu_m) + C_c(1 - 2\nu_m)] + C_c(2.5 - 8\nu_m + 6\nu_m^2) + 6 - 8\nu_m} \quad (3.13)$$

K_2 tünel kaplaması ikinci davranış katsayısının esneklik oranı F_c ile arasındaki ilişki, ara yüzde kayma olmaması durumu ve farklı zemin Poisson oranları için Şekil 3.10’da mevcuttur.



Şekil 3.10 : Tünel kaplaması ikinci davranış katsayısı (K_2) ile sıkışabilirlik oranı (C_c) arasındaki ilişki (Wang, 1993).

3.2.2.2 Penzien formülasyonu

Penzien & Wu (1998) ve Penzien (2000), tünel kaplamasında oluşan kuvvetlere ilişki Wang formülasyonu ile benzer analitik çözümler geliştirmişlerdir. Kaplamanın zemine karşı eğilme direncini hesaba katmak için bir esneklik oranı olan R açıklanmıştır. Kaplama şekil değiştirmesi ve R esneklik oranı denklem 3.14 ve 3.15 ile hesaplanmaktadır.

$$\Delta D_{Kaplama} = R \Delta D_{Serbest Alan} \quad (3.14)$$

$$R = \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha + 1} \quad (3.15)$$

Penzien (2000), zemin ile kaplama arasındaki ara yüzde kaymanın oluştuğu ve oluşmadığı durumlara ilişkin bir α katsayısı belirlemiştir. α katsayısı kayma koşulu için denklem 3.16 ile, kayma olmama koşulu için denklem 3.17 ile elde edilmektedir.

$$\alpha_{kaymakosulu} = \frac{12E_l I_l (5 - 6\nu_m)}{D^3 G'_m (1 - \nu_l^2)} \quad (3.16)$$

$$\alpha_{kaymaolmamakosulu} = \frac{24E_l I_l (3 - 4\nu_m)}{D^3 G'_m (1 - \nu_l^2)} \quad (3.17)$$

Formüllerde;

E_l : Tünel kaplamasının elastisite modülü,

ν_m ve ν_l : Sırasıyla zeminin ve tünel kaplamasının Poisson oranı,

I_1 : Birim genişlik için tünel kaplamasının atalet momenti,

D : Tünel kaplama çapı,

G'_m : Zemin ortamının etkin kayma modülüdür.

Zemin ve kaplama ara yüzünde kayma olması durumunda belirlenen normal kuvvet, eğilme momenti ve kesme kuvveti sırasıyla denklem 3.18, denklem 3.19 ve denklem 3.20 ile hesaplanmaktadır.

$$T(\theta) = \frac{12E_l I \Delta D_{Kaplama}}{D^3(1 - \nu_m^2)} \cos 2(\theta + 45) \quad (3.18)$$

$$M(\theta) = \frac{6E_l I \Delta D_{Kaplama}}{D^3(1 - \nu_m^2)} \cos 2(\theta + 45) \quad (3.19)$$

$$V(\theta) = \frac{24E_l I \Delta D_{Kaplama}}{D^3(1 - \nu_m^2)} \sin 2(\theta + 45) \quad (3.20)$$

Zemin ve kaplama ara yüzünde kayma olmaması durumunda belirlenen normal kuvvet, eğilme momenti ve kesme kuvveti sırasıyla denklem 3.21, denklem 3.22 ve denklem 3.23 ile hesaplanmaktadır.

$$T(\theta) = \frac{24E_l I \Delta D_{Kaplama}}{D^3(1 - \nu_l^2)} \cos 2(\theta + 45) \quad (3.21)$$

$$M(\theta) = \frac{6E_l I \Delta D_{Kaplama}}{D^3(1 - \nu_l^2)} \cos 2(\theta + 45) \quad (3.22)$$

$$V(\theta) = \frac{24E_l I \Delta D_{Kaplama}}{D^3(1 - \nu_l^2)} \sin 2(\theta + 45) \quad (3.23)$$

Hashash ve diğ. (2001), dairesel kesitli tünellerin deprem hesabı için Wang ve Penzien formülasyonlarını kullanarak tam kayma ve kayma olmaması durumu için karşılaştırmalı bir çalışma gerçekleştirmiştir. Ara yüzde tam kayma durumunda her iki formülasyonun aynı sonuçlar verdiği gözlemlenirken, kayma olmaması durumunda Wang formülasyonunun Penzien formülasyonundan yüksek normal kuvvet hesapladığı belirlenmiştir.

Hashash ve diğ. (2005), dairesel kesitli tünellerin deprem hesabında analitik yöntemlerin doğruluğunu değerlendirmek için Plaxis programında sayısal analizler gerçekleştirmiştir. Sayısal analizlerde analitik yöntemlerle aynı varsayımlar kullanılmıştır. Bu varsayımlar düzlem gerilme koşulu ile zemin ve kaplamanın lineer elastik malzeme kabulüdür. Analiz sonuçları, elde edilen kuvvetlerin Wang'ın

öz mleriyle uyuştuğu ve Wang'ın çözümünün normal kuvvet için kayma olmaması durumunda gerçek bir tahmin sağladığını göstermektedir. Çalışmada Penzien'in çözümünün kayma olmaması durumu için kullanılmaması önerilmektedir.

Bazaz ve Besharat (2008), zemin ortamında bulunan sığ dairesel kesitli tünellerin deprem analizi üzerine bir çalışma gerçekleştirmiştir. Numerik modeli için Plaxis 2D programını kullanmış, maksimum kayma gerilmesi değerini şekil değiştirmeye dönüştürerek modele bulduğu bu şekil değiştirmeyi uygulamıştır. Wang ve Penzien formülasyonları ile analitik olarak bulunan tünel kaplamasında oluşan iç kuvvetleri, oluşturduğu numerik model analiz sonuçları ile karşılaştırmıştır. Normal kuvvet değeri, Wang formülasyonu ve numerik yöntem ile benzer sonuçlar göstermiş, bu değer Penzien formülasyonu ile daha küçük bulunmuştur (kayma olmaması durumunda). Daha sonra farklı zemin parametreleri için sabit bir kayma gerilmesi değeri kullanarak numerik modelleri analiz etmiş, analiz sonucu oluşan iç kuvvetleri, Wang ve Penzien formülasyonları ile analitik olarak hesaplanan iç kuvvetler ile karşılaştırmıştır. Zeminin rijitliğinin artmasıyla numerik model ile analitik yöntemlerin hata payının arttığı görülmüştür.

4. TÜNEL DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIM SÜRECİ

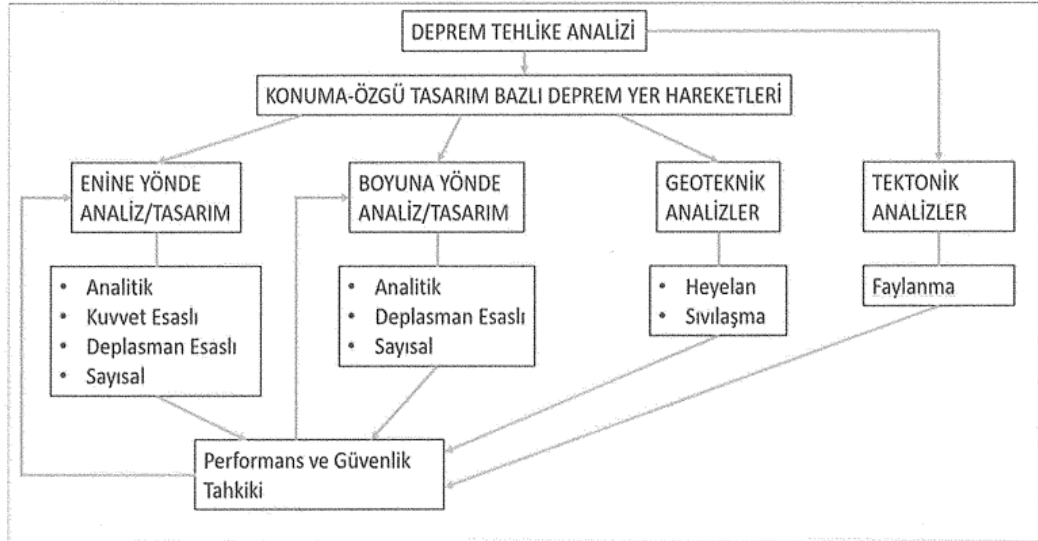
Bu bölümde 2020 yılında yürürlüğe giren Türkiye Karayolu ve Demiryolu Tünelleri ile Diğer Zemin Yapıları Deprem Yönetmeliği'ne (THDTY) göre deprem etkisindeki tünellerin tasarım süreci açıklanmıştır.

4.1 Tasarım Felsefesi

Tünel yapılarının deprem analizi ve tasarımı aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır.

- Deprem tehlike analizi ve tasarım depremi seçimi
- Zemin ortamının deprem davranışı ve fay yırtılması, sıvılaşma gibi ikincil olayların değerlendirilmesi
- Tünel yapısının deprem davranışının değerlendirilmesi
- Statik ve dinamik yüklerin birleştirilmesi

Şekil 4.1'de tünel yapılarının deprem tasarım süreci şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 4.1 : Deprem tasarım süreci şematik gösterimi (THDTY, 2020).

4.2 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri

Yönetmelik kapsamında deprem analizleri için dört farklı deprem yer hareketi düzeyi tanımlanmaktadır.

Deprem yer hareketi düzeyi-1 (DD-1): Tünel yapısının 100 yıl içinde aşılma olasılığı %4 ve buna karşı gelen yineleme periyodunun 2475 yıl olduğu en büyük deprem yer hareketi düzeyidir.

Deprem yer hareketi düzeyi-2 (DD-2): Tünel yapısının 100 yıl içinde aşılma olasılığı %20 ve buna karşı gelen yineleme periyodunun 475 yıl olduğu tasarım deprem yer hareketi düzeyidir.

Deprem yer hareketi düzeyi-2a (DD-2a): Tünel yapısının 100 yıl içinde aşılma olasılığı %50 ve buna karşı gelen yineleme periyodunun 144 yıl olduğu deprem yer hareketi düzeyidir.

Deprem yer hareketi düzeyi-4 (DD-4): Tünel yapısının 50 yıl içinde aşılma olasılığı %68 ve buna karşı gelen yineleme periyodunun 43 yıl olduğu çok sık deprem yer hareketi düzeyidir. Bu deprem yer hareketi düzeyi tünel yapılarının yalnızca inşaatı sürecinde kullanılmaktadır.

4.3 Tasarım Yöntemleri

Yeraltı yapılarının deprem hesap ve tasarımı için kullanılan temel yöntemler, deprem yüklemesinin tanımlanma ve modellenme şekline göre dayanım (kuvvet) esaslı, şekil değiştirmeye dayalı ve yapı ile zeminin birlikte modellendiği sayısal yöntemler olarak üç kategoride sınıflandırılabilir. Bu yöntemler zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınıp alınmadığı durumlar için de ayrıca sınıflandırılabilir. Zemin-yapı etkileşimini içermeyen yöntemlerde yapının zemin ortamının serbest saha şekil değiştirmelerine uyacağı kabul edilirken, zemin-yapı etkileşiminin dikkate alındığı yöntemlerde yapıya uygulanan deprem etkileri yapının zemin içinde olduğu hesaba katılarak belirlenir.

Türkiye Karayolu ve Demiryolu Tünelleri ile Diğer Zemin Yapıları Deprem Yönetmeliği'nde (THDTY) deprem yer hareketi düzeyleri ve risk sınıflarına bağlı olarak yapının performans hedefleri ve uygulanacak hesap yöntemleri A-Tipi, B-Tipi ve C-Tipi olmak üzere üç çeşit belirlenmektedir (Çizelge 4.1).

Çizelge 4.1 : Performans hedefleri ve uygulanacak hesap/tasarım yöntemleri (THDTY, 2020).

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	Normal Risk Sınıfı (RS-1)		Yüksek Risk Sınıfı (RS-2)	
	Performans Hedefi	Hesap/Tasarım Yöntemi	Performans Hedefi	Hesap/Tasarım Yöntemi
DD-2a (144 yıl)	Kesintisiz Kullanım	A-Tipi	-	-
DD-2 (475 yıl)	-	-	Kesintisiz Kullanım	B-Tipi
DD-1 (2475 yıl)	Kontrollü Hasar	B-Tipi	Sınırlı Hasar	C-Tipi

Çizelge 4.1’de RS-1 olarak adlandırılan Normal Risk Sınıfı, tüm metro sistemleri, karayolu tünelleri ve demiryolu tünellerini kapsar. Yüksek Risk Sınıfında (RS-2) bulunan yapılar ise idare tarafından belirlenecek stratejik özelliğe ve öneme sahip olan yeraltı yapılarıdır.

Performans hedefleri, kesintisiz kullanım, kontrollü hasar ve sınırlı hasar olarak gruplandırılmıştır. Kesintisiz kullanım yapının doğrusal elastik davrandığı ve yalnızca ihmal edilebilir düzeyde hasar aldığı performans hedefidir. Kontrollü hasar yapının sınırlı düzeyde hasar aldığı ve doğrusal olmayan davranışının sınırlı kaldığı performans hedefidir. Kontrollü hasar ise can güvenliği sağlanacak düzeyde yapının ağır olmayan ve onarılması mümkün bir hasar aldığı performans düzeyidir.

A-Tipi hesap yöntemleri zemin-yapı etkileşimini göz önüne almayan kapalı form denklemlere dayalı yöntemlerdir. Zemin-yapı etkileşiminin ihmal edilmesi ile boyuna yöndeki hesaplarda konservatif sonuçlar elde edilirken, enine hesap ve tasarımlarda yapı-zemin görelî rijitliğine bağlı olarak konservatif olmayan sonuçlar elde edilmektedir.

B-Tipi hesap yöntemleri, A-Tipi hesap yöntemlerinden farklı olarak zemin-yapı etkileşimini dikkate alır. Kapalı form denklemlere dayalı çözümlerle birlikte tünellerin sonlu elemanlar yöntemleri gibi analiz programları kullanılarak modellenmesini içermektedir.

C-Tipi hesap yöntemleri, B-Tipi hesap yöntemlerine ek olarak Winkler modeline dayalı eşdeğer statik ve eşdeğer dinamik yöntemler ile sayısal eşdeğer sonlu eleman ve farklar modellemesine dayalıdır.

4.3.1 Sayısal analiz ve tasarım yöntemleri

Ovalleşme veya yamulma şekil değiştirmesine maruz kalan tünel kesitin sayısal modellenmesinde aşağıdaki hususların dikkate alınması gerektiği belirtilmiştir.

- ✓ İki boyutlu sonlu elemanlar veya sonlu farklar hesap yöntemi kullanılmalıdır.
- ✓ Tünel kesitinde bulunan kaplamalar modele dahil edilmelidir.
- ✓ Kaplama ve kaplama segmentleriyle birlikte derzlerin de kuvvet ve şekil değiştirmeleri değerlendirilmelidir.
- ✓ Zeminin dinamik özellikleri geoteknik profil ve birim şekil değiştirmeler göz önüne alınarak modelleme yapılmalıdır.
- ✓ Yeraltı yapısının atalet momentinin içinde bulunduğu zeminin atalet momentinden küçük olduğu durumlarda deprem hesabı maksimum yer değiştirmenin modele statik olarak uygulanması olan eşdeğer statik yöntem veya farklı zaman adımlarındaki yer değiştirmelerin modele uygulandığı eşdeğer dinamik yöntem kullanılabilir.
- ✓ Yapının davranışının elastik kaldığı durumlarda elastik hesap, davranışın elastik sınırların dışına çıktığı durumlarda doğrusal olmayan hesap yapılmalıdır.
- ✓ Tüm bu hesaplarda ölü yükler yeraltı yapısına önceden etkililmiş olmalıdır.

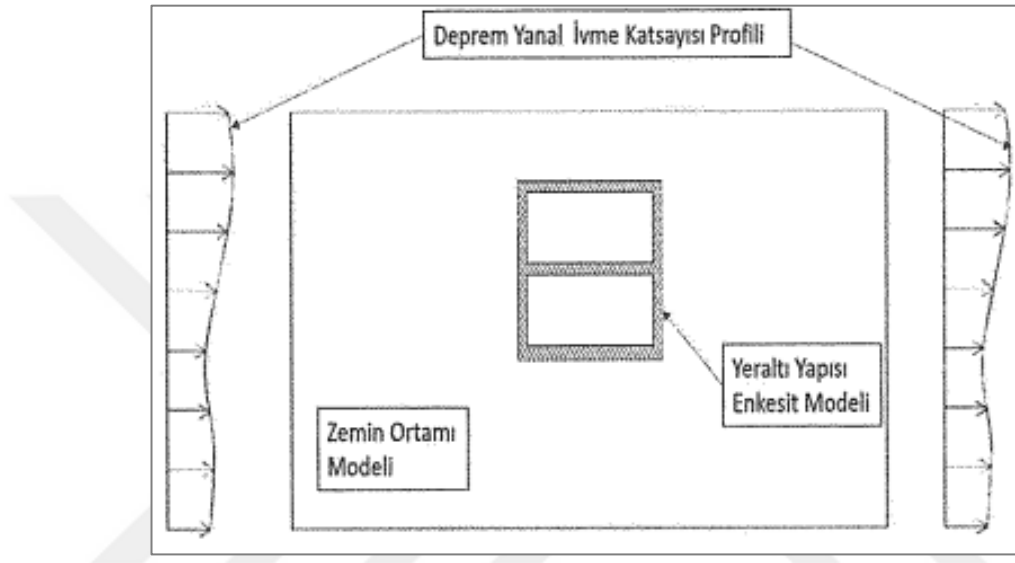
Sayısal hesap yöntemleri aşağıdaki gibi gruplandırılabilir.

- Eşdeğer Statik Deprem Katsayısı Yöntemi
- Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi
- Ayrık Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi
- Zaman Tanım Alanında Dinamik Hesap Yöntemi

4.3.1.1 Eşdeğer Statik Deprem Katsayısı Yöntemi

Eşdeğer Statik Deprem Katsayısı Yöntemi'nde zemin yer değiştirmeleri, tek boyutlu serbest saha zemin deprem davranış hesabı ile belirlenen ivme katsayıları kullanılarak üretilir. Bu ivme katsayıları deprem yer hareketi ivmesinin yer çekimi ivmesine bölünmesiyle elde edilen değerlerdir.

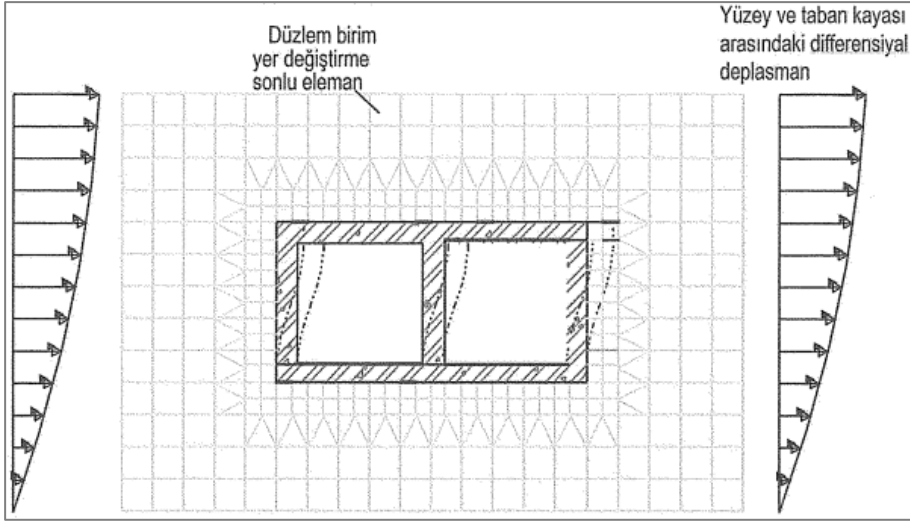
Eşdeğer Statik Deprem Katsayısı Yöntemi dinamik bir yöntem olmadığından ivmenin zamana bağlı değişimini içermez. Bu yöntem üç farklı şekilde uygulanabilir. En büyük yer ivmesinin derinlikle değişim profili tek boyutlu serbest saha zemin deprem davranışı yapılarak bulunur. Bulunan bu profil modele uygulanarak eşdeğer bir yaklaşımla deprem hesabı yapılır. Modelde yapı çerçeve elemanlar ile modellenenabilir. Model düşey sınırları yatay yer değiştirmeler için serbest, düşey yer değiştirmeler için tutulu olmalıdır (Şekil 4.2).



Şekil 4.2 : Eşdeğer Statik Deprem Katsayısı Yöntemi örneği (THDTY, 2020).

En büyük yer ivmesinin derinlikle değişim profili yerine tek boyutlu serbest saha zemin deprem davranış hesabı ile tünel taban kotunun en büyük kayma gerilmesi bulunabilir. İki boyutlu içinde yapı bulunmayan zemin modelinde bu kayma gerilmesini sağlayan eşdeğer yatay ivme katsayısı hesaplanarak, hesaplanan değer iki boyutlu zemin-yapı modeline uygulanır ve deprem hesabı yapılır.

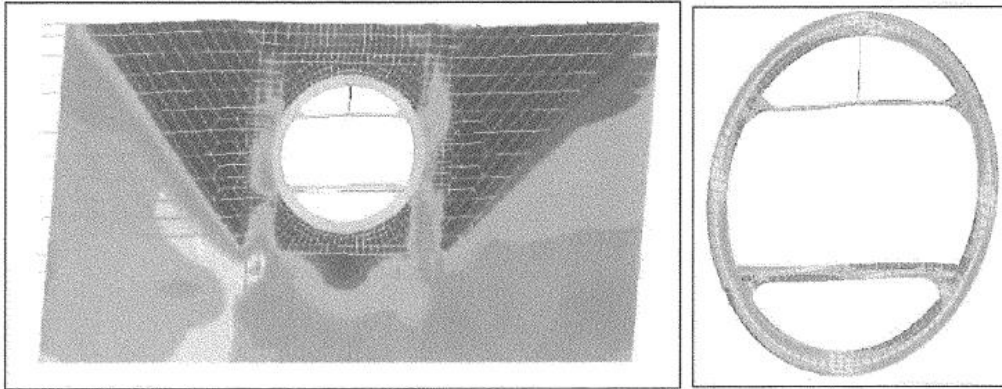
Eşdeğer Statik Deprem Katsayısı Yöntemi'nin bir diğer farklı şekilde uygulanması ise tek boyutlu serbest saha zemin davranış hesabı yapılarak belirlenen en büyük göreceli yer ivmesinin derinlikle değişim profilinin statik bir yaklaşımla iki boyutlu zemin-yapı ortamı modele uygulanması ile deprem hesabının yapılmasıdır (Şekil 4.3).



Şekil 4.3 : Model sınırlarına en büyük göreceli yatay yer değiştirmenin derinlikle değişimi profili uygulanma örneği (THDTY, 2020).

4.3.1.2 Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi

Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi'nde tek boyutlu serbest saha zemin davranış hesabı yapılarak en büyük göreceli yatay zemin yer değiştirmeleri düşey profili belirlenir. Bu yer değiştirme profili eşdeğer statik bir yaklaşımla iki boyutlu sonlu elemanlar/farklar modeline her bir zaman adımı için uygulanır. Modelde yapı çerçeve elemanlar ile modellenilebilir. Model düşey sınırları yatay yer değiştirmeler için serbest, düşey yer değiştirmeler için tutulu olmalıdır (Şekil 4.4).

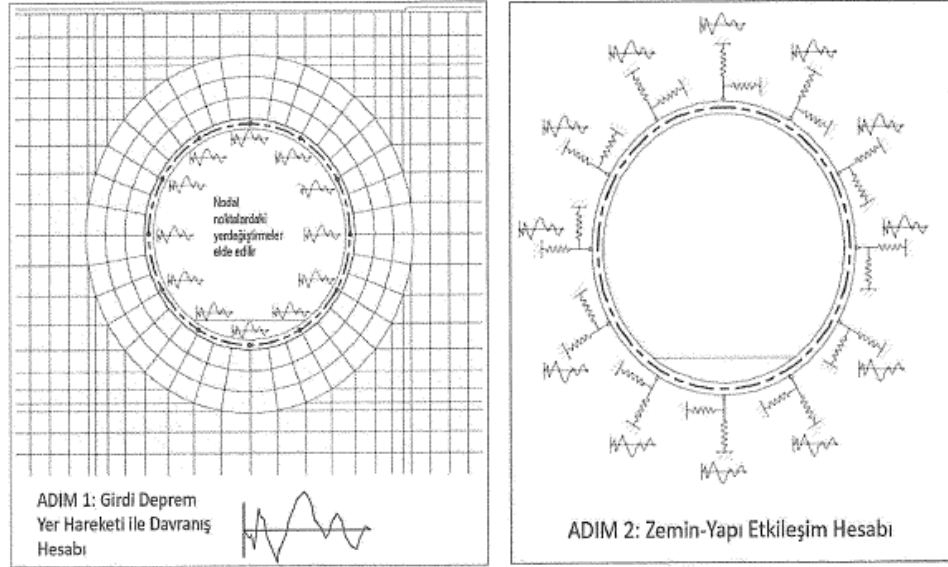


Şekil 4.4 : Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi örneği (THDTY, 2020).

4.3.1.3 Ayrık Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi

Ayrık Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi'nde Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi'nden farklı olarak yapı zemin ortamı ile bağlantısızdır. Zemin ortamında tünel yapısı boşluğu ara yüzü için yer değiştirmeler, iki boyutlu düzlem

birim şekil değiştirme veya sonlu elemanlar/farklar yöntemiyle hesaplanır. Bu yer değiştirmeler yapı üzerine zemin yayları ile uygulanır (Şekil 4.5).

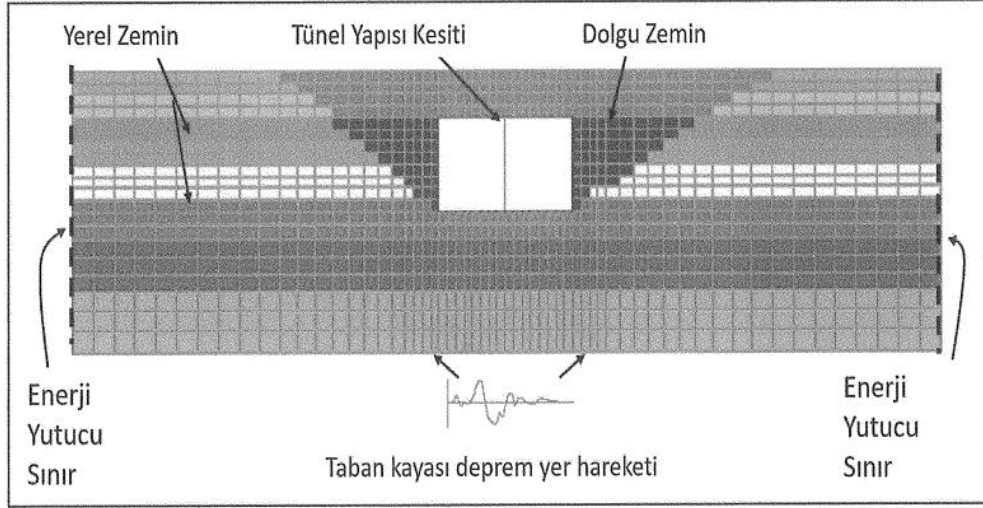


Şekil 4.5 : Dairesel kesitli tünel için Ayrık Eşdeğer Dinamik Zaman Tanım Alanı Yöntemi örneği (THDTY, 2020).

4.3.1.4 Zaman Tanım Alanında Dinamik Hesap Yöntemi

Zaman Tanım Alanında Dinamik Hesap Yöntemi iki boyutlu veya üç boyutlu olarak yapılabilmektedir. Bu hesap yönteminde model tabanına deprem yer hareketi uygulanır. Modelin sınır şartlarının dalga yayılımı enerjisini tutacak şekilde olması gereklidir. Üç boyutlu sonlu elemanlar/farklar modelleri kullanılarak zaman tanım alanında yapılan hesap, zemin-yapı etkileşimini doğrudan göz önüne aldığından tünel yapıları için en kapsamlı tasarım yöntemidir. Zaman Tanım Alanında Dinamik Hesap Yöntemi uygulanan bir sonlu elemanlar model örneği Şekil 4.6’da gösterilmektedir.

Yeraltı yapılarının zaman tanım alanında yapılan deprem hesabında kullanılacak deprem yer hareketleri için yönetmelikte belirlenen kurallar mevcuttur. Deprem kayıtlarının seçimi, performansa bağlı belirlenen deprem yer hareketi ile uyumlu deprem büyüklükleri, faya olan mesafe, kaynak mekanizmaları ve zemin koşulları dikkate alınarak yapılmalıdır. Deprem ivme kayıtları yeterli sayı veya nitelikte olmadığı durumda zaman tanım alanında benzeştirilmiş yer hareketi kayıtları kullanılması önerilmiştir. Ancak bu durumda deprem kaynağı, dalga yayılımı ve zemin özellikleri dikkate alınmalı ve kullanılan parametrelerin bölgede meydana gelmiş depremlerde kayıt altına alınmış gerçek deprem kayıtları ile uyumlu olduğu gösterilmelidir.



Şekil 4.6 : Zaman Tanım Alanında Dinamik Hesap Yöntemi örneği (THDTY, 2020).

Deprem hesabı için en az 7 adet deprem kaydı takımı kullanılmalı ve aynı depremden ikiden fazla kayıt takımı seçilmemelidir. Seçilen deprem kayıtlarına kayıt işleme yöntemi uygulanmalı ve hesaplarda işlenmiş kaydın frekans aralığı dikkate alınmalıdır. Deprem kayıtları en büyük yön doğrultusunda ölçeklendirilmelidir.

4.4 Tasarım Süreci

Tünellerin deprem etkisi altında tasarımı aşağıdaki gibi iki aşamada tamamlanır.

- Ön tasarım
- Nihai tasarım

Ön tasarım dayanım esaslı, nihai tasarım ise şekil değiştirme esaslıdır.

Ön tasarımda, Çizelge 4.1’de özetlendiği üzere Normal Risk Sınıfında bulunan yapılarda 144 yıllık deprem seviyesine göre A-Tipi hesap yöntemi, Yüksek Risk Sınıfında bulunan yapılarda 475 yıllık deprem seviyesine göre B-Tipi hesap yöntemi kullanılarak doğrusal deprem hesabı yapılmaktadır. Hesap sonucu elde edilen iç kuvvetler statik durum ile birleştirilerek dayanım talepleri belirlenir. Belirlenen dayanım taleplerinin dayanım kapasitelerinin altında olması ile ön tasarım tamamlanır, koşulun sağlanmadığı durumda kesit boyutları değiştirilerek analiz tekrarlanır.

Nihai tasarımda tünellerin deprem hesabı 2475 yıllık deprem seviyesine göre Normal Risk Sınıfında bulunan yapılar için B-Tipi hesap yöntemi, Yüksek Risk Sınıfında bulunan yapılar için ise C-Tipi hesap yöntemi kullanılarak yapılmaktadır. Hesap sonucu elde edilen şekil değiştirme ve iç kuvvetler statik durum ile birleştirilerek şekil

değiştirme ve dayanım talepleri belirlenir. Belirlenen taleplerin şekil değiştirme ve dayanım kapasitesinin altında olması ile nihai tasarım tamamlanır, koşulun sağlanmadığı durumda kesit boyutları değiştirilerek analiz tekrarlanır.





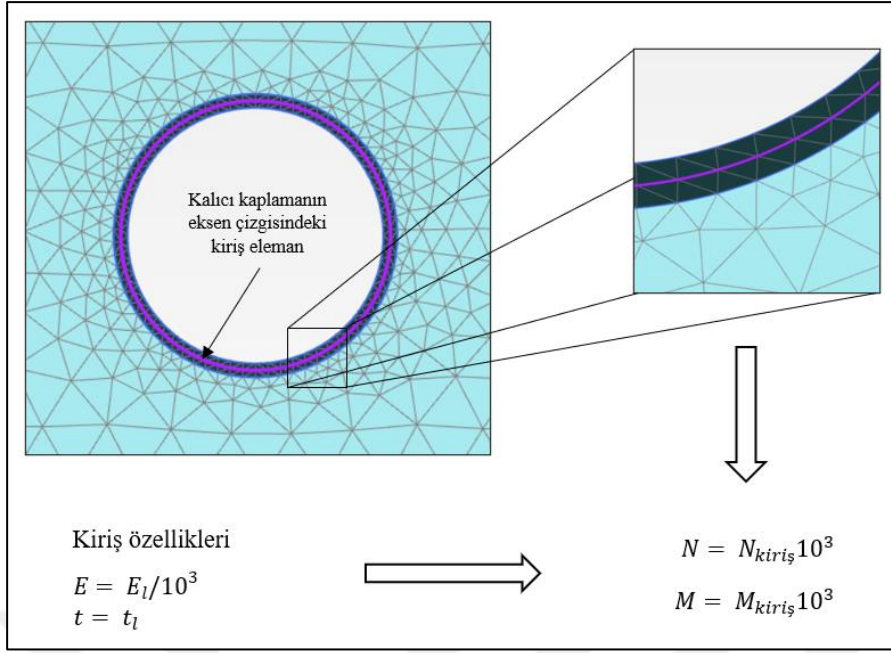
5. DAİRESEL TÜNELLERİN ENİNE DEPREM HESABI İÇİN NUMERİK ANALİZ YÖNTEMLERİ

Dairesel kesitli tünellerin enine deprem hesabı farklı numerik analizler ile yürütülmüştür. Yapılan ilk iki analiz yöntemi (numerik analiz yöntemi I ve numerik analiz yöntemi II) yer değiştirme esaslıdır ve bu yöntemlerde modele farklı hesaplamalar ile belirlenen yer değiştirme değeri etkililerek tünel kaplamasındaki kuvvetler elde edilmiştir. Numerik analiz yöntemi III'te ise model tabanına deprem ivme kayıtları uygulanarak kaplamada oluşan kuvvetler bulunmuştur.

Analizler Maksimum Tasarım (MCE) deprem seviyesine göre gerçekleştirilmiştir. Maksimum Tasarım (MCE) deprem seviyesi 100 yıl içinde aşılma olasılığı %4 ve buna karşı gelen ortalama yinelenme periyodunun 2475 yıl olduğu probabilistik yer hareketi düzeyidir.

Türkiye Karayolu ve Demiryolu Tünelleri ile Diğer Zemin Yapıları Deprem Yönetmeliği'nde (THD TY) numerik analiz yöntemi I ve numerik analiz yöntemi II B-tipi hesap yöntemi iken numerik analiz yöntemi III C-tipi hesap yöntemi olmaktadır.

Analizlerde kaplama elastik malzeme olarak tanımlanmaktadır. Kaplama, gerilmelerin değerlendirmesini sağlayan kiriş elemanları ile bağlayıcı malzeme elemanları (Eşdeğer eksen kiriş modeli) aracılığıyla yapılmaktadır. Çok düşük rijitlik değerleri nedeniyle kiriş elemanları, kaplama malzeme elemanları içerisindeki gerilme/çekme alanları ile etkileşime girmeksizin, kaplama malzemeleri ile benzer bir şekilde deforme olmaktadır. Kiriş elemanlarından elde edilen gerilme değerleri $F=10^{-3}$ değerine eşit bir değerle ölçeklendirilmiştir (Şekil 5.3).



Şekil 5.1 : Eşdeğer eksen kiriş modeli.

5.1 Numerik Analiz Yöntemi I

Kaplamanın bükülmeye karşı rijitliği, etrafını çevreleyen orta sertlikteki zemin tiplerinden biri ile karşılaştırıldığında daha düşük olduğundan kaplama maksimum çap değişimine (ΔD) karşı dirençli bir şekilde tasarlanmıştır. Kaplamanın enine rijitliği ihmal edilmektedir ve etrafını çevreleyen zeminin dayattığı şekil değiştirmelere uygun olarak ovalleştiği varsayılmaktadır.

Maksimum serbest alan kayma birim şekil değiştirmesi, γ_{maks} denklem 5.1’de görüldüğü gibi V_s , pik parçacık hızının S dalgası etkin yayılma hızı, c'_s değerine oranı ile elde edilmektedir.

$$\gamma_{maks} = \frac{V_s}{c'_s} \quad (5.1)$$

Formülde pik parçacık hızı, V_s , denklem 5.2 ile hesaplanabilir.

$$V_s = 0.75 (S_{DS} S_{D1})^{0.55} \quad (5.2)$$

Burada, S_{DS} , kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı, S_{D1} ise 1 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısıdır ve boyutsuz büyüklüklerdir.

Formülde, c'_s kayma dalgalarının etkin yayılma hızıdır ve bu değer ortalama kayma dalgası hızı, $(V_s)_{30}$ ile ilişkilendirilebilir. Çizelge 5.1 kullanılarak elde edilen katsayısı ile $(V_s)_{30}$ değerinin çarpımı ile c'_s değeri elde edilebilir.

Çizelge 5.1 : Değişik en büyük ivme seviyeleri ve zemin sınıfları için yaklaşık c'_s/c_s değerleri (THDTY, 2020).

En büyük ivme Seviyesi	c_s (m/s) Aralığı			
	180-360	360-760	760-1500	>1500
$a_s < 0.1 \text{ g}$	0.95	0.97	1.00	1.00
$a_s = 0.4 \text{ g}$	0.71	0.87	0.97	1.00
$a_s \geq 0.8 \text{ g}$	0.32	0.77	0.95	1.00

Kaplama çapsal birim şekil değiştirmesi Penzien formülasyonlarına göre yapılmıştır. Tam kayma olması ve kayma olmaması durumları için denklem 3.16 ve 3.17 kullanılarak öncelikle α katsayısı hesaplanmıştır.

Zemin ortamının etkin kayma modülü, G'_m , denklem 5.3 ile elde edilmektedir.

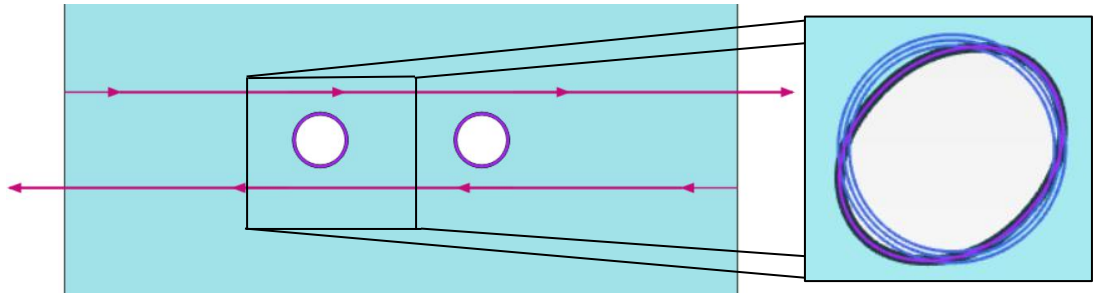
$$G'_m = \frac{\rho_m}{g} c'_s{}^2 \quad (5.3)$$

Formülde,

ρ_m : Zeminin birim hacim ağırlığı

c'_s : Kayma dalgalarının etkin yayılma hızıdır.

Belirlenen α katsayıları ile denklem 3.14 ve 3.15 kullanılarak R esneklik oranı ve kaplama çapsal şekil değiştirmesi hesaplanır. Tam kayma ve kayma olmaması durumları için hesaplanan bu şekil değiştirme değerlerinden büyük olanı dikkate alınır. Bu şekil değiştirme değerinin yarısı, analizlerde kaplamanın maksimum çapsal şekil değiştirmesi olarak dikkate alınır. Modelde tünel taban ve tavanından 3 metre mesafede zıt yönlü olarak deplasman değerleri uygulanır (Şekil 5.2). Tünelin çapsal şekil değiştirmesi, hesaplanan değer ile eşleşinceye kadar iteratif hesaplamalar sürdürülür.



Şekil 5.2 : Deprem yükü uygulanması ve oluşan ovalleşme etkisi.

5.2 Numerik Analiz Yöntemi II

Pescara ve diğ. (2011),’nin sismik koşullar altında tünellerin tasarımı için yaptığı çalışma esas alınarak bu numerik analiz yöntemi uygulanmıştır.

Modele etkitilecek yer değiştirme değerinin hesaplanması için öncelikle denklem 5.4 ile en büyük zemin ivmelenmesi, $a_{maks,s}$ değeri elde edilecektir.

$$a_{maks,s} = 0.4S_s S \quad (5.4)$$

Formülde;

S_s : Kısa periyot haritalanmış spektral ivme katsayısı,

S : Eurocode 8’de tanımlanan zemin faktörüdür. Çizelge 5.2 ve Çizelge 5.3 kullanılarak elde edilmektedir.

Çizelge 5.2 : Zemin Tipleri (Eurocode 8, 2003).

Zemin Tipi	Stratigrafik profilin tanımı	Parametreler		
		$(V_s)_{30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Yüzeyde en fazla 5 m zayıf malzeme içeren kaya veya kaya benzeri jeolojik oluşum	> 800	-	-
B	Mekanik özellikleri derinlikle birlikte kademeli olarak artan en az birkaç on metre kalınlığında çok yoğun kum, çakıl veya çok sert kil	360-800	> 50	> 250
C	Kalınlığı birkaç on metreden yüzlerce metreye kadar olan yoğun kum, çakıl veya sert kil	180-360	15-50	70-250
D	Zayıf ve orta derecede kohezyonsuz zemin veya yumuşak ve sıkı kohezyonlu zemin	< 180	< 15	< 70

Çizelge 5.3 : $M_w \geq 5.5$ koşulunda zemin tipine göre S değeri (Eurocode 8, 2003).

Zemin Tipi	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Tünel derinliğindeki en büyük ivmelenme, $a_{z,maks}$, Çizelge 5.4 kullanılarak denklem 5.5 ile hesaplanacaktır. Formüldeki C değeri derinlikte meydana gelen hareket ile zemin yüzeyinde meydana gelen hareketin oranını veren bir sayıdır.

$$a_{z,maks} = C a_{maks,s} \quad (5.5)$$

Çizelge 5.4 : Derinlikte meydana gelen hareket ile zemin yüzeyinde meydana gelen hareketin oranı (C) (Power ve diğ., 1996).

Tünel derinliği (m)	Tünel derinliğindeki yer hareketi ile zemin yüzeyindeki hareketin oranı
≤ 6	1.0
6 - 15	0.9
15 - 30	0.8
> 30	0.7

Çizelge 5.5 kullanılarak en yüksek zemin hızının en yüksek zemin ivmesine oranı olan k katsayısı belirlenir, k katsayısı ile tünel derinliğindeki en büyük ivmenin, $a_{z,maks}$, çarpımı sonucu denklem 5.6 ile en büyük yer hızı olan PGV değeri elde edilir.

$$PGV = k a_{z,maks} \quad (5.6)$$

Çizelge 5.5 : En yüksek zemin hızının (cm/s) en yüksek zemin ivmesine (g) oranı (Power ve diğ. 1996).

Moment Büyüklüğü (M_w)	En yüksek zemin hızının (cm/s) en yüksek zemin ivmesine (g) oranı		
	Kaynaktan sahaya uzaklık (km)		
	0-20	20-50	50-100
Kaya ^a			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
Sert Zemin ^a			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
Yumuşak Zemin ^a			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

^a Tabloda, zemin tipleri aşağıdaki kayma dalgası hız aralıklarını temsil etmektedir: Kaya ≥ 750 m/s; sert zemin 200-750 m/s; ve yumuşak zemin < 200 m/s. Yumuşak zeminlerde en yüksek zemin hızı ile ivmesi arasındaki ilişki daha az kesindir.

Maksimum serbest alan kayma birim şekil değiştirmesi, γ_{maks} , denklem 5.7 ile elde edilmektedir.

$$\gamma_{maks} = \frac{PGV}{c'_s} \quad (5.7)$$

c' s değeri, S dalgasının görünen yayılma hızıdır. Bu değer ortalama kayma dalgası hızı, $(V_s)_{30}$ ile ilişkilendirilebilir.

Modele etkitilecek olan maksimum yatay yer değiştirme, Δx_{maks} denklem 5.8 ile elde edilmektedir.

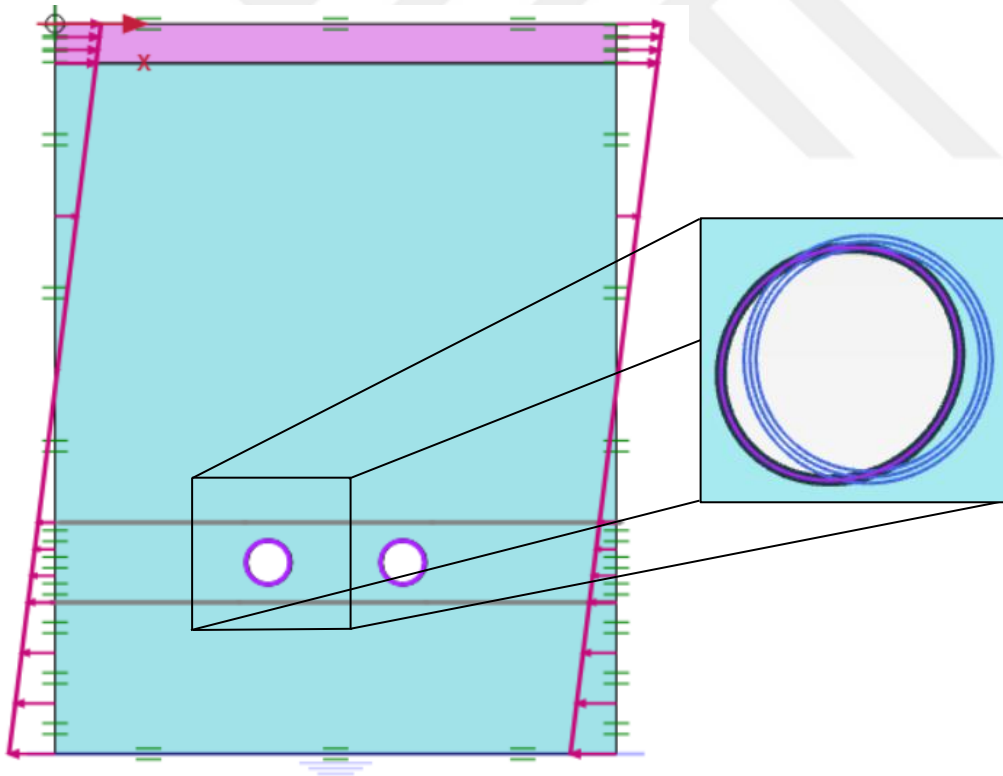
$$\Delta x_{maks} = \gamma_{maks} \left(\frac{h_{model}}{2} \right) \quad (5.8)$$

Formülde;

γ_{maks} : Maksimum serbest alan kayma birim şekil değiştirmesi,

h_{model} : Analiz programındaki modelin yüksekliğidir.

Analizlerde deprem durumu için belirlenen maksimum yatay yer değiştirme Δx_{maks} , modelde bir dönme oluşturması ve bunun sonucunda kaplamada ovalleşme etkisinin elde edilmesi için Şekil 5.3'te görüldüğü gibi tüm modele deplasman olarak uygulanmıştır.

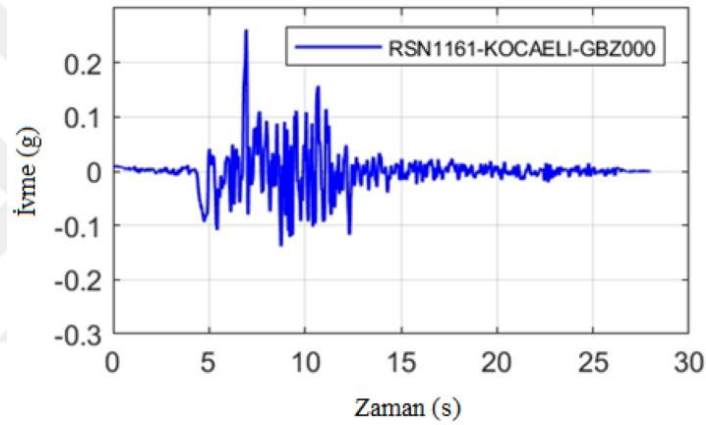


Şekil 5.3 : Deprem yükü uygulanması ve oluşan ovalleşme etkisi.

5.3 Numerik Analiz Yöntemi III

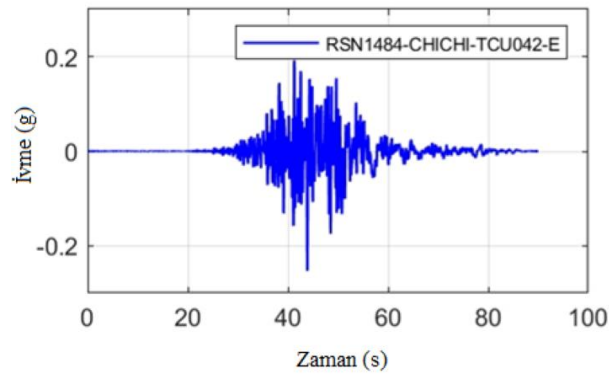
Numerik analiz yöntemi III'te model tabanına deprem ivmesi uygulanmasıyla zaman tanım alanında analiz yapılarak tünel kaplamasında oluşan kuvvetler elde edilmektedir. Analizlerde kullanılmak üzere 3 farklı deprem kaydı seçilmiştir. Bu depremler 1999 Türkiye İstanbul Kocaeli depremi, 1999 Tayvan Chi Chi depremi ve 1989 ABD San Francisco Loma Prieta depremleridir.

1999 Kocaeli depremi ivme kayıtları Gebze istasyonundan alınmıştır. Moment büyüklüğü 7.51 ve kayma dalgası hızı 792 m/s olan Kocaeli depremi yaklaşık 30 saniye sürmüştür ve en büyük ivme değeri 0.261 g olarak ölçülmüştür. Şekil 5.4'te Kocaeli depremi H1 yönüne ait ivme-zaman grafiği verilmiştir.



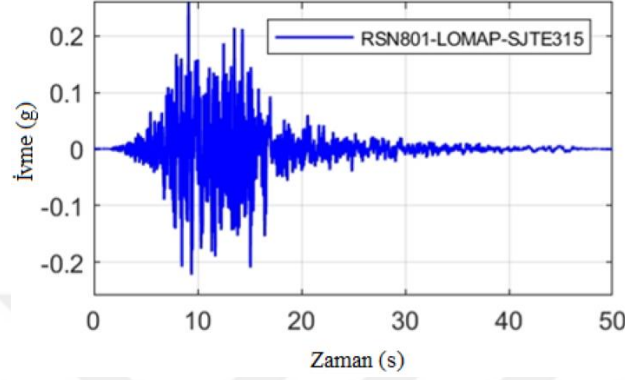
Şekil 5.4 : Kocaeli depremi ivme zaman grafiği.

1999 Tayvan Chi Chi depremi ivme kayıtları TCU042 istasyonundan alınmıştır. Moment büyüklüğü 7.62 ve kayma dalgası hızı 579 m/s olan Chi Chi depremi yaklaşık 80 saniye sürmüştür ve en büyük ivme değeri 0.252 g olarak ölçülmüştür. Şekil 5.5'te Tayvan Chi Chi depremi H1 yönüne ait ivme-zaman grafiği verilmiştir.



Şekil 5.5 : Tayvan Chi Chi depremi ivme zaman grafiği.

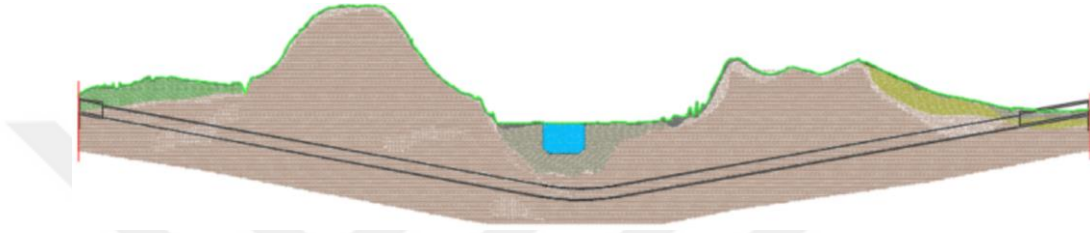
1989 ABD San Francisco Loma Prieta depremi ivme kayıtları San Jose - Santa Teresa Hills istasyonundan alınmıştır. Moment büyüklüğü 6.93 ve kayma dalgası hızı 672 m/s olan Loma Prieta depremi yaklaşık 50 saniye sürmüştür ve en büyük ivme değeri 0.259 g olarak ölçülmüştür. Şekil 5.6’da San Francisco Loma Prieta depremi H2 yönüne ait ivme-zaman grafiği verilmiştir.



Şekil 5.6 : San Francisco Loma Prieta depremi ivme zaman grafiği.

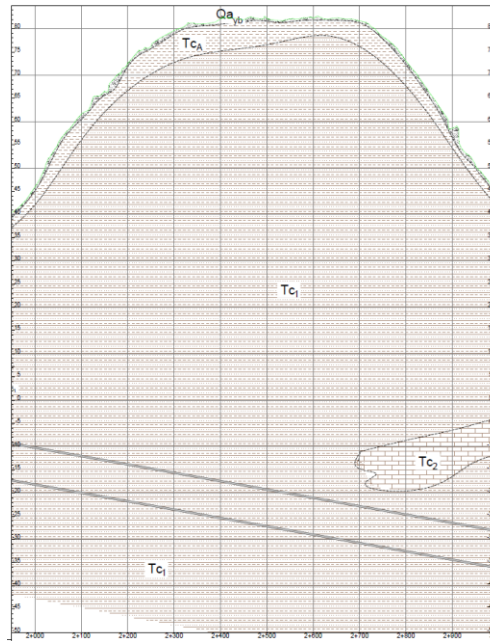
6. NUMERİK ANALİZLER

Numerik analizlerde İstanbul'da yapılmakta olan bir demiryolu hattı projesinden yararlanılmıştır. Demiryolu hattı yaklaşık 8 km uzunluğuna sahiptir ve çift tüp TBM tünellerinden oluşmaktadır. Şekil 6.1'de güzergah profili gösterilmektedir.

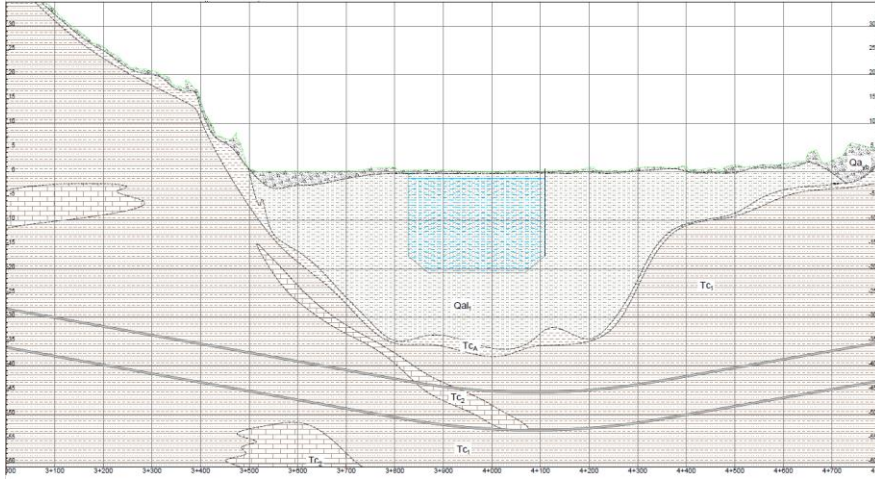


Şekil 6.1 : Güzergah profili.

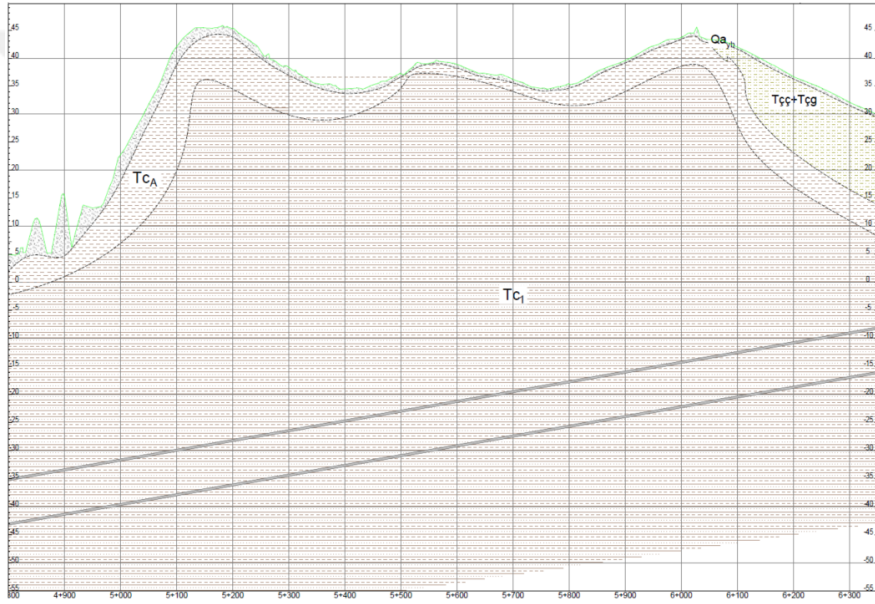
Güzergah üzerinde Km 1+950 ile Km 3+000 arasında bulunan kesim Şekil 6.2'de, Km 3+000 ile Km 4+800 arasında bulunan kesim Şekil 6.3'te, Km 4+800 ile Km 6+350 arasında bulunan kesim Şekil 6.4'te ve Km 6+350 ve Km 7+700 arasında bulunan kesim Şekil 6.5'te gösterilmektedir. Bu kesimlerden kesitler alınarak tünel kaplama analizleri yapılmıştır.



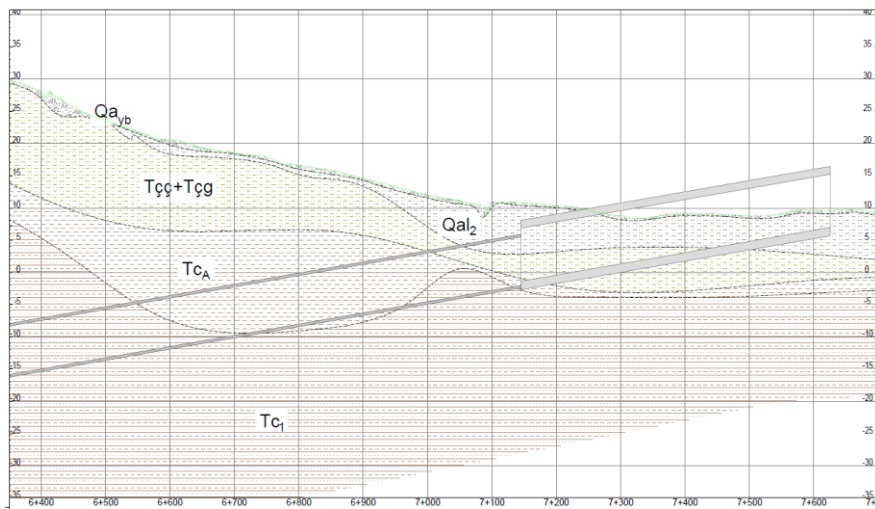
Şekil 6.2 : Km 1+950 ile Km 3+000 güzergah profili.



Şekil 6.3 : Km 3+000 ile Km 4+800 güzergah profili.



Şekil 6.4 : Km 4+800 ile Km 6+350 güzergah profili.



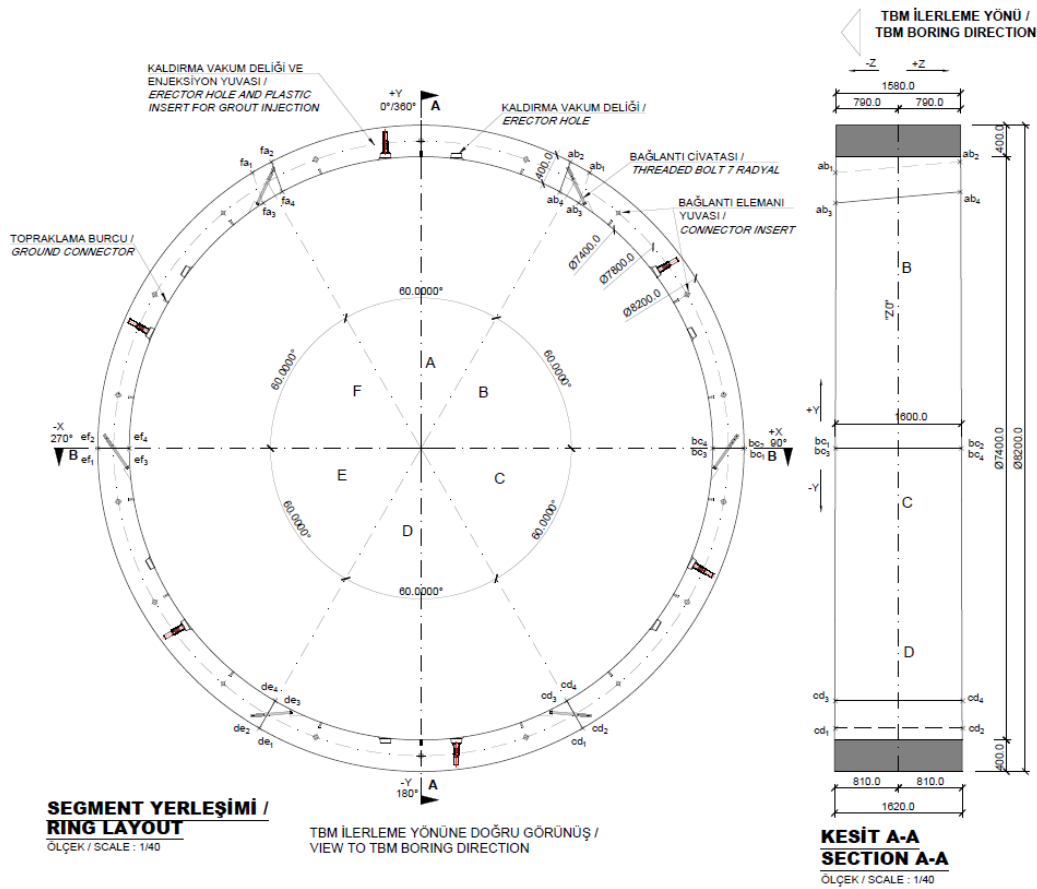
Şekil 6.5 : Km 6+350 ile Km 7+700 güzergah profili.

Güzergah üzerinde analiz yapılmak üzere belirlenen kesitlerin km değerleri, tünelin bulunduğu jeolojik birimin parametreleri, örtü kalınlıkları ve $(V_s)_{30}$ kayma dalgası hızı değerleri Çizelge 6.1’de gösterilmektedir.

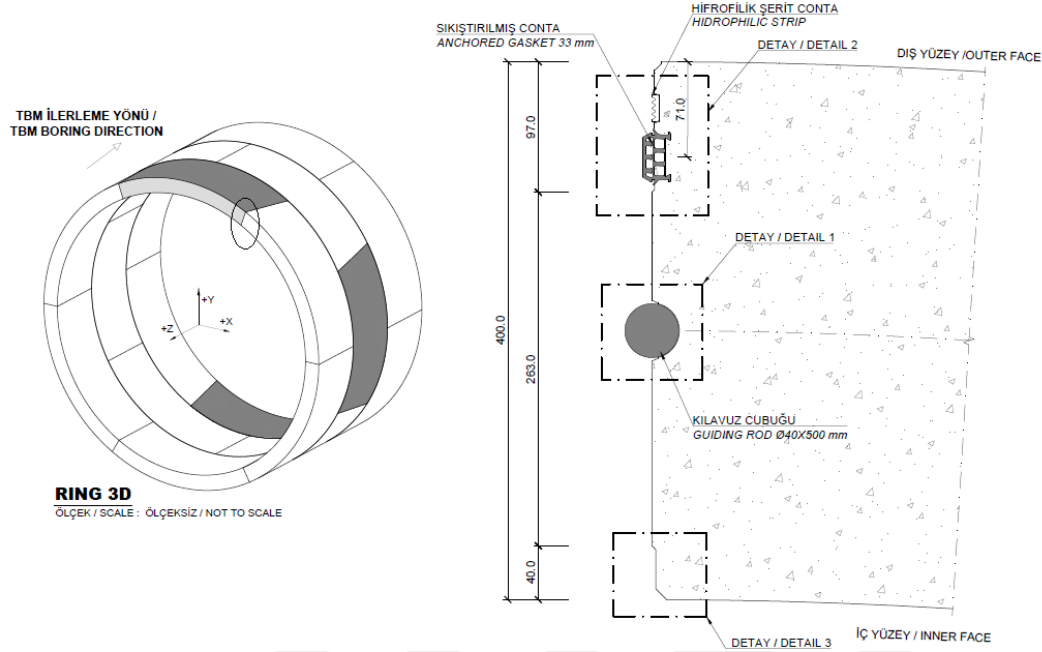
Çizelge 6.1 : Kesit Parametreleri.

Kesit Km	Örtü Kalınlığı (m)	Birim Hacim Ağırlık ρ_m (kN/m ³)	Elastisite Modülü E (MPa)	Kohezyon c (kN/m ²)	Kayma Mukavemeti Açısı ϕ (°)	Poisson Oranı ν (-)	Kayma Dalgası Hızı $(V_s)_{30}$ (m/s)
2+255	92						735
2+495	102	21.62	273	174	27	0.27	945
3+255	54						935
4+240	45	20.84	387	70	27	0.26	1045
4+510	41						900
4+990	52	20	393	82	37	0.27	890
6+865	15	17	25.6	6.5	28	0.3	840

Nümerik analizlerde kullanılan tünel kesiti iç halka çapı 740 cm, dış halka çapı ise 820 cm olan TBM tünelidir. TBM segment halkasına ait geometrik özellikler Şekil 6.6’da gösterilmiştir.



Segment halkası 6+0 segmentten oluşmaktadır ve 0.4 m kalınlığa sahiptir. Segmentlerin temas ettiği bölgelerde 0.263 m kalınlığında radyal derz mevcuttur. Şekil 6.7’de segment halkası ve radyal derz yeri gösterilmektedir.



Şekil 6.7 : Segment halkası radyal derz detayı.

Wood (1975) yaptığı çalışmada, segment halkasının 4’ten fazla segmentten oluştuğu durumda, bağlantı bölgelerinde rijitlik kaybı olduğunu ve bu durumun kaplamanın dayanımının azalmasına sebep olduğunu belirtmiştir ve eşdeğer atalet momenti ile eşdeğer kaplama kalınlığı için denklem 6.1 ve denklem 6.2’de mevcut olan formülasyonları geliştirmiştir.

$$I_e = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 I_l, \quad \text{Eğer } I_e \leq I_l \text{ ve } n > 4 \text{ ise} \quad (6.1)$$

$$t_e = \sqrt[3]{\frac{12I_e}{b}} \quad (6.2)$$

Burada,

I_e : Eşdeğer atalet momenti,

I_j : Segment derz bölgesi atalet momenti ,

I_l : Kaplamanın normal kalınlığına bağlı atalet momenti,

n : Segment sayısı=6,

t_e : Eşdeğer kaplama kalınlığı,

b : Kaplama genişliğidir (Birim genişlik alınmıştır).

Segment derz bölgesi atalet momenti denklem 6.3'teki gibi hesaplanabilir.

$$I_j = \frac{bt_j^3}{12} \quad (6.3)$$

Formülde t_j , derz bölgesi kalınlığı olup 0.263 m'dir.

Analizlerde kaplama halkasının radyal derzini hesaba katmak için Denklem 6.1, 6.2 ve 6.3 kullanılarak, eşdeğer kaplama kalınlığı ve eşdeğer kaplama halkası ataleti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$I_j = \frac{bt_j^3}{12} = \frac{1 * 0.263^3}{12} = 0.00152 \text{ m}^3$$

$$I_l = \frac{bt_l^3}{12} = \frac{1 * 0.4^3}{12} = 0.0053 \text{ m}^3$$

$$I_e = I_j + \left(\frac{4}{n}\right)^2 I_l = 0.00152 + \left(\frac{4}{6}\right)^2 0.0053 = 0.00389 \text{ m}^3$$

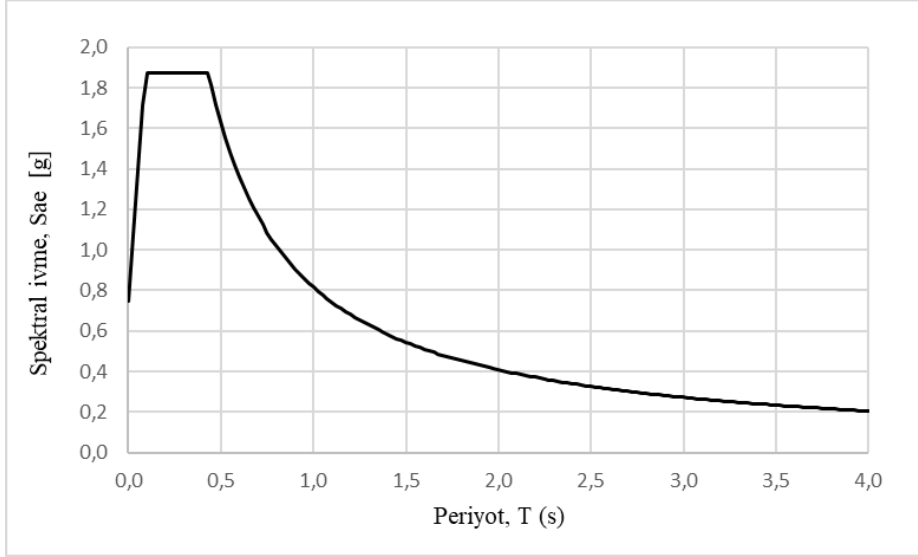
$$t_e = \sqrt[3]{\frac{12I_e}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 * 0.00389}{1}} = 0.36 \text{ m}$$

Analizlerde tünel kaplaması malzeme parametreleri için eşdeğer atalet momenti ve eşdeğer kaplama kalınlığı kullanılmıştır.

Yapılan sismik çalışmalar sonucu MCE deprem seviyesi için belirlenen büyüklükler Çizelge 6.2'de gösterilmektedir. Bu parametreler ile güzergah için oluşturulan deprem spekturumu Şekil 6.8'de mevcuttur.

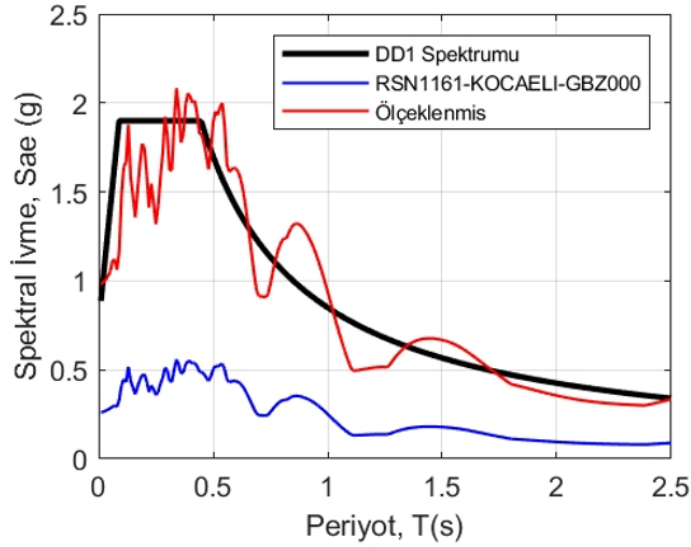
Çizelge 6.2 : Deprem parametreleri.

Deprem Seviyesi	S_s	S_1	S_{DS}	S_{D1}
MCE (2475 yıl)	1.873	0.816	1.873	0.816

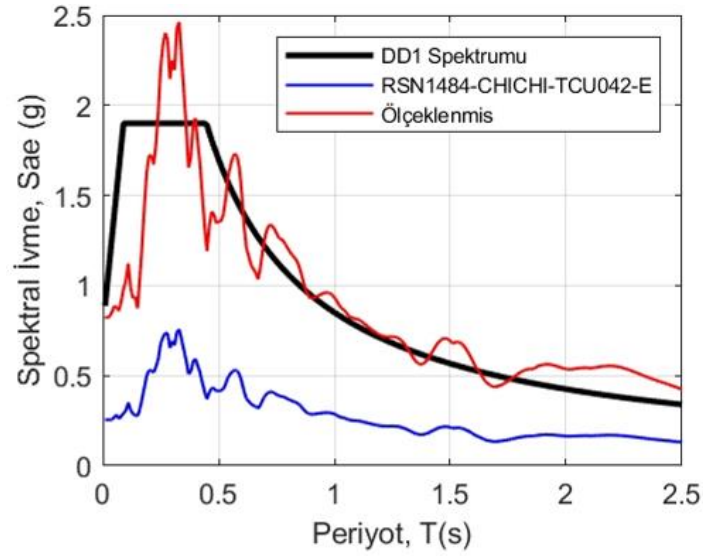


Şekil 6.8 : Deprem spektrumu.

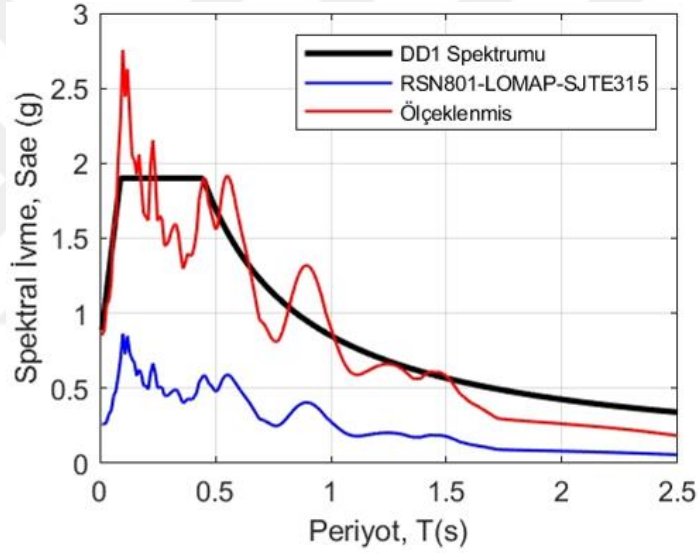
1999 Kocaeli depremi, 1999 Chi Chi depremi ve 1989 Loma Prieta depremleri için sırasıyla 3.74, 3.26 ve 3.25 ölçeklenme faktörleri kullanılarak deprem spektrumuna uygun spektrumlar elde edilmiştir (Şekil 6.9, Şekil 6.10 ve Şekil 6.11).



Şekil 6.9 : Kocaeli depremi spektral ivme zaman grafiği.



Şekil 6.10 : Chi Chi depremi spektral ivme zaman grafiği.



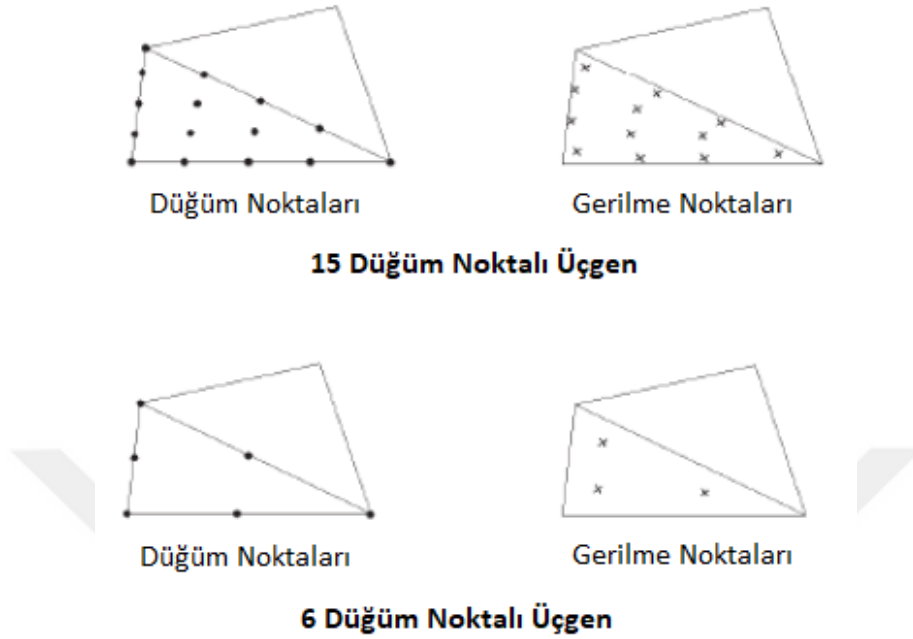
Şekil 6.11 : Loma Prieta depremi spektral ivme zaman grafiği.

6.1 Plaxis 2D Programı

Plaxis programı, ilk olarak 1987 yılında Hollanda Delft Teknik Üniversitesi tarafından geliştirilmeye başlanmış ve günümüzde geoteknik mühendisliği alanında şekil değiştirme, stabilite ve yeraltı suyu akışının analizleri, zemin-yapı etkileşimi, taşıma gücü ve zemin dinamiği konularında yaygın bir şekilde kullanılmakta olan bir sonlu elemanlar programıdır.

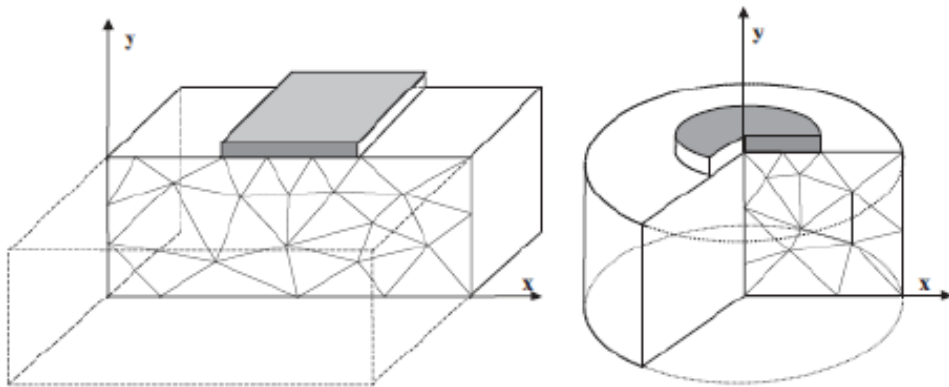
Plaxis 2D programında mesh adı verilen sonlu eleman ağları 15 düğüm noktalı veya 6 düğüm noktalı üçgen elemanlar olarak modellenir. 15 düğüm noktalı üçgen elemanlarda 12 adet gerilme noktası, 6 düğüm noktalı üçgen elemanlarda ise 3 adet

gerilme noktası bulunur (Şekil 6.12). Sonlu elemanlar analizinde yer değiştirmeler düğüm noktalarında, gerilmeler de gerilme noktalarında hesaplanmaktadır.



Şekil 6.12 : Sonlu elemanlar yöntemi düğüm noktaları ve gerilme noktaları (Plaxis Materials Manuel, 2024).

Plaxis 2D programında, modelleme tipi düzlem gerilme (Plane strain) ve eksenel simetri (Axisymmetry) olmak üzere iki şekilde tanımlanabilir. Düzlem gerilme modelleme tipi, genellikle düzlemden dışı doğru aynı uzunlukta uzanan homojen bir kesit ve buna karşılık gelen gerilme ve yük dağılımı olan geometriler için kullanılır. Eksenel simetri modelleme tipi ise daha çok merkezi ekseninde çevresel bir kesite ve yük dağılımına sahip dairesel yapılar için kullanılır (Şekil 6.13).



Şekil 6.13 : Düzlem gerilme (solda) ve eksenel simetrik (sağda) örneği (Plaxis Materials Manuel, 2024).

Plaxis 2D programında, öncelikle proje özelliklerinde, model tipi (düzlem gerilme veya eksenel simetrik), elemanlar (15 veya 6 düğüm noktalı) ve model sınır koşulları belirlenir, daha sonra programın sahip olduğu 5 modül ile sistemin modellenmesine başlanır. Bu modüller zemin ile ilgili özelliklerin girildiği ‘Soil’, yapısal elemanların eklendiği ‘Structures’, sonlu elemanlar ağının oluşturulduğu ‘Mesh’, yeraltı suyu seviyesinin girildiği ‘Flow conditions’ ve hesap adımlarının tanımlandığı ‘Staged construction’ olarak tanımlanmaktadır.

Modellemede kullanılacak tüm malzemelere ait özelliklerin Malzeme Seti penceresinden farklı özellikteki her bir eleman için (Zemin ve ara yüzler, plate elemanlar, ankrajlar vb.) ayrı ayrı programa tanıtılması gerekir.

Zemin malzemelerinin tanımlanması için programda Lineer Elastic (Lineer Elastik), Mohr-Coulomb, Hardening Soil (Pekleşen Zemin) ve Hoek-Brown gibi birçok malzeme modeli bulunmaktadır. Lineer elastik zemin modeli zemin davranışının simüle etmede çok sınırlı olduğundan zemin içinde bulunan rijit yapılar için kullanılmaktadır. Mohr-Coulomb zemin modeli, lineer elastik mükemmel plastik olarak tanımlanan, zemin davranışının ilk yaklaşımı olarak kullanılan bir malzeme modelidir. Hardening Soil (Pekleşen Zemin) modeli, yumuşak ve sert zemin gibi çeşitli özellikteki zeminlerin davranışını simüle etmek için geliştirilmiş bir malzeme modelidir. Hoek-Brown zemin modeli, kaya niteliği taşıyan ve kaya parametrelerine sahip jeolojik birimlerin davranışını simüle etmek için kullanılan malzeme modelidir.

Zemin geometrisinin tanımlanması ‘Soil’ modülünden gerçekleştirilir. Bir veya birden fazla sondaj tanıtılıp, malzeme sayısına bağlı olarak tek tek derinlik girilerek zemin geometrisi oluşturulabildiği gibi, teknik çizim programında oluşturulan kesit geometrisi Plaxis 2D programına ‘Import Soil’ komutuyla aktarılabilir. Bu modülde yeraltı su seviyesi de tanımlanabilir. Oluşturulan geometriye belirlenen zemin malzeme özellikleri tanımlanarak zemin geometrisi tamamlanır.

‘Structures’ modülünde zemin geometrisine eklenecek tüm yapısal elemanlar tanımlanır. Noktasal ve yayılı yükler ile deplasman tanımlama gibi birçok komut mevcuttur. Tünel tasarımı için ayrı bir komut mevcuttur. Bu komutun içinde tünel kesitini oluşturan her bir parçanın yarıçap ve yay açısı değerleri girilerek tünel geometrisi oluşturulabildiği gibi, ‘Import’ komutu ile teknik çizim programında oluşturulan kesit geometrisi Plaxis 2D programına aktarılabilir. Tünele ‘Create

Interface' komutuyla ara yüzler eklenerek yapı ve zemin arasındaki etkileşim dikkate alınır. Oluşturulan geometrideki elemanlara malzemeler tanımlanarak tünel kesit geometrisi tamamlanır.

Zemin geometrisinin ve yapısal elemanların tanımlanmasından sonra 'Mesh' modülüne geçilerek sistemin sonlu elemanlar ağı oluşturulur. Bu elemanların dağılımı istenilen sıklıkta ayarlanabildiği gibi yoğunluğu da tüm model veya belirli bölgeler için farklı olarak belirlenebilir.

Sonlu elemanlar ağı oluşturulduktan sonra 'Flow conditions' modülüne geçilerek yeraltı suyu seviyesi tanımlanır. Yeraltı suyu seviyesi değişen koşullara ve inşaat aşamalarına göre farklı derinlikler için birden fazla tanımlanabilir. Bu durumda istenilen aşamada istenilen yeraltı suyu seviyesi 'Make global' yapılmalıdır.

Plaxis 2D programının son modülü olan 'Staged construction' modülünde başlangıç aşamasından başlamak üzere yapım aşamaları adımlar halinde tanımlanır ve 'Calculate' komutuna basılması ile program analize başlar. Analizlerin tamamlanması ile 'View calculation result' komutuna basılarak ayrı bir pencerede analiz sonuçları elde edilir.

6.2 Plaxis 2D Programında Numerik Analiz

Numerik analizler Plaxis 2D sonlu elemanlar analiz programında yürütülmüştür. Model tipi eksenel gerilme ve elemanlar 15 düğüm noktalı olarak seçilmiştir. Modellemelerde zemin ortamı yatayda 100 metre olarak sınırlandırılmıştır. Güzergah üzerinde bulunan 7 farklı kesit için analiz modelleri oluşturulmuştur.

Zemin yenilme kriteri Hardening Soil (Pekleşen Zemin) zemin modeli olarak seçilmiştir. Numerik analizlerde beton lineer elastik malzeme olarak tanımlanmıştır. Çizelge 6.3'te analizlerde kullanılan beton malzeme parametreleri gösterilmektedir.

Çizelge 6.3 : Analizlerde kullanılan lineer elastik beton parametreleri.

Sembol	Birim	Açıklama	Beton
γ	kN/m ³	Beton Birim Hacim Ağırlığı	25
ν	-	Poisson Oranı	0.2
E	MPa	Elastisite Modülü	36000

Numerik analizlerde tünel kesiti iç halka çapı 740 cm, dış halka çapı ise 820 cm olan TBM tüneli olarak seçilmiştir. Analizlerde kaplama kalınlığı da modellendiğinden segment dış çapı dikkate alınmıştır. İki TBM tünel arası mesafe merkezden merkeze 24 metredir.

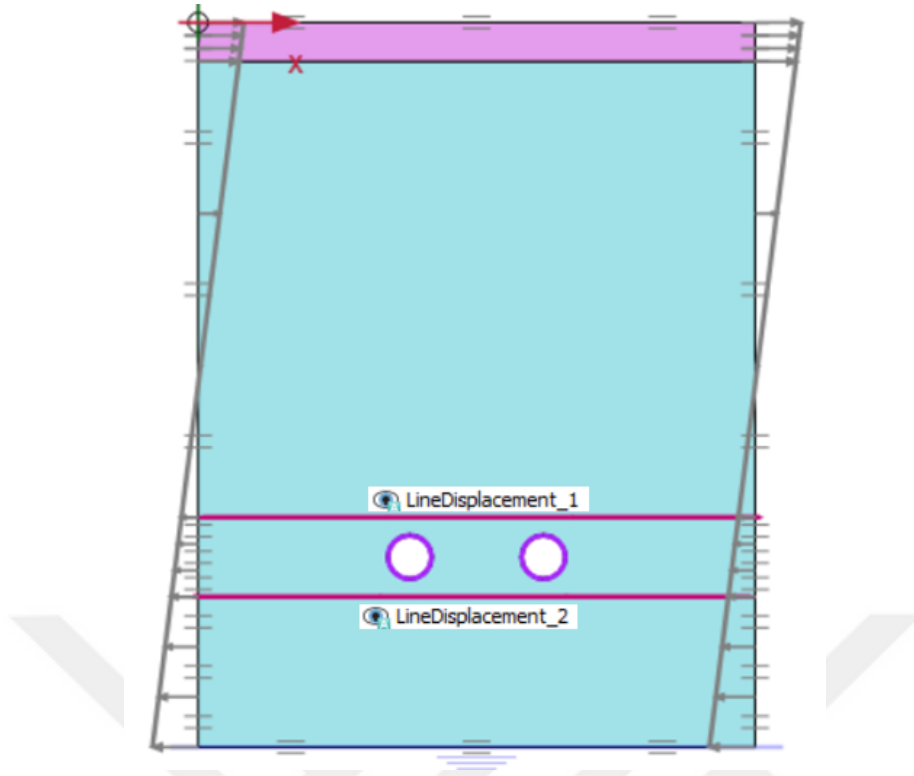
Tünel kesiti oluşturulduktan sonra tünel kaplamasının malzeme özellikleri Plaxis 2D programında ‘Plate’ eleman olarak girilmiştir. Kaplama elemanları için Plaxis 2D programında dikkate alınan parametreler, kaplama eksenel rijitliği, EA, eğilme rijitliği, EI ve Poisson oranı, ν olarak özetlenebilir. Burada A değeri kaplamanın birim genişlik için kesit alanı, I değeri ise kaplamanın atalet momentidir. Analizlerde kaplama halkasının radyal derzini hesaba katmak için Denklem 6.1, 6.2 ve 6.3 kullanılarak, eşdeğer kaplama kalınlığı ve eşdeğer kaplama halkası ataleti momenti kullanılmıştır. Analizlerde kaplama elemanı eşdeğer eksen kiriş modeli ile oluşturulduğundan bu yöntemde kaplama elemanı malzeme özellikleri belirlenen değerlerin 10^{-3} ile çarpılması ile elde edilen değerler olarak girilmiştir. Çizelge 6.4’te kaplama için kullanılan malzeme parametreleri gösterilmektedir.

Çizelge 6.4 : Analizlerde kaplama için kullanılan malzeme parametreleri.

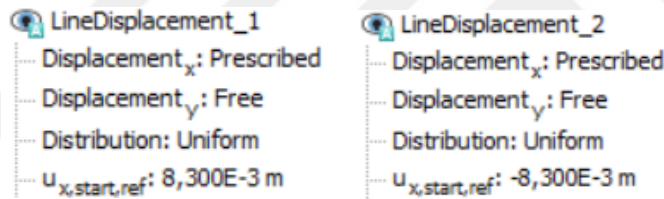
Sembol	Birim	Açıklama	Beton
EA	kN/m	Kaplama Eksenel Rijitliği	12.96E3
EI	kN/m	Kaplama Eğilme Rijitliği	139.9
ν	-	Poisson Oranı	0.2

6.2.1 Dinamik yükleme koşulları

Numerik analiz yöntemi I’de tünel taban ve tavanından 3 metre mesafede zıt yönlü olarak deplasman uygulanır. Plaxis 2D programında ‘Structures’ modülünde öncelikle ‘Create line displacement’ komutu ile yatay çizgiler çizilir (Şekil 6.14). Bu çizgilerin x ve y değerleri tünel kesitine 3 metre mesafede olacak şekilde girilir. Yer değiştirmeler x yönünde tanımlanmış, y yönünde serbest olarak uygulanır. Şekil 6.15’te Km 2+255 kesitine ait deprem yükü uygulaması şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 6.14 : Numerik analiz yöntemi I, deprem yükü uygulaması şematik gösterimi.



Şekil 6.15 : Numerik analiz yöntemi I, deprem yükü uygulaması.

Kaplama maksimum çapsal şekil değiştirme değeri Km 2+255 için kayma olması ve olmaması durumları için MCE deprem seviyesinde aşağıdaki gibi hesaplanmıştır. Modelde kaplamanın bu şekil değiştirmeye uğradığı yer değiştirme değeri iterasyonla bulunarak Şekil 6.15'te görülen yatay yer değiştirme değeri olarak uygulanmıştır.

$$G'_m = \rho_m [c'_s / c_s (V_s)_{30}]^2 / 9.81 = 21.62 * 0.94 * 735 / 9.81 = 1054243 \text{ kPa}$$

$$V_s = 0.75 (S_{DS} S_{D1})^{0.55} = 0.75 (1.873 * 0.816)^{0.55} = 0.539 \text{ m/s}$$

$$\gamma_{maks} = \frac{V_s}{c'_s} = \frac{0.539}{691.6} = 0.00137$$

Tam kayma durumu:

$$\alpha_{kaymakosulu} = \frac{12 E_t I_e (5 - 6 \nu_m)}{D^3 G'_m (1 - \nu_l^2)} = \frac{12 * 36000 * 10^3 * 0.00389 * (5 - 6 * 0.27)}{8.2^3 * 1054243 * (1 - 0.2^2)} = 0.01017$$

$$R = \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha + 1} = \frac{4 * (1 - 0.2)}{0.01017 + 1} = 2.891$$

$$\Delta D_{Kaplama} = \frac{R\gamma_{maks}D}{2} = 2.891 * 0.00137 * 10^3 * 8.2/2 = 16.229 \text{ mm}$$

Kayma olmaması durumu:

$$\alpha_{kaymaolmamakoşulu} = \frac{24E_l I_e (3 - 4\nu_m)}{D^3 G'_m (1 - \nu_l^2)}$$

$$= \frac{24 * 36000 * 10^3 * 0.00389 * (3 - 4 * 0.27)}{8.2^3 * 1054243 * (1 - 0.2^2)} = 0.0116$$

$$R = \frac{4(1 - \nu_m)}{\alpha + 1} = \frac{4 * (1 - 0.2)}{0.0116 + 1} = 2.887$$

$$\Delta D_{Kaplama} = \frac{R\gamma_{maks}D}{2} = 2.887 * 0.00137 * 10^3 * 8.2/2 = 16.206 \text{ mm}$$

Elde edilen çapsal şekil değiştirme değerleri kayma olması durumu için daha yüksek gelmiştir. Bu sebeple analiz modelinde bu durum dikkate alınmıştır. Plaxis 2D programında Km 2+255 için modelde oluşacak çapsal şekil değiştirme değeri MCE deprem seviyesi için en az 8.114 mm olmalıdır.

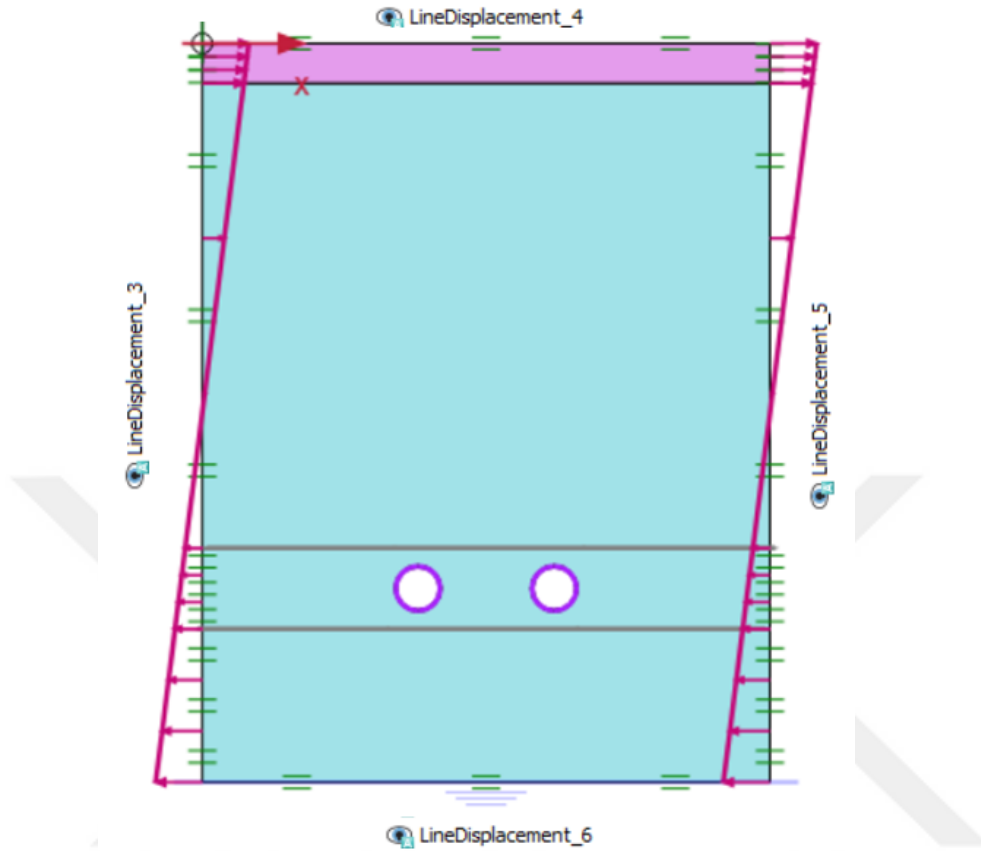
Güzergah üzerinde alınan 7 farklı kesit için numerik analiz yöntemi I'e göre hesaplanan, Plaxis 2D programında elde edilmesi gereken tünel kaplaması çapsal şekil değiştirme değerleri Çizelge 6.5'te gösterilmektedir.

Çizelge 6.5 : Numerik analiz yöntemi I'e göre tünel kaplamasındaki maksimum çapsal şekil değiştirme büyüklükleri.

Kesit Km	Kayma Dalgası Hızı (V _s) ₃₀ (m/s)	γ_{maks} (kN/m ³)	Tam Kayma Durumu		Kayma Olmaması Durumu		Plaxis $\Delta D/2$ (mm)
			α	$\Delta D_{Kaplama}$ (mm)	α	$\Delta D_{Kaplama}$ (mm)	
2+255	735	0.00137	0.0102	16.229	0.0116	16.206	8.114
2+495	945	0.00104	0.0059	12.387	0.0067	12.377	6.194
3+255	935	0.00105	0.0060	12.530	0.0068	12.520	6.265
4+240	1045	0.00094	0.0050	11.294	0.0057	11.286	5.647
4+510	900	0.00110	0.0069	13.239	0.0079	13.227	6.620
4+990	890	0.00111	0.0072	13.203	0.0082	13.190	6.602
6+865	840	0.00118	0.0060	13.458	0.0068	13.448	6.729

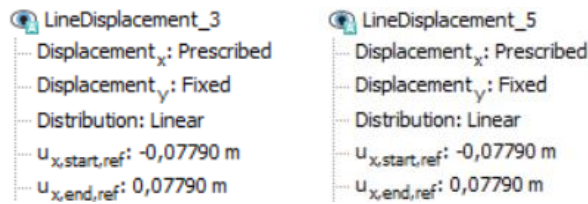
Numerik analiz yöntemi II'de deprem yükü model sınırlarına uygulanmıştır. Programda 'Structures' modülünde öncelikle 'Create line displacement' komutu ile

model sınırlarına yük etkilmiştir. Şekil 6.16’da Km 2+255 kesitine ait deprem yükü uygulaması şematik olarak gösterilmektedir.



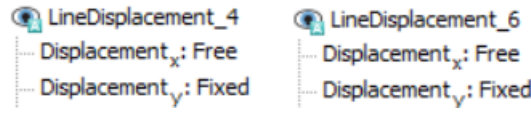
Şekil 6.16 : Numerik analiz yöntem II, deprem yükü uygulaması şematik gösterimi.

Model düşey sınırları için yer değiştirme x yönünde tanımlanmış, y yönünde sabitlenmiş olarak uygulanır (Şekil 6.17).



Şekil 6.17 : Numerik analiz yöntemi II, deprem yükü uygulaması (model düşey sınırları).

Model taban ve tavan sınırı için yer değiştirme x yönünde serbest, y yönünde sabitlenmiş olarak uygulanır (Şekil 6.18).



Şekil 6.18 : Numerik analiz yöntemi II, deprem yükü uygulaması (model yatay sınırları).

Modele etkitilecek yer değiştirme Km 2+255 için aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$a_{maks,s} = 0.4S_s S = 0.4 * 1.873 * 1.2 = 0.899 \text{ g}$$

$$a_{z,maks} = C a_{maks,s} = 0.7 * 0.899 = 0.629 \text{ g}$$

$$PGV = k a_{z,maks} = 1.4 * 0.629 = 0.8811 \text{ m/s}$$

$$\gamma_{maks} = \frac{PGV}{c'_s} = \frac{0.8811}{735} = 0.00120$$

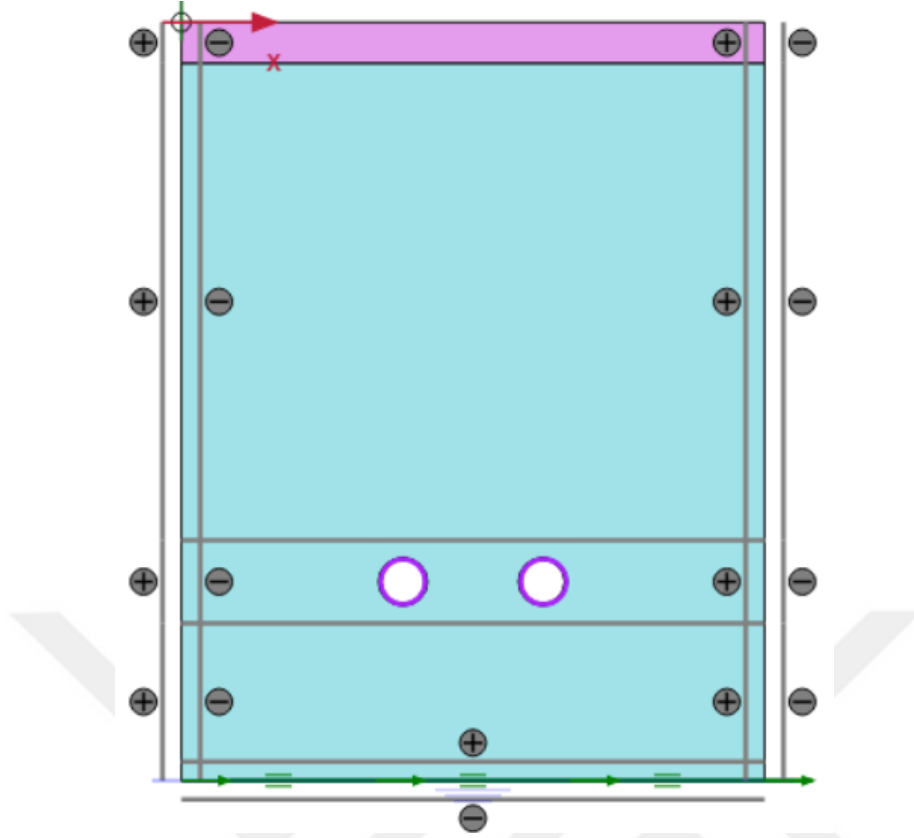
$$\Delta x_{maks} = \gamma_{maks} \left(\frac{h_{model}}{2} \right) = 0.00120 * \left(\frac{130}{2} \right) = 0.0779 \text{ m}$$

Güzergah üzerinde alınan 7 farklı kesit için numerik analiz yöntemi II'ye göre hesaplanan, Plaxis 2D programında model sınırlarında elde edilmesi gereken şekil değiştirme değerleri Çizelge 6.6'da gösterilmektedir.

Çizelge 6.6 : Numerik analiz yöntemi II'ye göre model sınırlarındaki maksimum şekil değiştirme büyüklükleri.

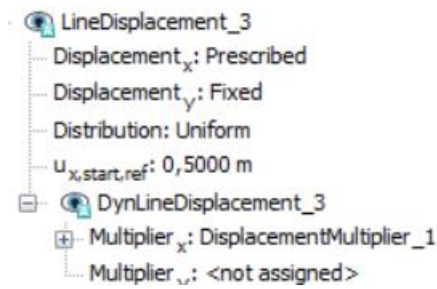
Kesit Km	$a_{maks,s}$ (g)	$a_{z,maks}$ (g)	PGV (m/s)	Kayma Dalgası Hızı $(V_s)_{30}$ (m/s)	γ_{maks} (-)	$h_{model/2}$ (m)	Δx_{maks} (m)
2+255	0.899	0.629	0.8811	735	0.00120	50	0.0599
2+495	0.749	0.524	0.5087	945	0.00054	70	0.0377
3+255	0.749	0.524	0.5087	935	0.00054	50	0.0272
4+240	0.749	0.524	0.5087	1045	0.00049	50	0.0243
4+510	0.749	0.524	0.5087	900	0.00057	50	0.0283
4+990	0.749	0.524	0.5087	890	0.00057	50	0.0286
6+865	0.749	0.599	0.5814	840	0.00069	50	0.0346

Numerik analiz yöntemi III'te Plaxis 2D programında 'Structures' modülünde model tabanı ve düşey sınırlara 'Create interface' komutu ile ara yüzler oluşturulmuştur ve model tabanına 'Create line displacement' komutu ile yük etkitilmiştir. Şekil 6.19'da Km 2+255 kesitine ait deprem yükü uygulaması şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 6.19 : Numerik analiz yöntem III, deprem yükü uygulaması şematik gösterimi.

Yer değiştirmeler düşeyde sabitlenmiş, yatay yönde ise 0.5 m olarak alınmıştır (Şekil 6.20). Dinamik analizin başlamasıyla deprem dalgaları tabandan yüzeye geçip ana kayaya geri dönmektedir ve hesaplamaların başlaması ile de deprem dalgaları ikinci kez tabandan yüzeye ilerlemiş olur. Bu durum deprem ivme kayıtlarının iki kez dikkate alınmasına sebep olacağından deprem ivme kayıtları 0.5 çarpanı ile çarpılır.

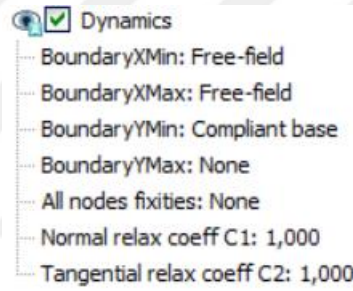


Şekil 6.20 : Numerik analiz yöntemi III, deprem yükü uygulaması.

Dinamik kaynağın meshin içinde olduğu durumlar için vizkoz sınırlar uygulanırken, deprem hareketinin sınır koşulu olarak uygulandığı durumlarda 'Free-field' (serbest alan) sınırları uygulanır. Vizkoz sınırlar bir sönümleyici kullanır ve bu sönümleyiciler sınırdaki gerilim artışının geri tepmeden absorbe edilmesini sağlar. Serbest alan sınırları ile etki alanı ilgilenilen alana indirgenir ve serbest alan elemanları kullanılarak

sınırlara serbest alan hareketi uygulanır. Serbest alan sınır koşulları serbest alan hareketinden gelen yük ve vizkoz sınırının birleşiminden oluşur. Bu birleşim gelen dalgaları absorbe ederken deprem hareketinin de girilmesine olanak tanır. Serbest alan sınır koşulu yalnızca düşey sınırlar için uygulanabilir. Modelin tabanı için ‘Compliant base’ (uyumlu taban) sınır koşulu uygulanmalıdır. Bu sınır koşulu yer değiştirme ve vizkoz sınırın birleşiminden oluşur. Bu birleşim gelen dalgaları absorbe ederken deprem hareketinin de girilmesine olanak tanır (Plaxis Materials Manuel, 2024).

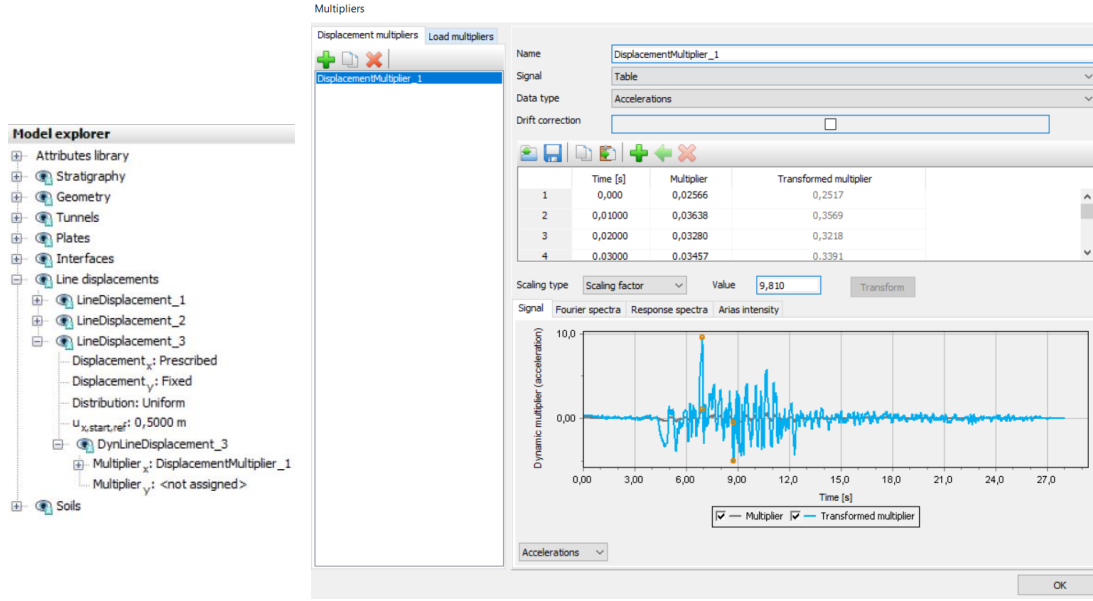
Modelin düşey sınırları ‘Free-field’, taban sınırı ise ‘Compliant base’ olarak tanımlanmıştır (Şekil 6.21). ‘Free-field’ ve ‘Compliant base’ sınır koşullarının göz önüne alınması için model sınırları ara yüzler gerektirir. Bu sebeple ‘Structures’ modülünde ‘Create interfaces on the boundary’ butonu ile model sınırlarında ara yüzler oluşturulur. Modeli çözdürürken ‘Free-field’ ve ‘Compliant base’ sınır koşullarının sağlanması için bu arayüzlerin aktif edilmesine gerek duyulmamaktadır.



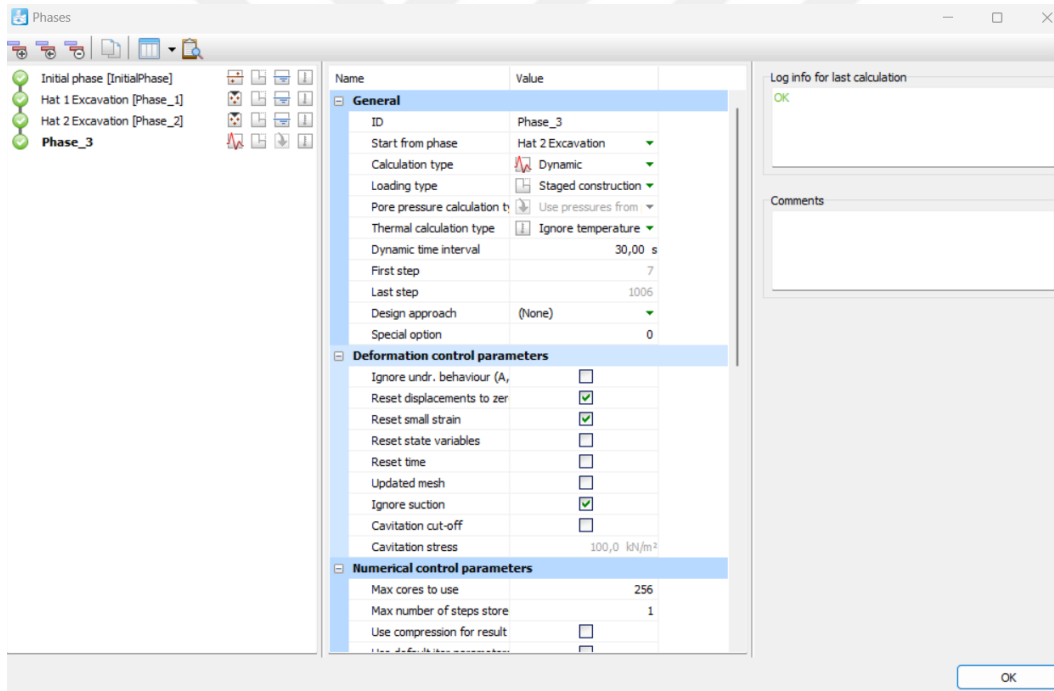
Şekil 6.21 : Numerik analiz yöntem III, model sınırları.

Plaxis 2D programında ‘Structures’ modülünde solda bulunan ‘Model Explorer’ kutucuğundan tünel tabanı için oluşturulan ‘Line Displacement’ bölümünden x yönü için ‘DynLineDisplacement’ eklenir ve seçilen depreme ait ivme zaman grafiği buradan metin dosyası olarak Plaxis 2D programına yüklenir (Şekil 6.22). İvme kaydı model tabanına spektrum ölçekleme faktörü ve yerçekimi ivmesi (g) ile çarpılarak etkilir.

Numerik analiz yöntemi III’te Plaxis 2D programında ‘Calculation type’ ‘Dynamic’ seçilir ve ‘Dynamic time interval’ değeri için deprem kaydı süresi girilir (Şekil 6.23).

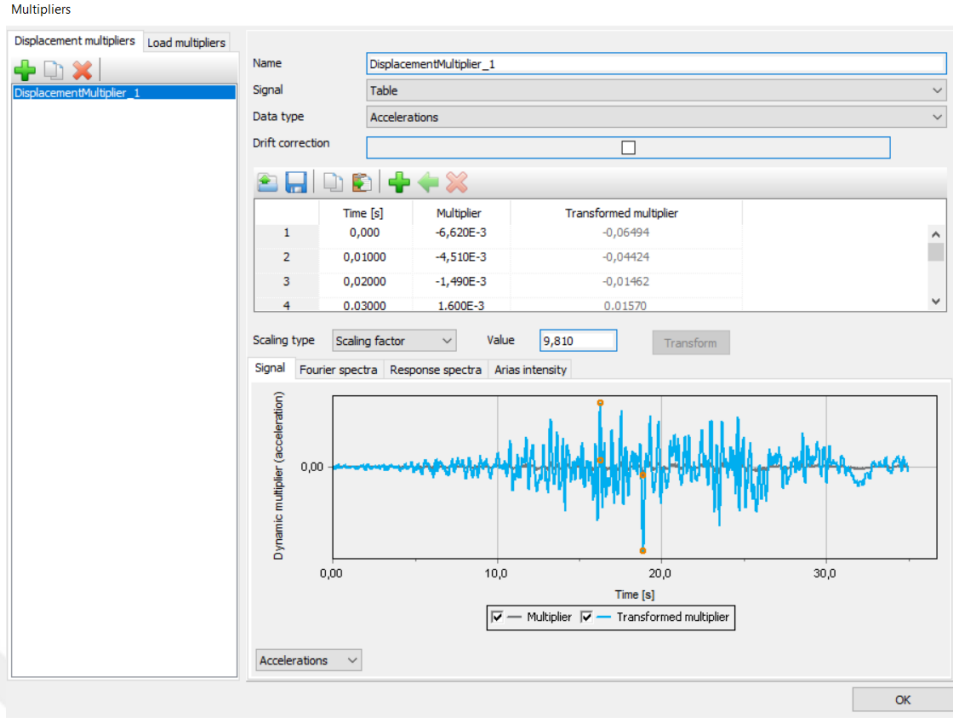


Şekil 6.22 : Numerik analiz yöntemi III, Plaxis programına deprem ivme kaydı girilmesi (Kocaeli depremi).



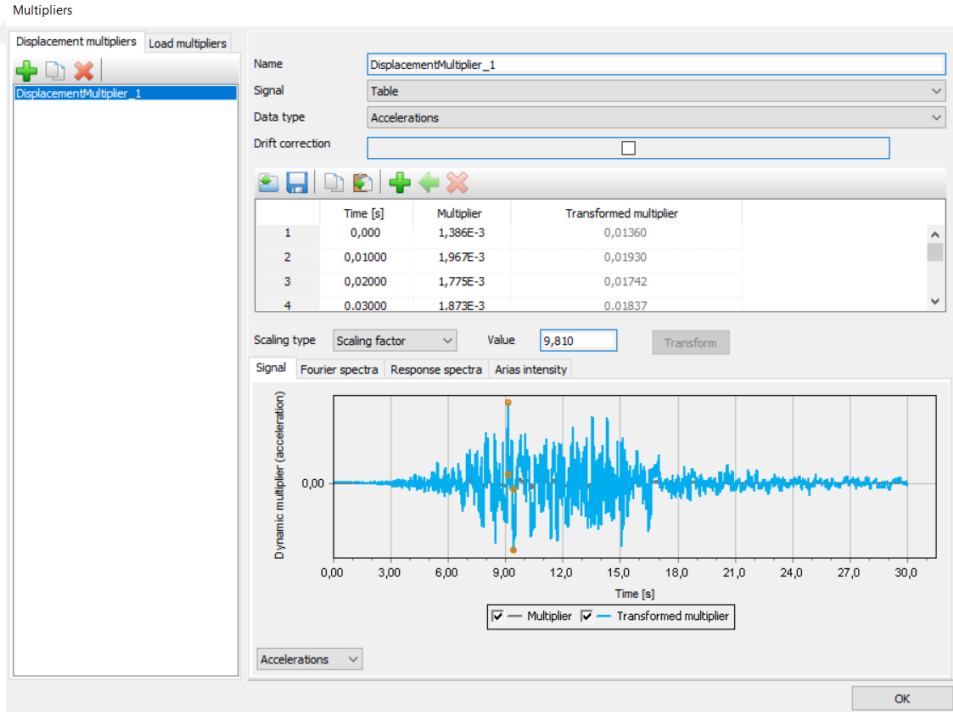
Şekil 6.23 : Numerik Yöntem III, deprem kaydı analiz aşaması.

Kocaeli depremi ivme kaydı yaklaşık 30 saniyedir ve Plaxis 2D programına deprem kaydının tamamı yüklenmiştir. Chi Chi depremi ivme kaydı yaklaşık 80 saniye olduğundan, Plaxis 2D programına deprem kaydının 25 ve 60 saniye arasındaki 35 saniyelik bölümü Şekil 6.24'teki gibi yüklenmiştir.



Şekil 6.24 : Plaxis 2D programına yüklenen Chi Chi depremi.

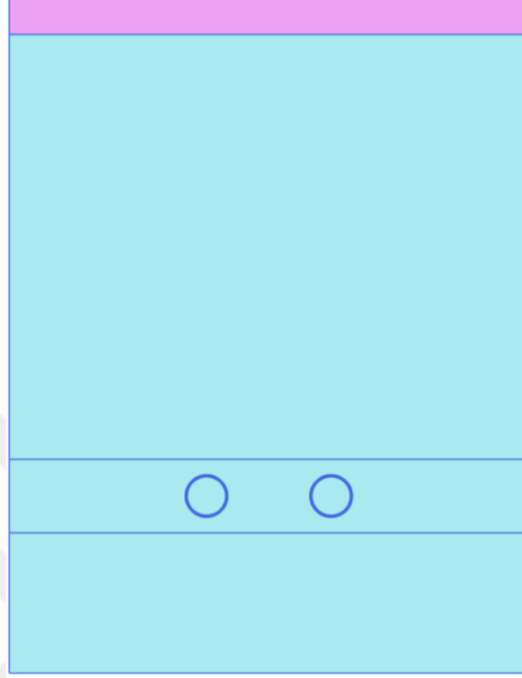
Loma Prieta depremi ivme kaydının ilk 30 saniyelik bölümü Plaxis 2D programına Şekil 6.25'teki gibi yüklenmiştir.



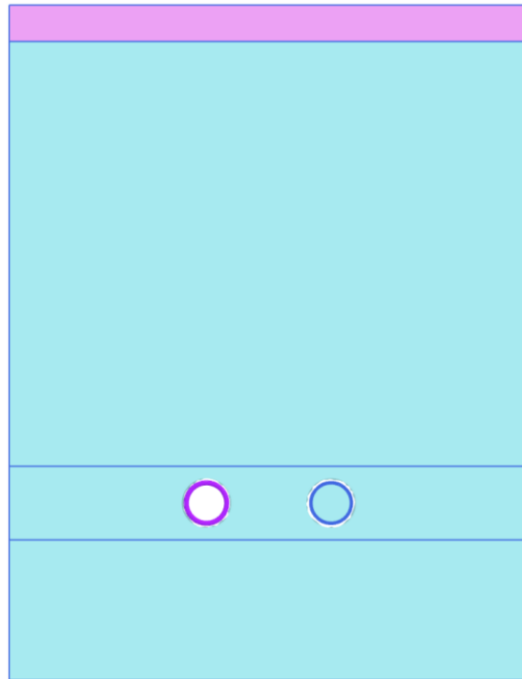
Şekil 6.25 : Plaxis 2D programına yüklenen Loma Prieta depremi.

6.2.2 Model aşamaları

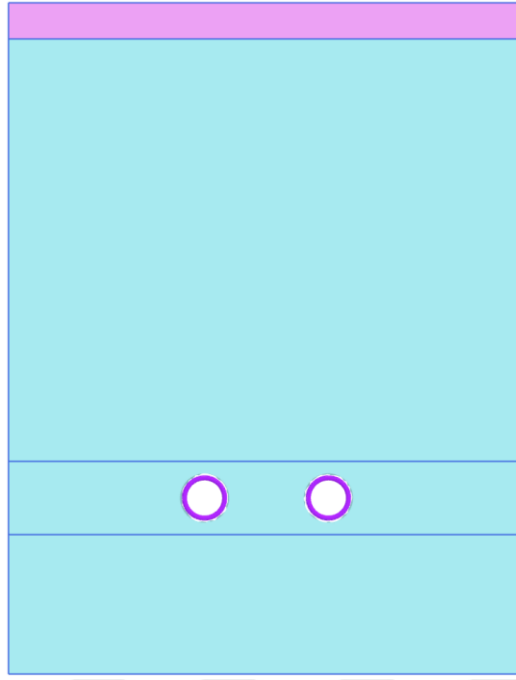
Modelleme aşamaları Km 2+255 kesiti için Şekil 6.26, Şekil 6.27, Şekil 6.28, Şekil 6.29, Şekil 6.30 ve Şekil 6.31’de gösterilmektedir.



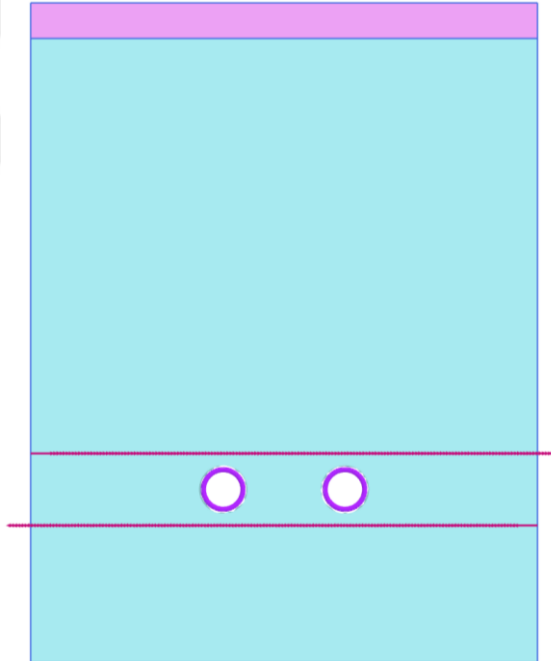
Şekil 6.26 : Başlangıç koşullarının oluşturulması.



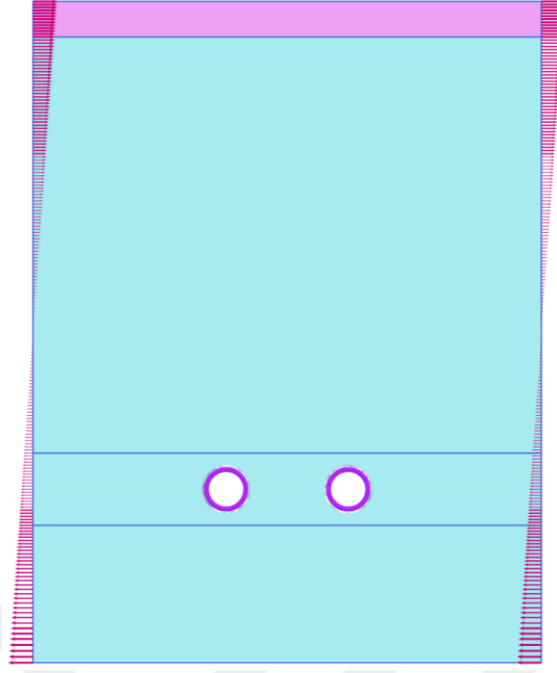
Şekil 6.27 : Sol tüp TBM tüneli imalatı.



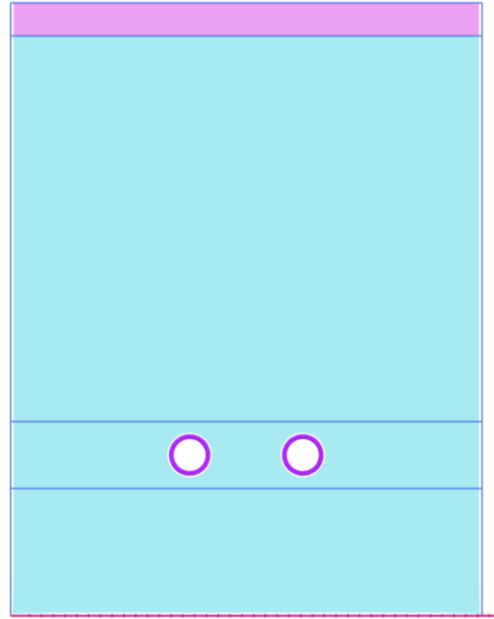
Şekil 6.28 : Sağ tüp TBM tüneli imalatı.



Şekil 6.29 : MCE deprem seviyesi yer değıştirme değeri uygulanması (Numerik analiz yöntemi I).



Şekil 6.30 : MCE deprem seviyesi yer değıştirme değeri uygulanması (Numerik analiz yöntemi II).



Şekil 6.31 : MCE deprem seviyesi deprem ivmesi uygulanması (Numerik analiz yöntemi III).

Deprem yükü verilmeden önce her bir yöntemde yer değıştirmeler sıfırlanmıştır.

6.2.3 Plaxis 2D programında oluşturulan numerik modeller

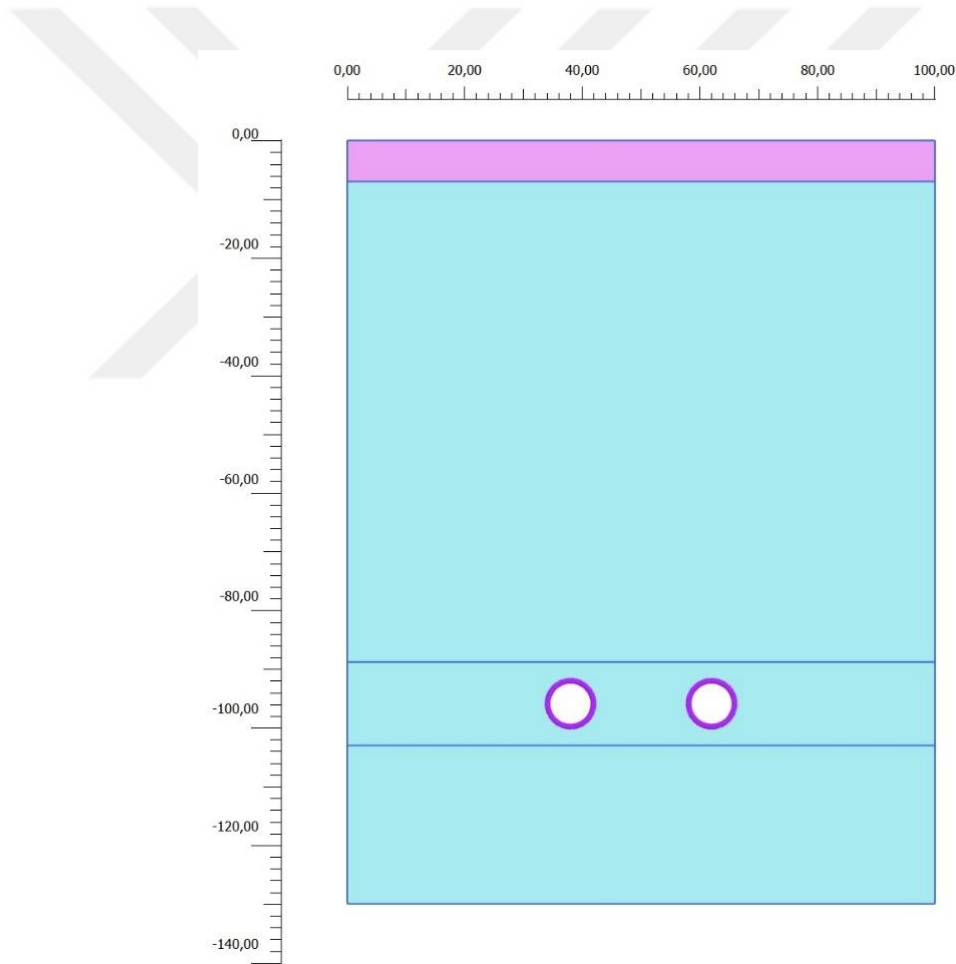
Güzergah üzerinde bulunan Km 2+255, Km 2+495, Km 3+255, Km 4+240, Km 4+510, Km 4+990 ve Km 6+865 kesitleri için Plaxis 2D programında modeller

oluşturulmuştur. Her bir kesit için Numerik analiz yöntemi I ve II'ye göre deprem analizleri yapılmıştır. Numerik analiz yöntemi III yalnızca Km 2+255, Km 4+510 ve Km 6+865 kesitlerinde uygulanmıştır.

6.2.3.1 Numerik analiz modelleri

Km 2+255 kesiti analiz modeli

Km 2+255 kesitine ait hesap modeli Şekil 6.32'de gösterilmektedir. Tüneller 92 m örtü kalınlığına sahiptir. Modelde zemin ortamı düşeyde 130 metre, yatayda 100 metre olarak sınırlandırılmıştır. Zemin ortamı için iki jeolojik birim dikkate alınmıştır. Modelin üst sınırından 7 metre derinlikte kumlu, siltli kil birimi bulunmakta olup, tünellerin açılacağı birim kıltaşı-silttaşıdır.



Şekil 6.32 : Km 2+255 kesiti hesap modeli.

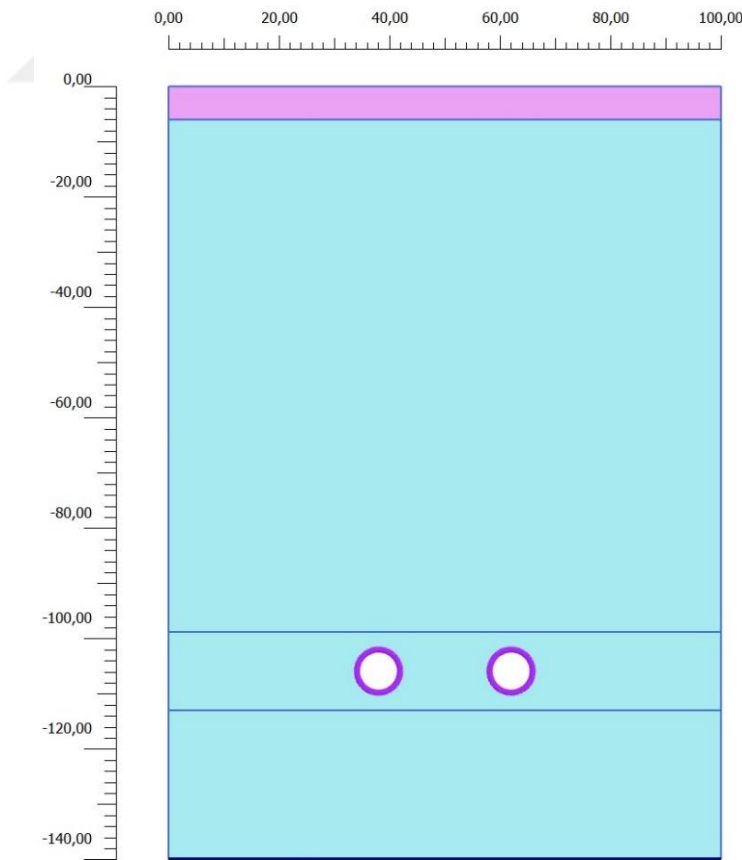
Km 2+255, Km 2+495 ve Km 3+255 kesitleri analizlerinde kullanılan zemin parametreleri Çizelge 6.7'de özetlenmiştir.

Çizelge 6.7 : Km 2+255, Km 2+495 ve Km 3+255 kesitleri analizlerinde kullanılan HS zemin parametreleri.

Sembol	Birim	Açıklama	Kumlu, Siltli Kil	Kiltaşı- Silttaşı
c	kN/m ²	Kohezyon	6.5	174
ϕ	°	Kayma Mukavemeti Açısı	28.15	27
γ	kN/m ³	Zemin Birim Hacim Ağırlığı	17	21.62
ν	-	Poisson Oranı	0.3	0.27
E	MPa	Elastisite Modülü	25.56	273

Km 2+495 kesiti analiz modeli

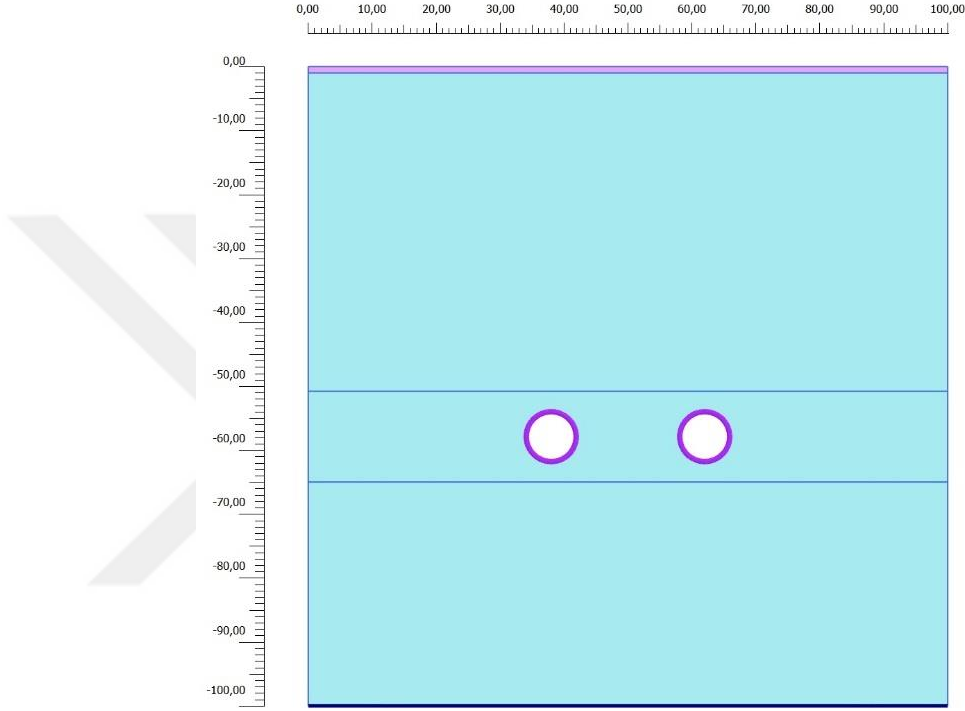
Km 2+495 kesitine ait hesap modeli Şekil 6.33'te gösterilmektedir. Tüneller 102 m örtü kalınlığına sahiptir. Modelde zemin ortamı düşeyde 140 metre, yatayda 100 metre olarak sınırlandırılmıştır. Zemin ortamı için iki jeolojik birim dikkate alınmıştır. Modelin üst sınırından 6 metre derinlikte kumlu, siltli kil birimi bulunmakta olup, tünellerin açılacağı birim kiltası-silttaşıdır.



Şekil 6.33 : Km 2+495 kesiti hesap modeli.

Km 3+255 kesiti analiz modeli

Km 3+255 kesitine ait hesap modeli Şekil 6.34'te gösterilmektedir. Tüneller 54 m örtü kalınlığına sahiptir. Modelde zemin ortamı düşeyde 100 metre, yatayda 100 metre olarak sınırlandırılmıştır. Zemin ortamı için iki jeolojik birim dikkate alınmıştır. Modelin üst sınırından 1 metre derinlikte kumlu, siltli kil birimi bulunmakta olup, tünellerin açılacağı birim kıltaşı-silttaşıdır.

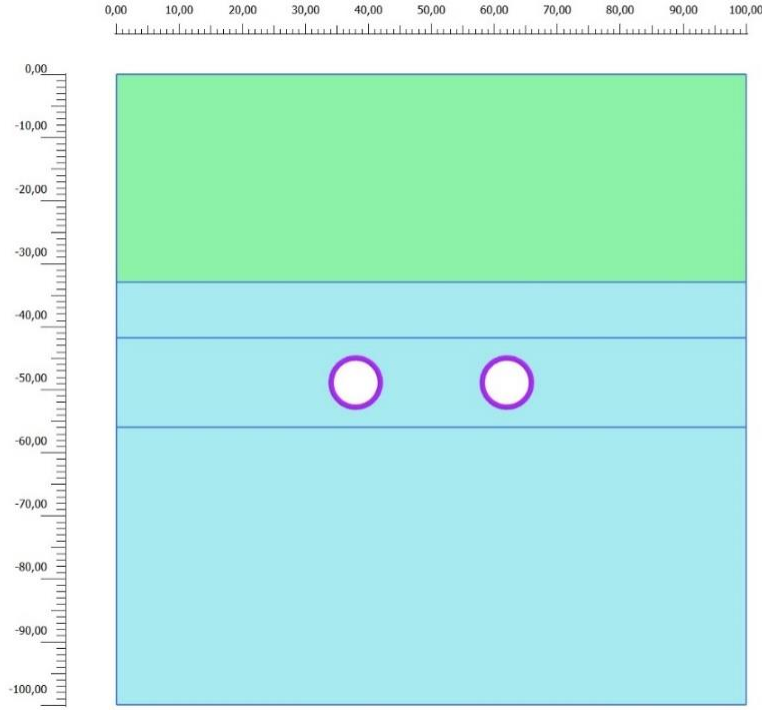


Şekil 6.34 : Km 3+255 kesiti hesap modeli.

Km 4+240 kesiti analiz modeli

Km 4+240 kesitine ait hesap modeli Şekil 6.35'te gösterilmektedir. Tüneller 45 m örtü kalınlığına sahiptir. Modelde zemin ortamı düşeyde 100 metre, yatayda 100 metre olarak sınırlandırılmıştır. Zemin ortamı için iki jeolojik birim dikkate alınmıştır. Modelin üst sınırından 33 metre derinlikte alüvyon birimi bulunmakta olup, tünellerin açılacağı birim kıltaşı-silttaşıdır.

Analizlerde kullanılan zemin parametreleri Çizelge 6.8'de özetlenmiştir.



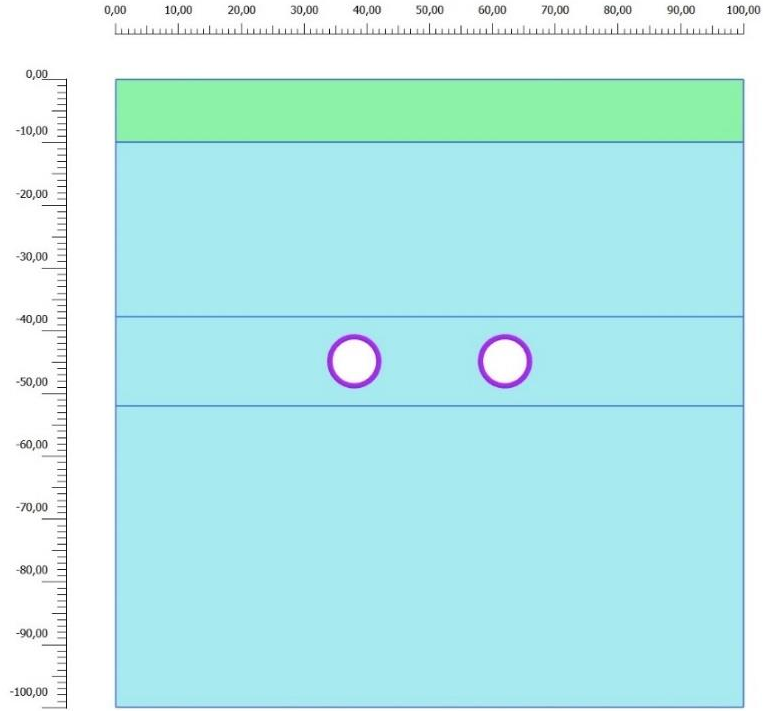
Şekil 6.35 : Km 4+240 kesiti hesap modeli.

Çizelge 6.8 : Km 4+240 ve Km 4+510 kesitleri analizlerinde kullanılan HS zemin parametreleri.

Sembol	Birim	Açıklama	Alüvyon	Kiltaşlı-Silttaşlı
c	kN/m ²	Kohezyon	2.9	70
ϕ	°	Kayma Mukavemeti Açısı	27.36	27
γ	kN/m ³	Zemin Birim Hacim Ağırlığı	15.8	20.84
ν	-	Poisson Oranı	0.3	0.26
E	MPa	Elastisite Modülü	9.39	387

Km 4+510 kesiti analiz modeli

Km 4+510 kesitine ait hesap modeli Şekil 6.36’da gösterilmektedir. Tüneller 41 m örtü kalınlığına sahiptir. Modelde zemin ortamı düşeyde 100 metre, yatayda 100 metre olarak sınırlandırılmıştır. Zemin ortamı için iki jeolojik birim dikkate alınmıştır. Modelin üst sınırından 10 metre derinlikte alüvyon birimi bulunmakta olup, tünellerin açılacağı birim kiltaşlı-silttaşlıdır.



Şekil 6.36 : Km 4+510 kesiti hesap modeli.

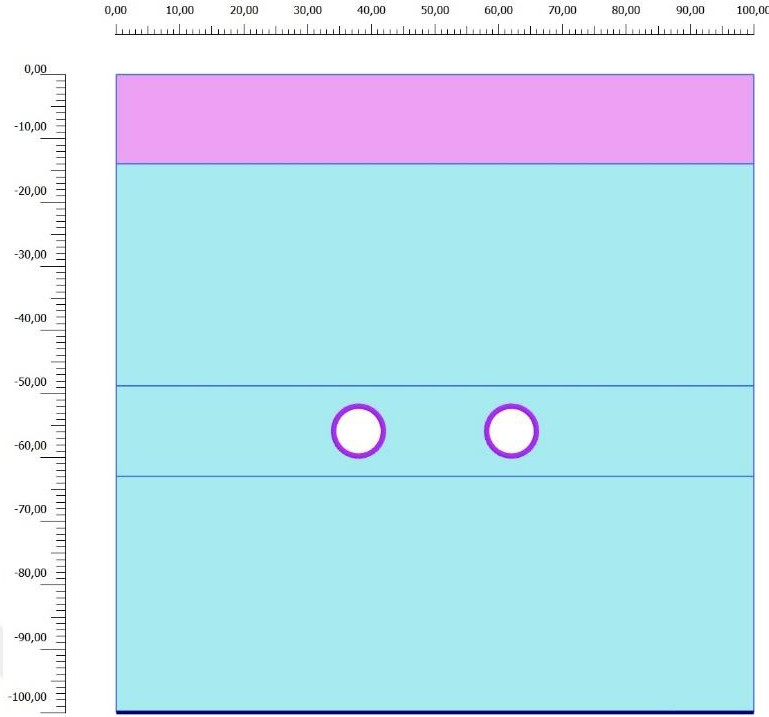
Km 4+990 kesiti analiz modeli

Km 4+990 kesitine ait hesap modeli Şekil 6.37’de gösterilmektedir. Tüneller 52 m örtü kalınlığına sahiptir. Modelde zemin ortamı düşeyde 100 metre, yatayda 100 metre olarak sınırlandırılmıştır. Zemin ortamı için iki jeolojik birim dikkate alınmıştır. Modelin üst sınırından 14 metre derinlikte kumlu, siltli kil birimi bulunmakta olup, tünellerin açılacağı birim kıltaşı-silttaşıdır.

Analizlerde kullanılan zemin parametreleri Çizelge 6.9’da özetlenmiştir.

Km 6+865 kesiti analiz modeli

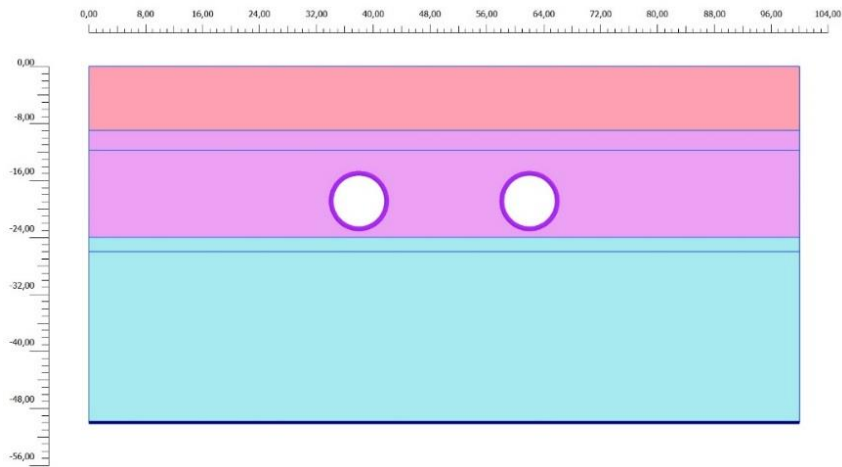
Km 6+865 kesitine ait hesap modeli Şekil 6.38’de gösterilmektedir. Tüneller 15 m örtü kalınlığına sahiptir. Modelde zemin ortamı düşeyde 50 metre, yatayda 100 metre olarak sınırlandırılmıştır. Zemin ortamı için üç jeolojik birim dikkate alınmıştır. Modelin üst sınırından 9 metre derinlikte kumlu, siltli kil birimi, 9 ile 24 metre aralığında ayrılmış kıltaşı-silttaşı birimi, geri kalan 24 ile 50 metre aralığında ise kıltaşı-silttaşı birimi bulunmaktadır.



Şekil 6.37 : Km 4+990 kesiti hesap modeli.

Çizelge 6.9 : Km 4+990 kesiti analizlerde kullanılan HS zemin parametreleri.

Sembol	Birim	Açıklama	Kumlu, Siltli Kıl	Kiltaşı- Silttaşı
c	kN/m ²	Kohezyon	6.5	82
ϕ	°	Kayma Mukavemeti Açısı	28.15	37
γ	kN/m ³	Zemin Birim Hacim Ağırlığı	17	20
ν	-	Poisson Oranı	0.3	0.27
E	MPa	Elastisite Modülü	25.56	393



Şekil 6.38 : Km 6+865 kesiti hesap modeli.

Analizlerde kullanılan zemin parametreleri Çizelge 6.10’da özetlenmiştir.

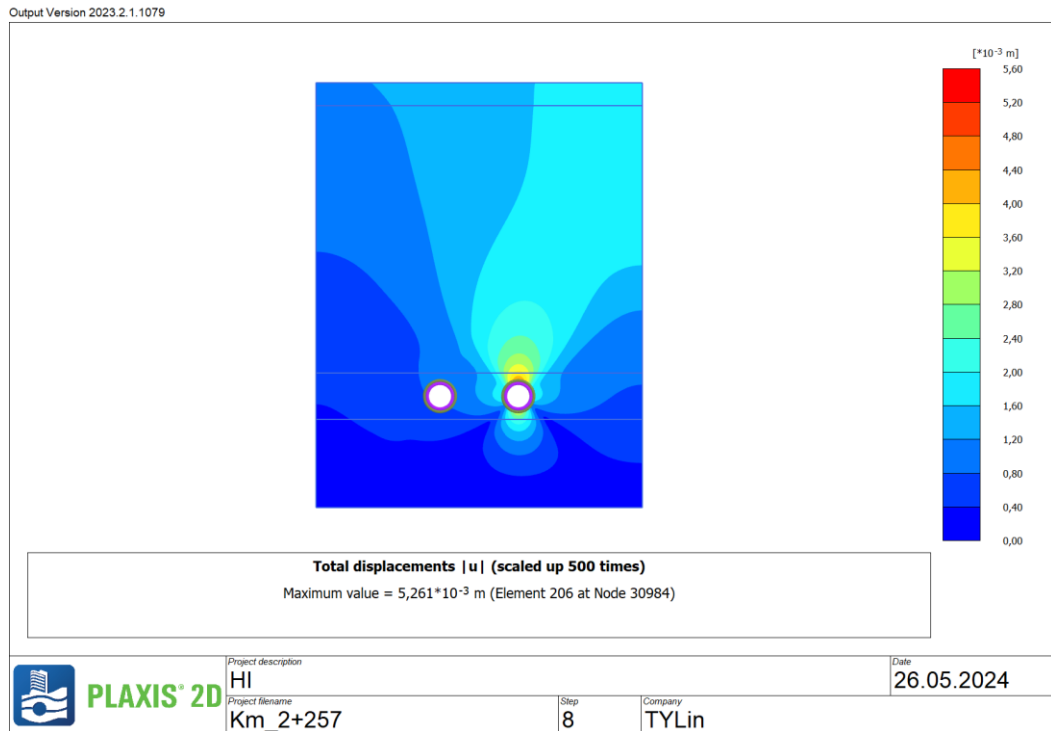
Çizelge 6.10 : Km 6+865 kesiti analizlerde kullanılan HS zemin parametreleri.

Sembol	Birim	Açıklama	Kumlu, Siltli Kil	Ayrılmış Kiltaşlı- Silttaşlı	Kiltaşlı- Silttaşlı
c	kN/m ²	Kohezyon	11.7	6.5	60
ϕ	°	Kayma Mukavemeti Açısı	27.16	28.15	30
γ	kN/m ³	Zemin Birim Hacim Ağırlığı	19.1	17	21.55
ν	-	Poisson Oranı	0.3	0.3	0.3
E	MPa	Elastisite Modülü	42	25.56	97

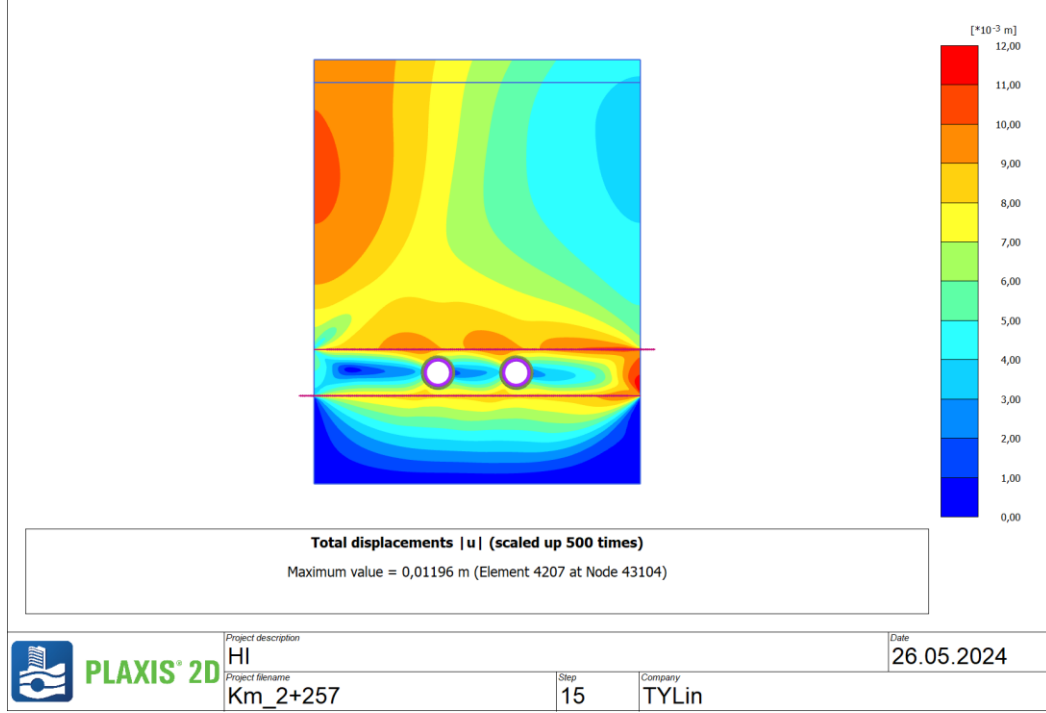
6.2.3.2 Numerik analiz sonuçları

Km 2+255 kesiti analiz sonuçları

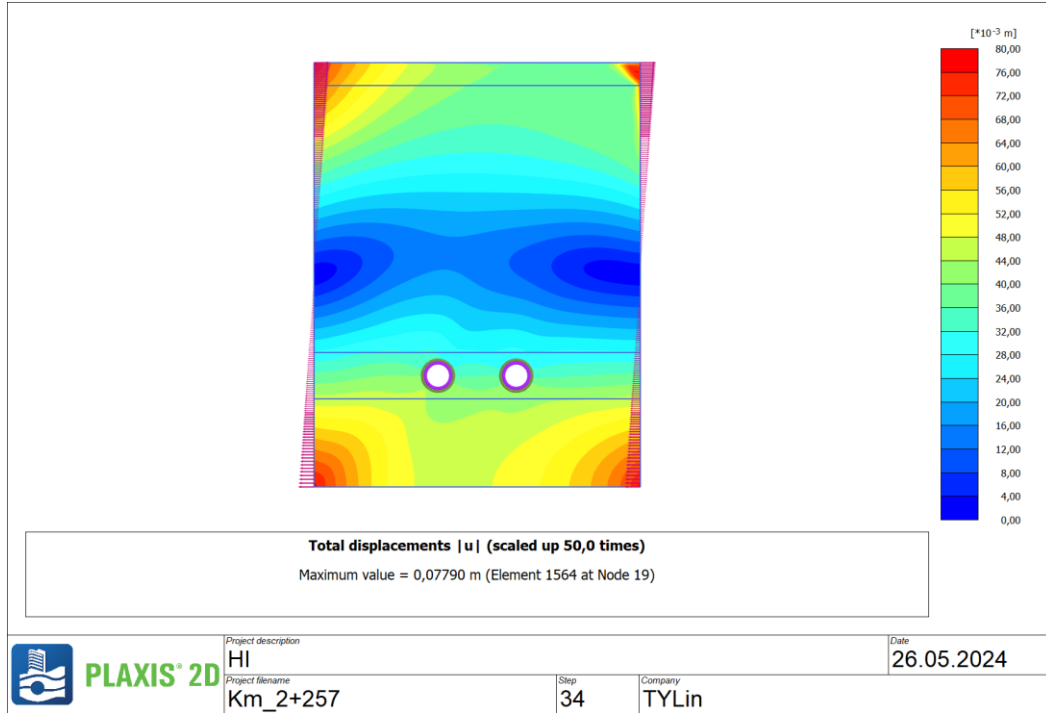
Km 2+255 kesitine ait modelde oluşan toplam deplasmanlar statik durum, numerik analiz yöntemi I, numerik analiz yöntemi II ve numerik analiz yöntemi III (Kocaeli, Chi Chi ve Loma Prieta depremleri) için sırasıyla Şekil 6.39, Şekil 6.40, Şekil 6.41, Şekil 6.42, Şekil 6.43 ve Şekil 6.44’te sunulmaktadır.



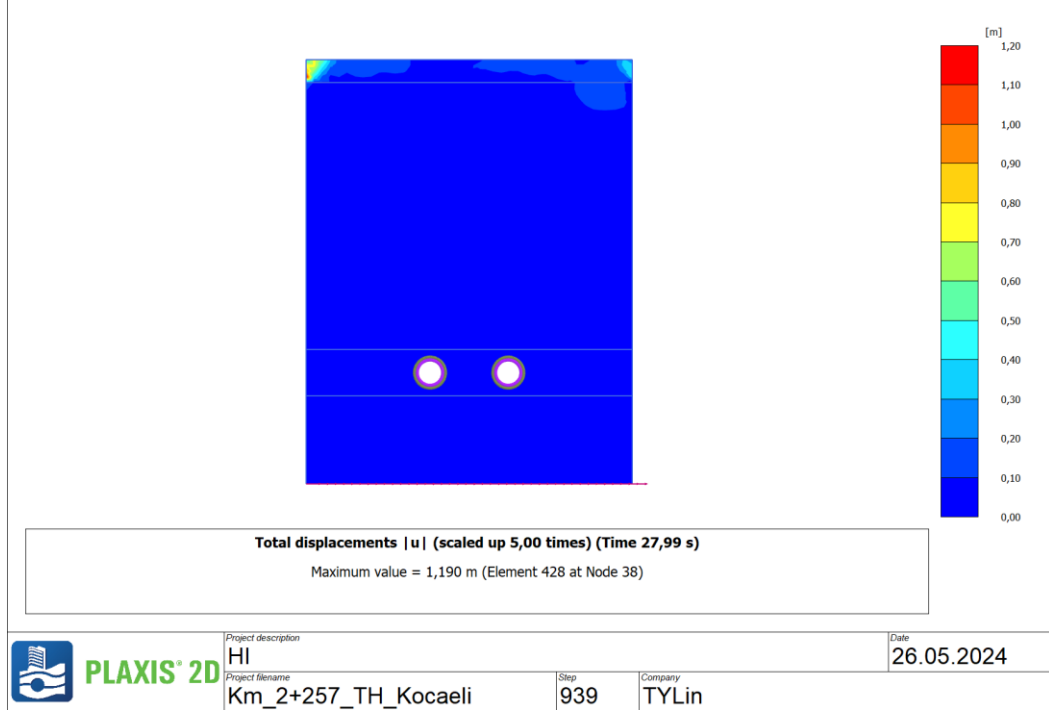
Şekil 6.39 : Km 2+255 kesitinde statik durumda oluşan toplam deplasmanlar.



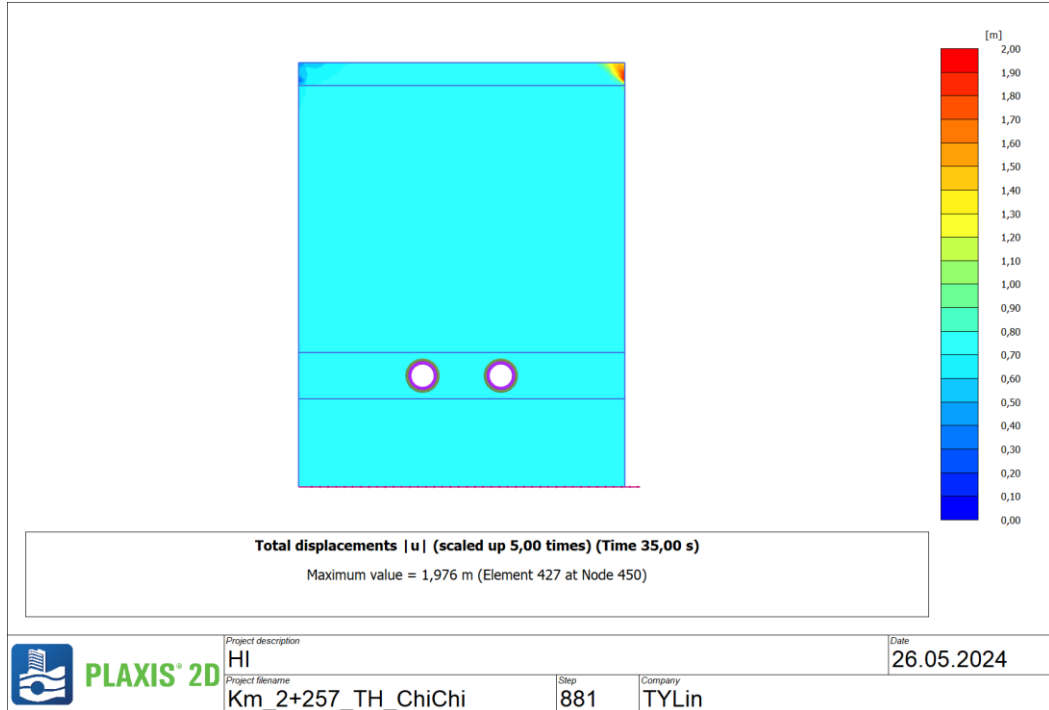
Şekil 6.40 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi I).



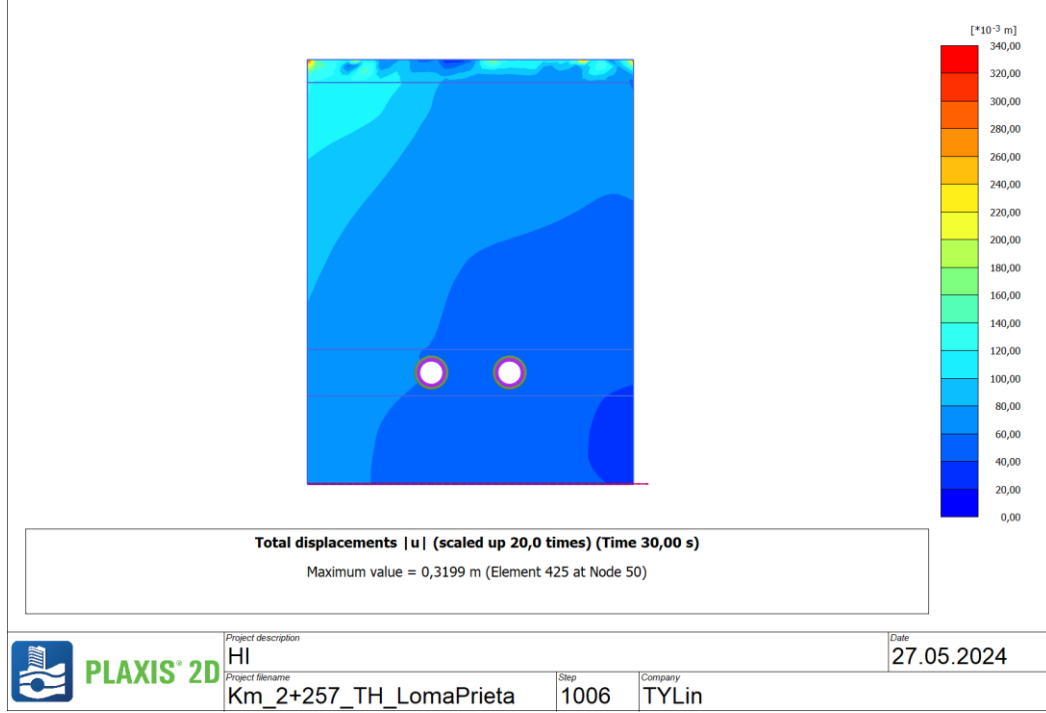
Şekil 6.41 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi II).



Şekil 6.42 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Kocaeli Depremi).

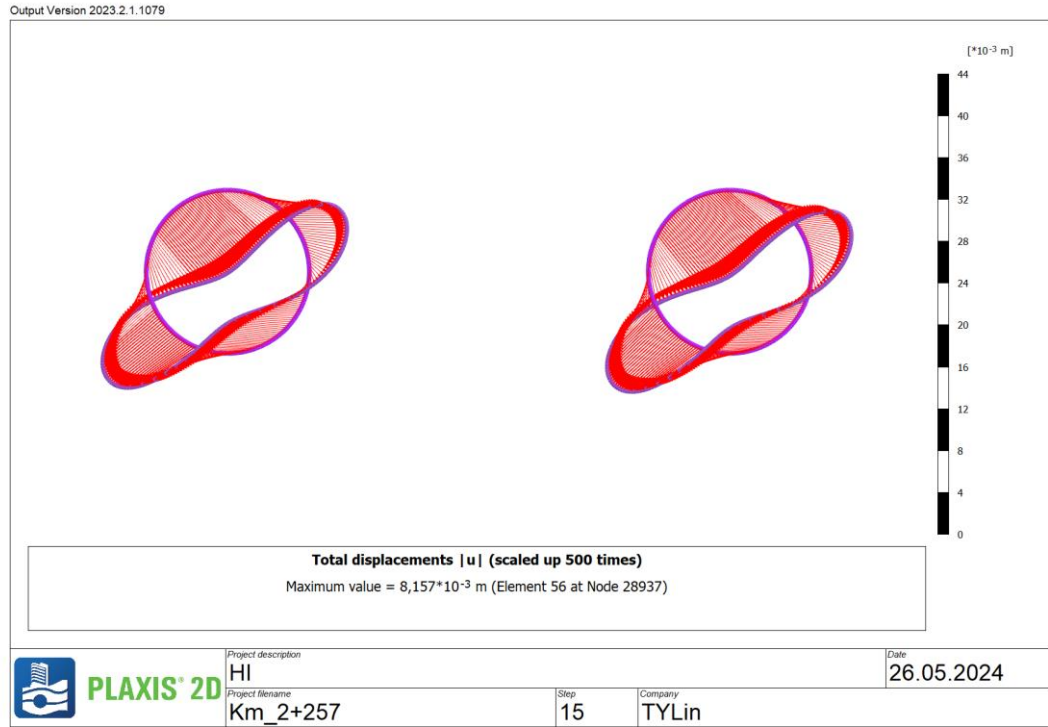


Şekil 6.43 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Chi Chi Depremi).

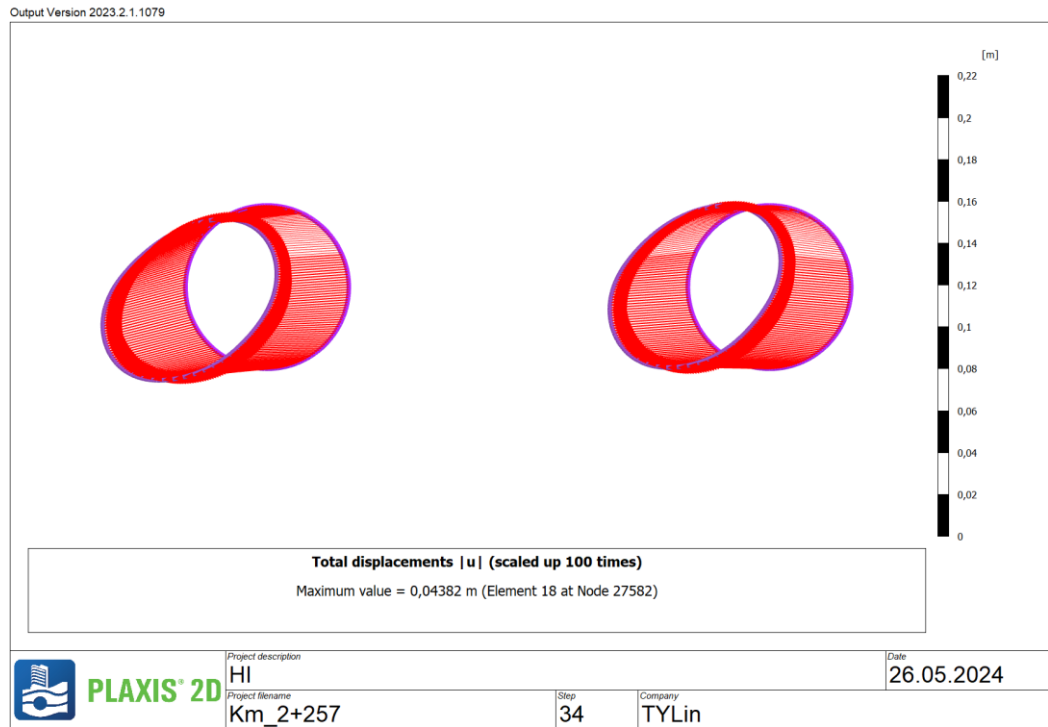


Şekil 6.44 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Loma Prieta Depremi).

Km 2+255 kesitine ait tünel kaplamasında oluşan toplam deplasmanlar numerik analiz yöntemi I, numerik analiz yöntemi II ve numerik analiz yöntemi III (Kocaeli, Chi Chi ve Loma Prieta depremleri) için sırasıyla Şekil 6.45, Şekil 6.46, Şekil 6.47, Şekil 6.48 ve Şekil 6.49’da sunulmaktadır.



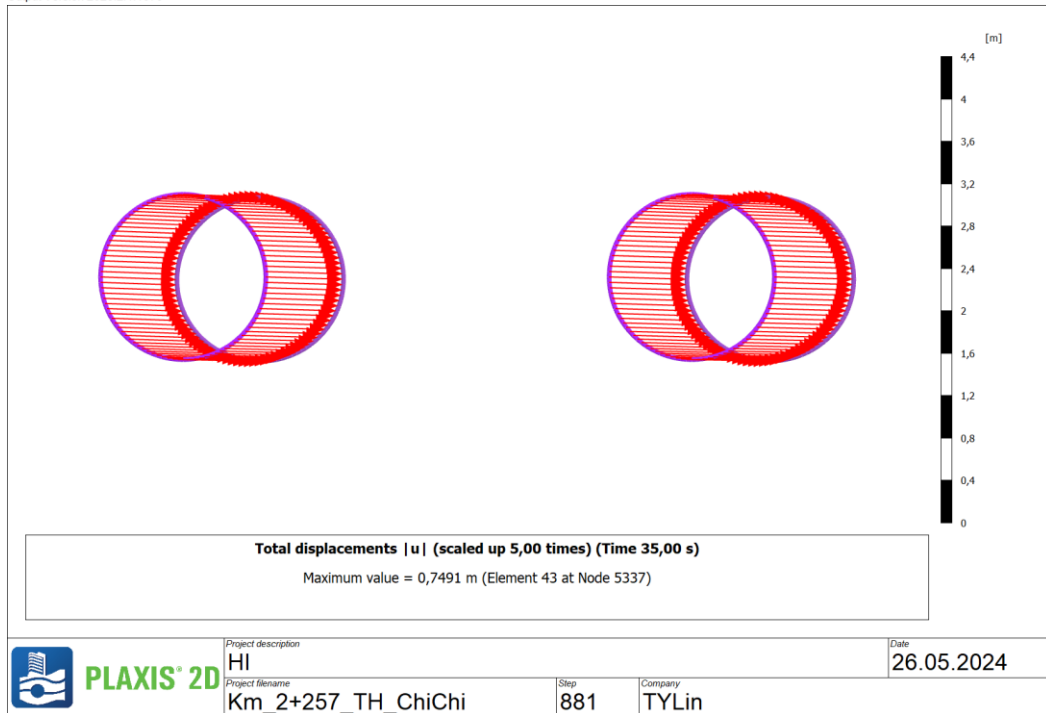
Şekil 6.45 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi I).



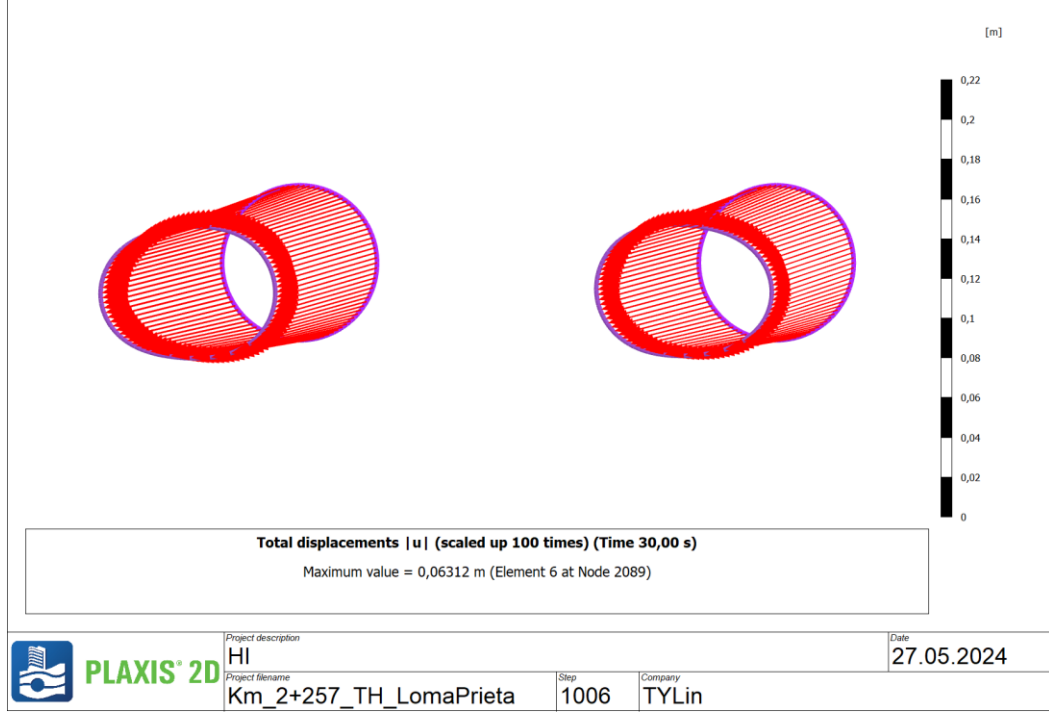
Şekil 6.46 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi II).



Şekil 6.47 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Kocaeli depremi).

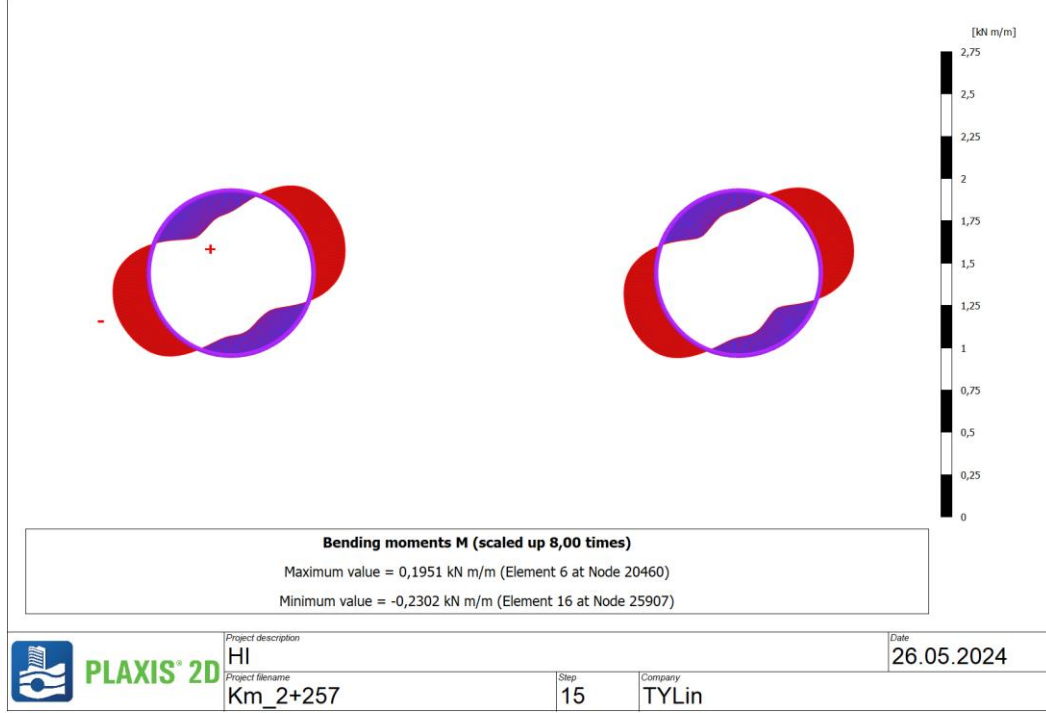


Şekil 6.48 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Chi Chi depremi).

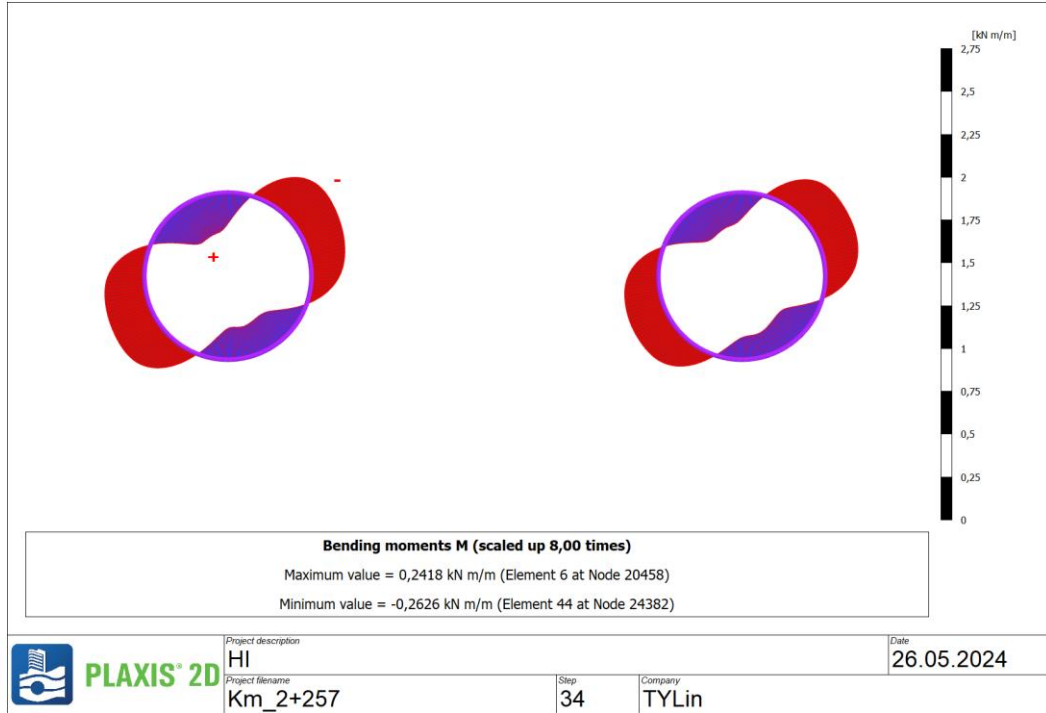


Şekil 6.49 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan toplam deplasmanlar (Numerik analiz yöntemi III, Loma Prieta depremi).

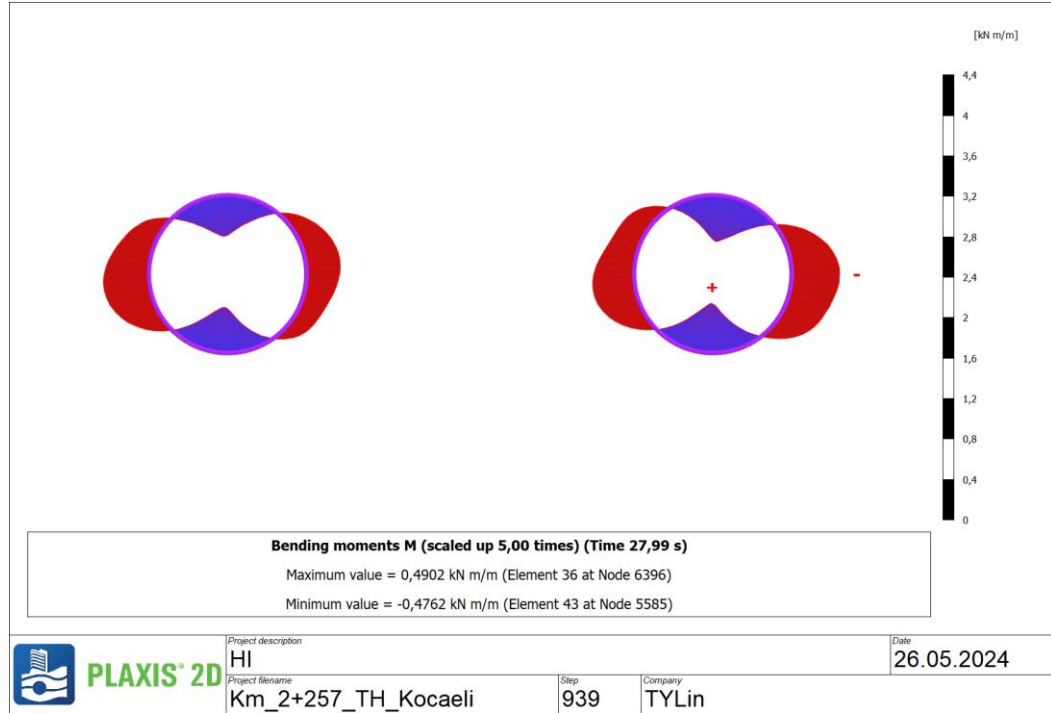
Km 2+255 kesitine ait tünel kaplamasında oluşan eğilme momentleri numerik analiz yöntemi I, numerik analiz yöntemi II ve numerik analiz yöntemi III (Kocaeli, Chi Chi ve Loma Prieta depremleri) için sırasıyla Şekil 6.50, Şekil 6.51, Şekil 6.52, Şekil 6.53 ve Şekil 6.54'te sunulmaktadır.



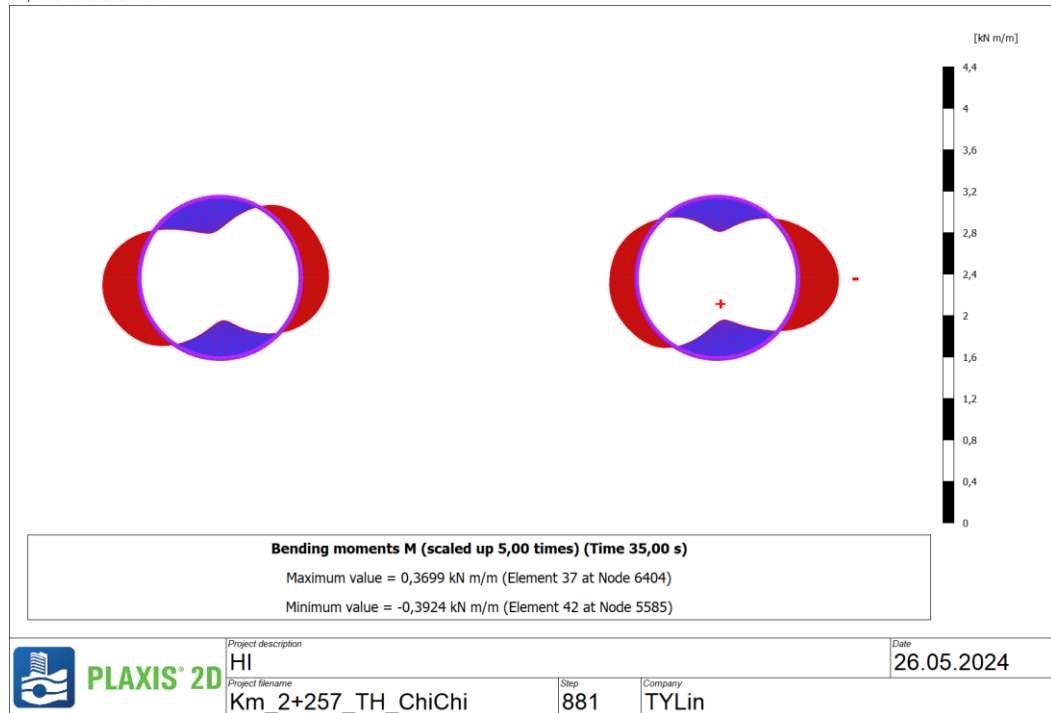
Şekil 6.50 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan eğilme momentleri (Numerik analiz yöntemi I).



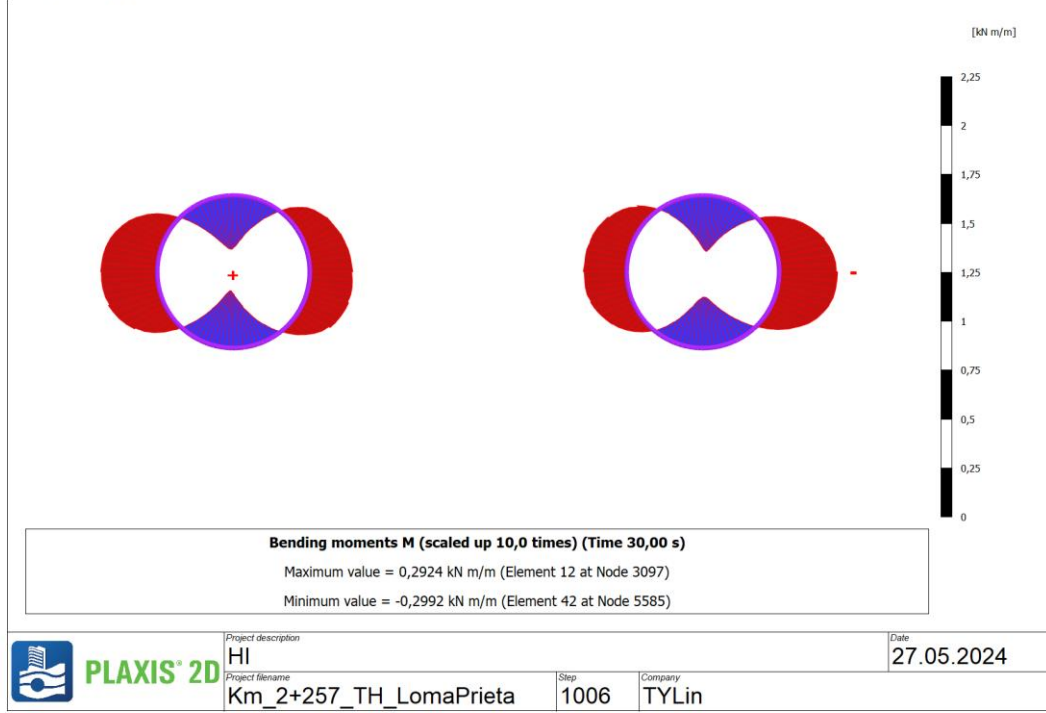
Şekil 6.51 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan eğilme momentleri (Numerik analiz yöntemi II).



Şekil 6.52 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan eğilme momentleri (Numerik analiz yöntemi III, Kocaeli depremi).



Şekil 6.53 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan eğilme momentleri (Numerik analiz yöntemi III, Chi Chi depremi).

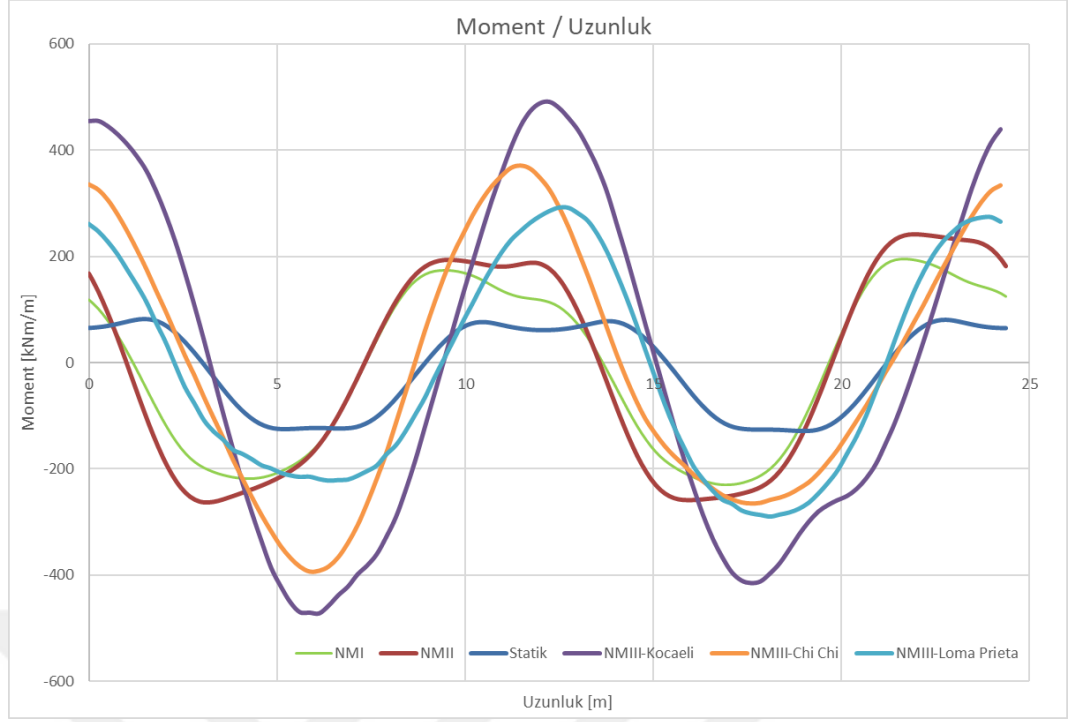


Şekil 6.54 : Km 2+255 kesitinde dinamik durumda kaplamada oluşan eğilme momentleri (Numerik analiz yöntemi III, Loma Prieta depremi).

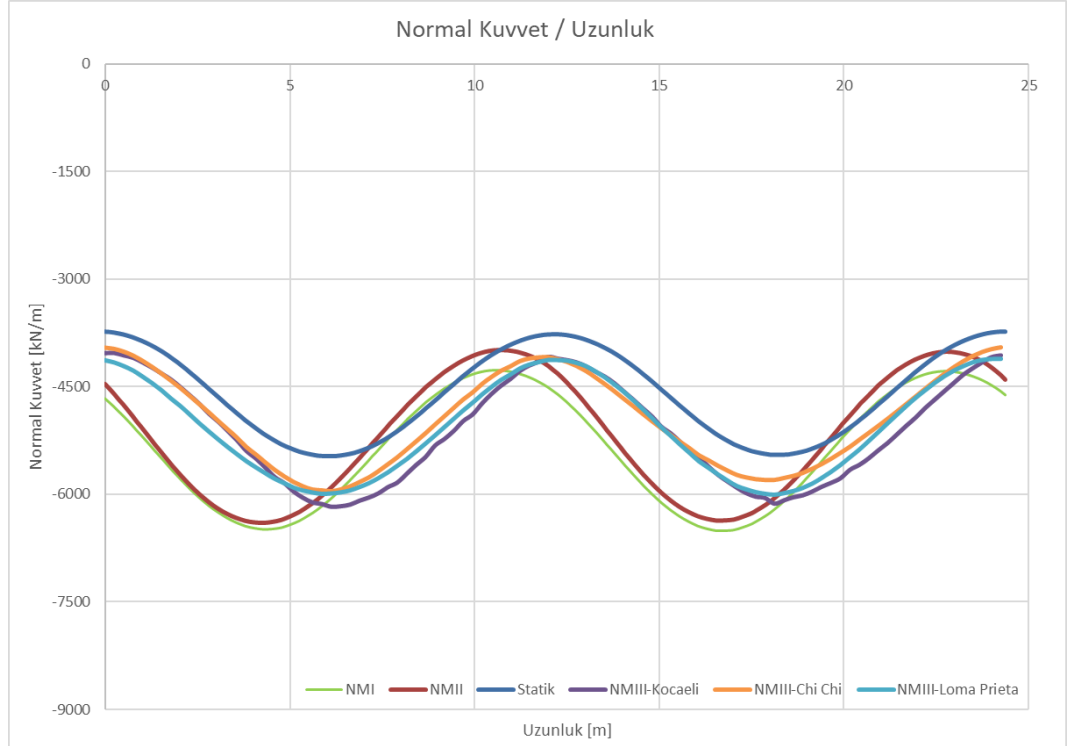
Km 2+255 kesitine ait tünel çevresi boyunca tünel kaplamasında oluşan moment ve normal kuvvet değeri grafikleri statik durum ve dinamik durum numerik analiz yöntemi I, numerik analiz yöntemi II ve numerik analiz yöntemi III (Kocaeli, Chi Chi ve Loma Prieta depremleri) için karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 6.55 ve Şekil 6.56’da, elden edilen kuvvetlerin özet tablosu ise Çizelge 6.11’de sunulmaktadır.

Çizelge 6.11 : Km 2+255 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu.

	Statik Durum	Dinamik Durum				
		NMI	NMII	NMIII Kocaeli Depremi	NMIII Chi Chi Depremi	NMIII Loma Prieta Depremi
Mmaks (kNm/m)	82	195	242	490	370	292
Mmin (kNm/m)	-128	-230	-263	-473	-393	-290
Nmaks (kN/m)	-5471	-6509	-6395	-6169	-5959	-6010
Nmin (kN/m)	-3736	-4266	-3991	-4033	-3956	-4114



Şekil 6.55 : Km 2+255 kesiti moment uzunluk grafiği.

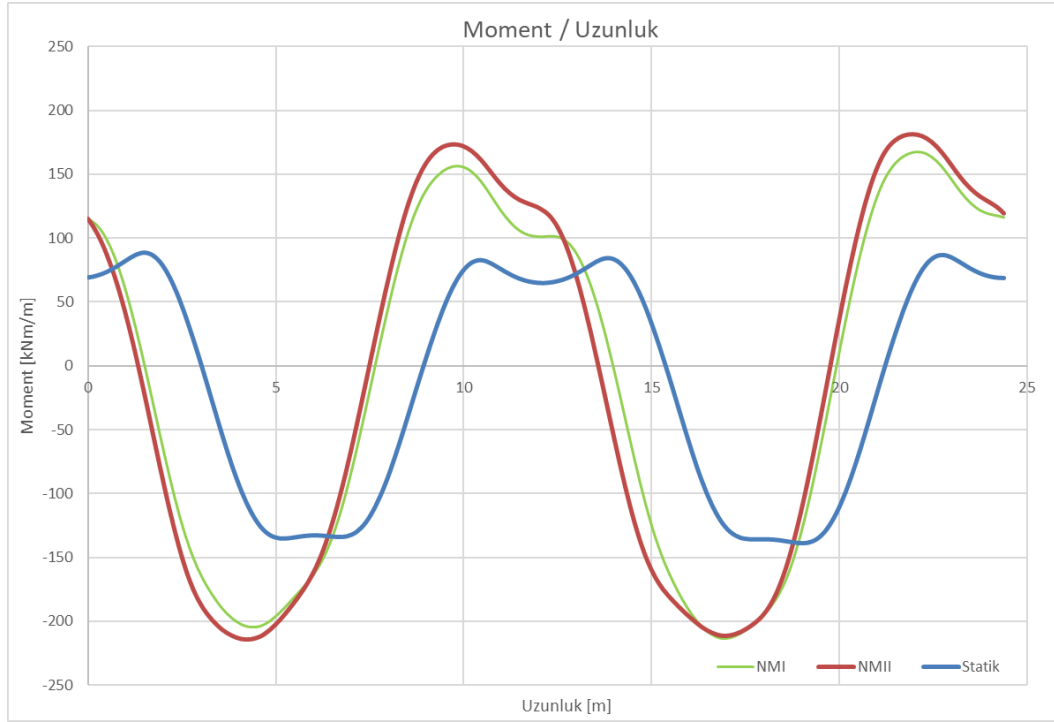


Şekil 6.56 : Km 2+255 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.

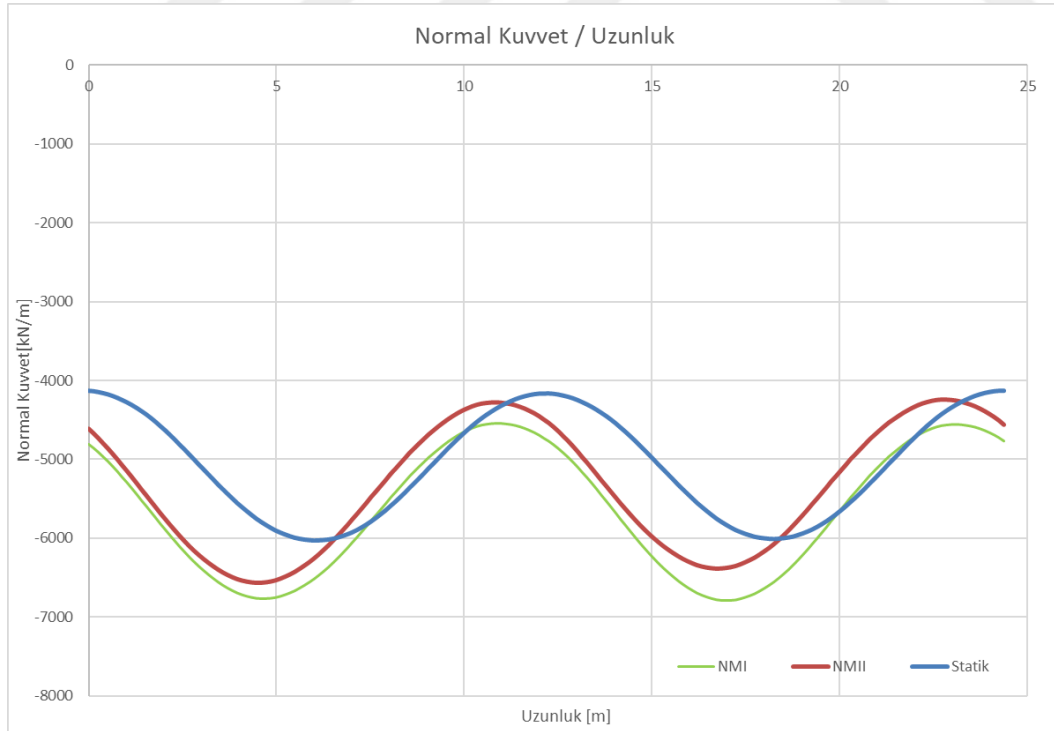
Km 2+495 kesiti analiz sonuçları

Km 2+495 kesitine ait tünel çevresi boyunca tünel kaplamasında oluşan moment ve normal kuvvet değeri grafikleri statik durum ve dinamik durum numerik analiz

yöntemi I ve numerik analiz yöntemi II için karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 6.57 ve Şekil 6.58’de sunulmaktadır.



Şekil 6.57 : Km 2+495 kesiti moment uzunluk grafiği.



Şekil 6.58 : Km 2+495 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.

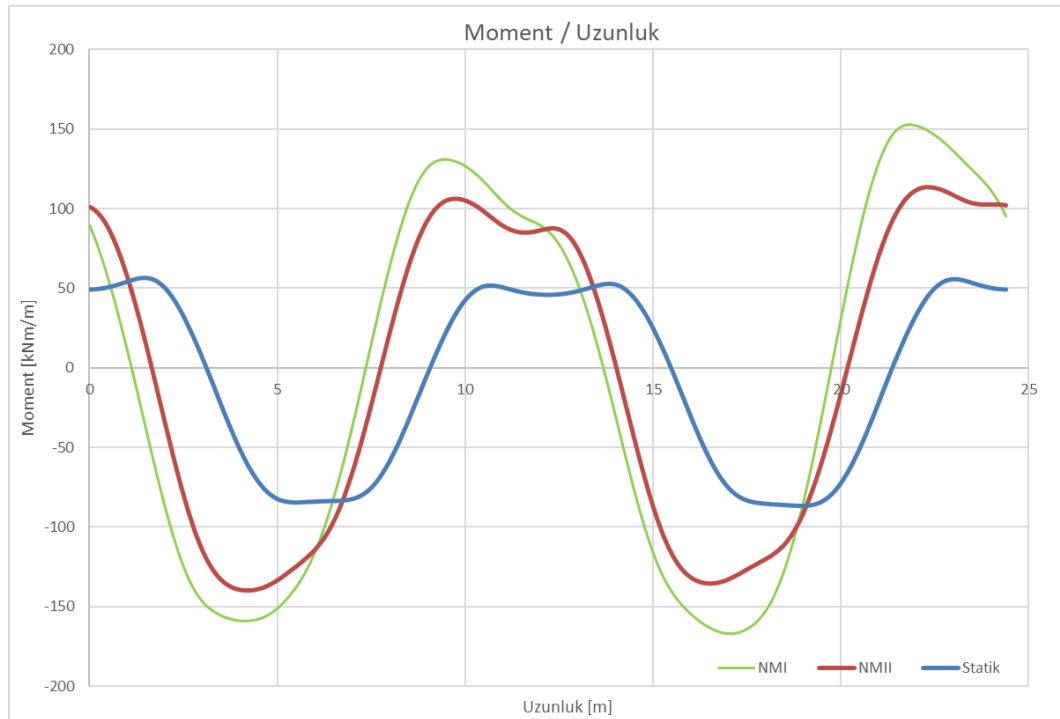
Km 2+495 kesitinde tünel kaplamasında oluşan kuvvetler Çizelge 6.12’de özet olarak sunulmaktadır.

Çizelge 6.12 : Km 2+495 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu.

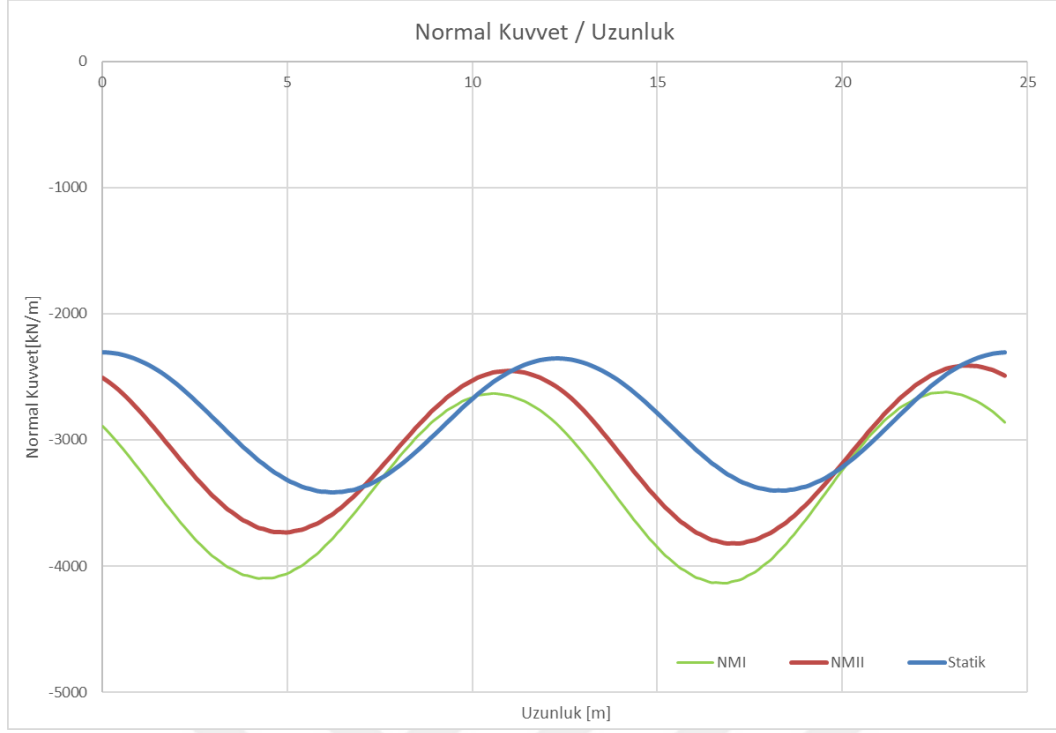
	Statik Durum	Dinamik Durum	
		NMI	NMII
Mmaks (kNm/m)	89	168	181
Mmin (kNm/m)	-139	-213	-214
Nmaks (kN/m)	-6035	-6793	-6572
Nmin (kN/m)	-4127	-4548	-4236

Km 3+255 kesiti analiz sonuçları

Km 3+255 kesitine ait tünel çevresi boyunca tünel kaplamasında oluşan moment ve normal kuvvet değeri grafikleri statik durum ve dinamik durum numerik analiz yöntemi I ve numerik analiz yöntemi II için karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 6.59 ve Şekil 6.60’ta sunulmaktadır.



Şekil 6.59 : Km 3+255 kesiti moment uzunluk grafiği.



Şekil 6.60 : Km 3+255 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.

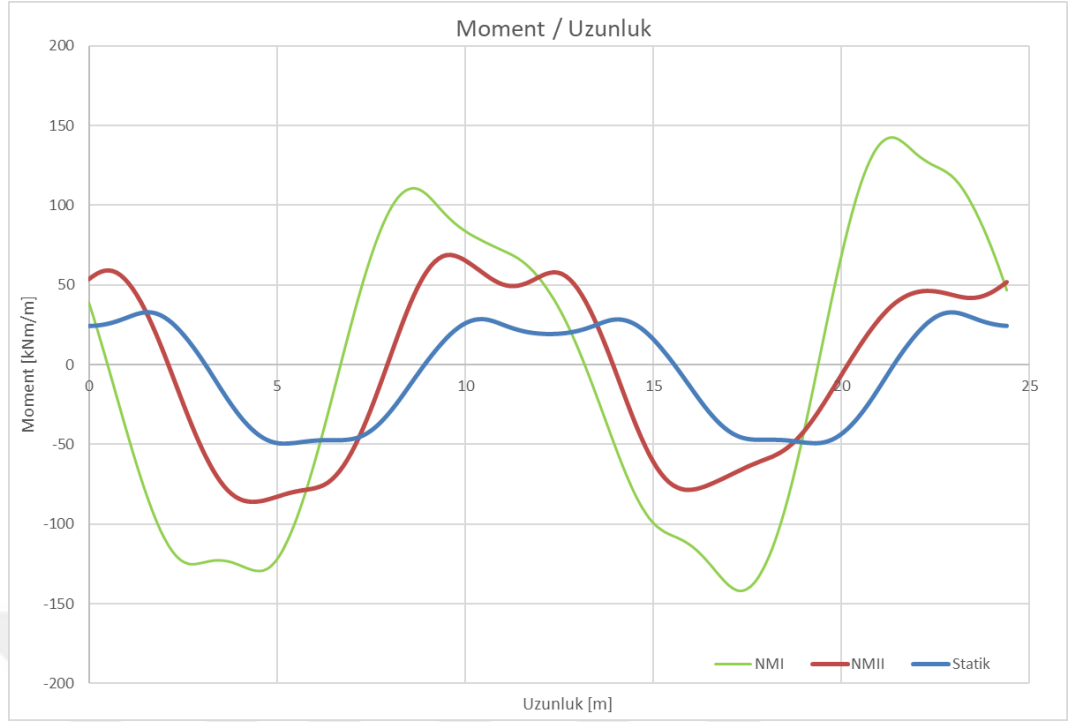
Km 3+255 kesitinde tünel kaplamasında oluşan kuvvetler Çizelge 6.13'te özet olarak sunulmaktadır.

Çizelge 6.13 : Km 3+255 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu.

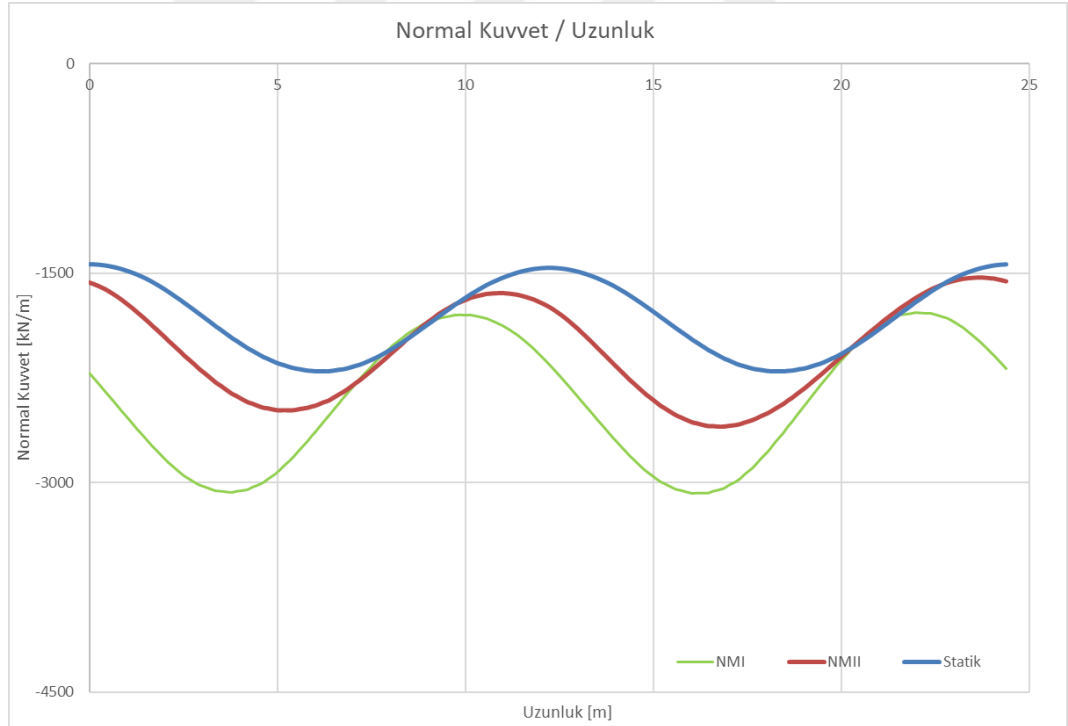
	Statik Durum	Dinamik Durum	
		NMI	NMII
Mmaks (kNm/m)	56	153	113
Mmin (kNm/m)	-87	-167	-140
Nmaks (kN/m)	-3413	-4133	-3825
Nmin (kN/m)	-2307	-2618	-2411

Km 4+240 kesiti analiz sonuçları

Km 4+240 kesitine ait tünel çevresi boyunca tünel kaplamasında oluşan moment ve normal kuvvet değeri grafikleri statik durum ve dinamik durum numerik analiz yöntemi I ve numerik analiz yöntemi II için karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 6.61 ve Şekil 6.62'de sunulmaktadır.



Şekil 6.61 : Km 4+240 kesiti moment uzunluk grafiği.



Şekil 6.62 : Km 4+240 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.

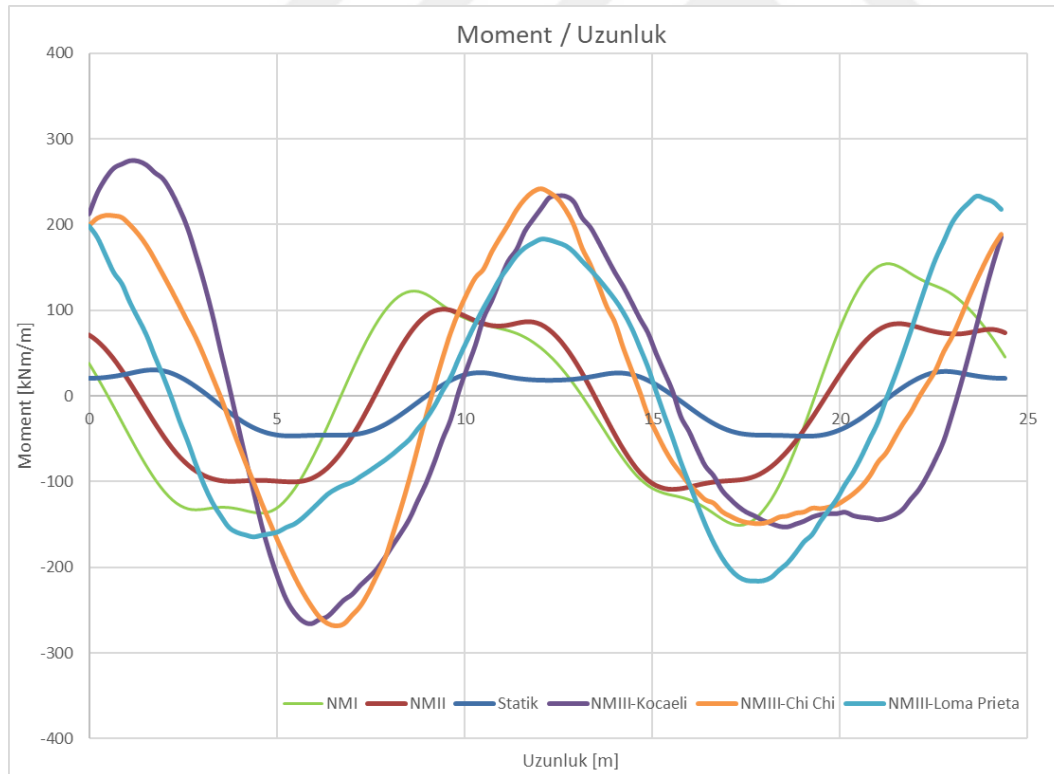
Km 4+240 kesitinde tünel kaplamasında oluşan kuvvetler Çizelge 6.14'te özet olarak sunulmaktadır.

Çizelge 6.14 : Km 4+240 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu.

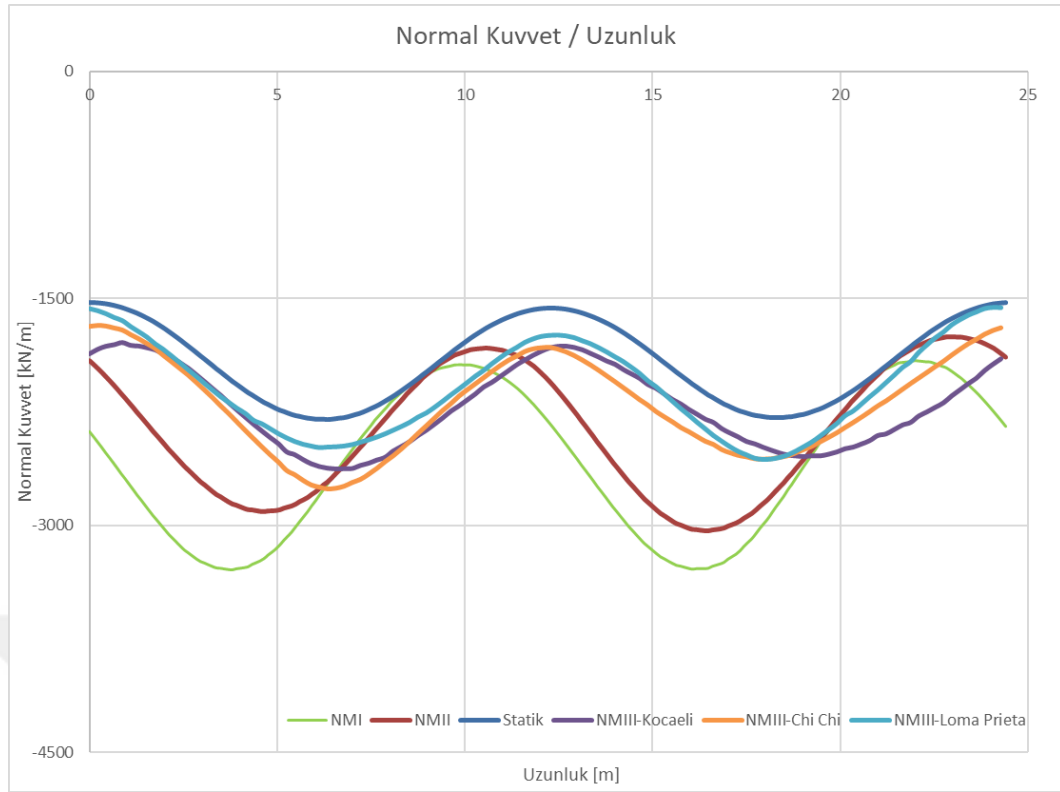
	Statik Durum	Dinamik Durum	
		NMI	NMII
Mmaks (kNm/m)	33	142	69
Mmin (kNm/m)	-50	-142	-86
Nmaks (kN/m)	-2206	-3077	-2601
Nmin (kN/m)	-1438	-1786	-1529

Km 4+510 kesiti analiz sonuçları

Km 4+510 kesitine ait tünel çevresi boyunca tünel kaplamasında oluşan moment ve normal kuvvet değeri grafikleri statik durum ve dinamik durum numerik analiz yöntemi I, numerik analiz yöntemi II ve numerik analiz yöntemi III (Chi Chi ve Loma Prieta depremleri) için sırasıyla Şekil 6.63 ve Şekil 6.64’te sunulmaktadır.



Şekil 6.63 : Km 4+510 kesiti moment uzunluk grafiği.



Şekil 6.64 : Km 4+510 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.

Km 4+510 kesitinde tünel kaplamasında oluşan kuvvetler Çizelge 6.15'te özet olarak sunulmaktadır.

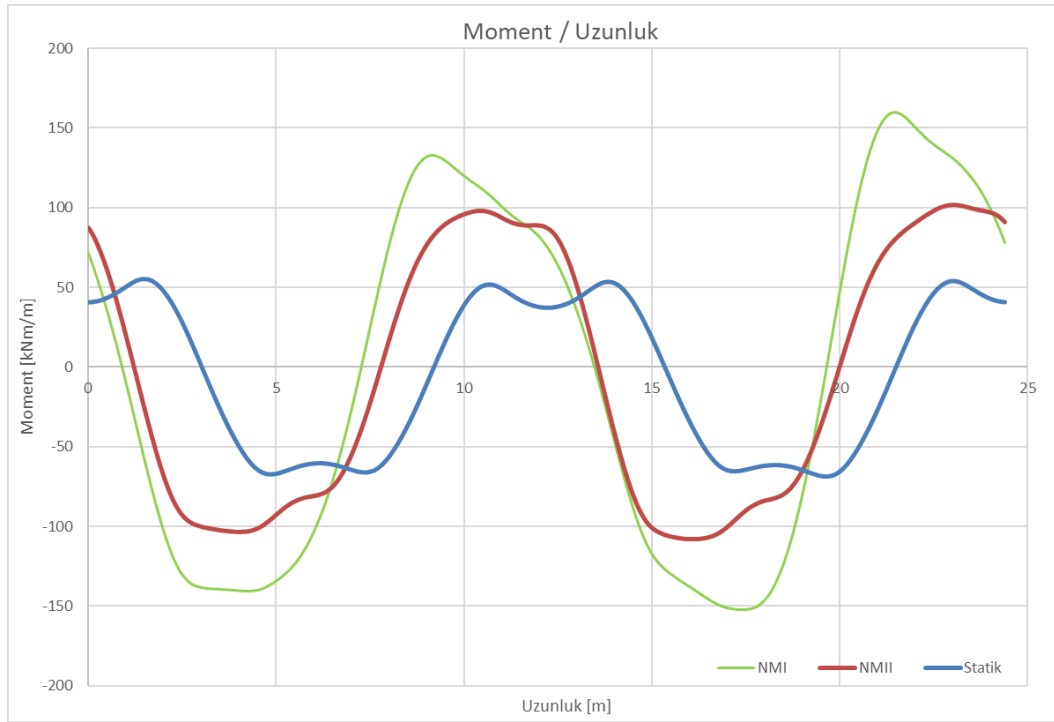
Çizelge 6.15 : Km 4+510 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu.

	Statik Durum	Dinamik Durum				
		NMI	NMII	NMIII Kocaeli Depremi	NMIII Chi Chi Depremi	NMIII Loma Prieta Depremi
Mmaks (kNm/m)	30	154	101	275	242	234
Mmin (kNm/m)	-47	-152	-109	-266	-269	-216
Nmaks (kN/m)	-2302	-3995	-3032	-2625	-2758	-2560
Nmin (kN/m)	-1523	-1910	-1754	-1790	-1676	-1562

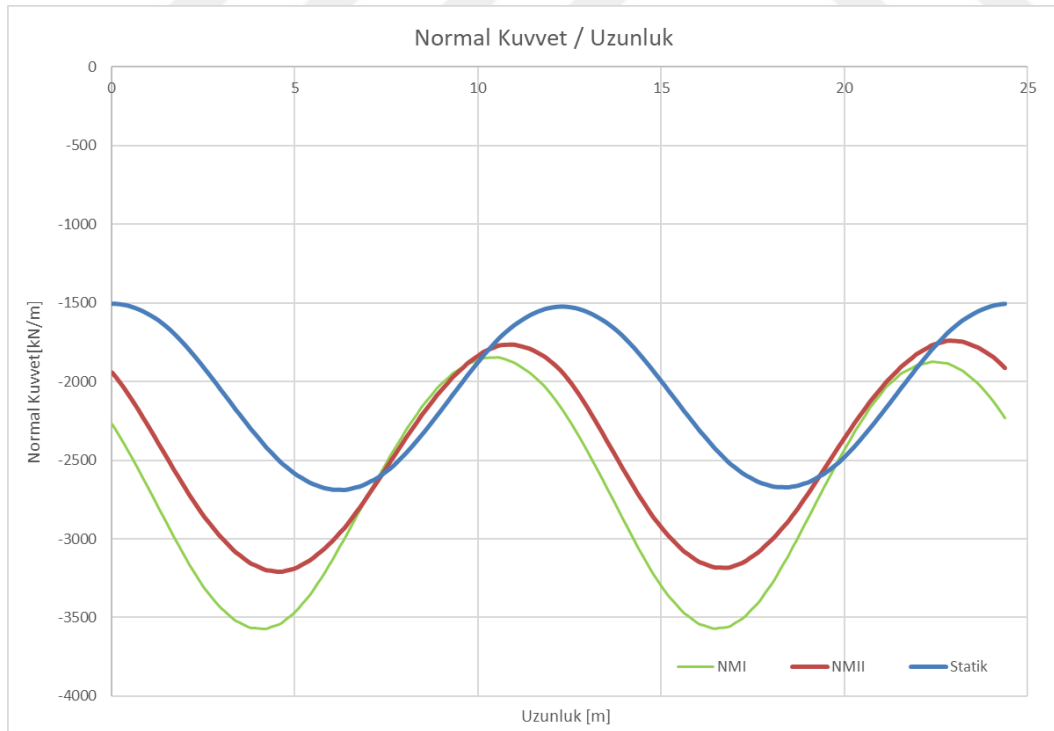
Km 4+990 kesiti analiz sonuçları

Km 4+990 kesitine ait tünel çevresi boyunca tünel kaplamasında oluşan moment ve normal kuvvet değeri grafikleri statik durum ve dinamik durum numerik analiz

yöntemi I ve numerik analiz yöntemi II için karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 6.65 ve Şekil 6.66’da sunulmaktadır.



Şekil 6.65 : Km 4+990 kesiti moment uzunluk grafiği.



Şekil 6.66 : Km 4+990 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.

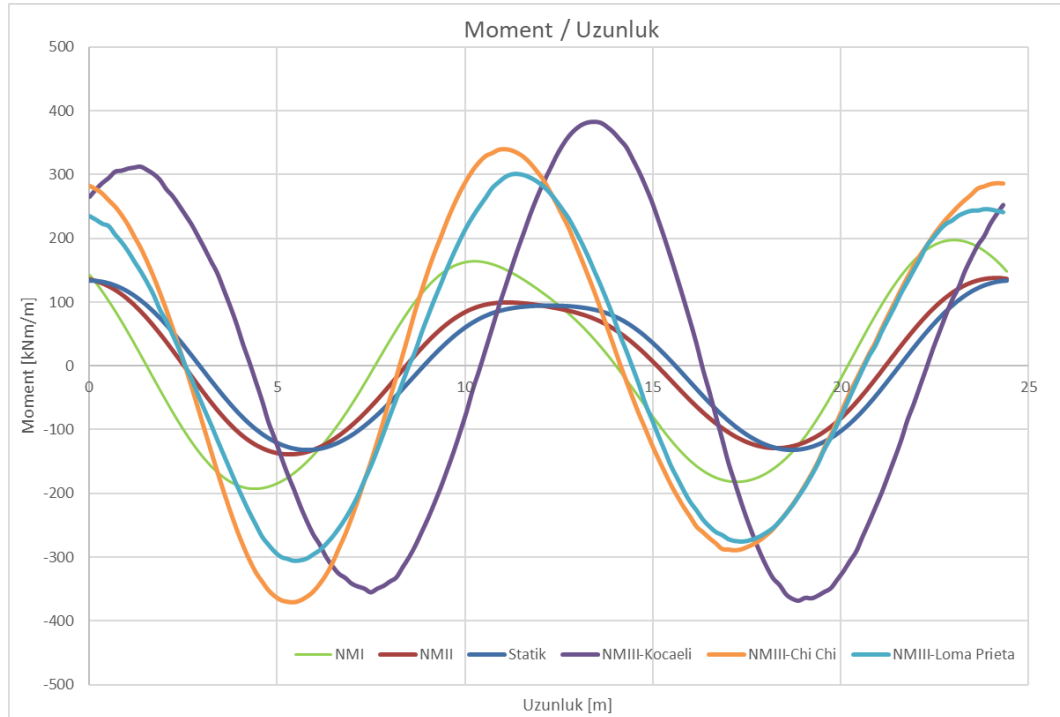
Km 4+990 kesitinde tünel kaplamasında oluşan kuvvetler Çizelge 6.16’da özet olarak sunulmaktadır.

Çizelge 6.16 : Km 4+990 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu.

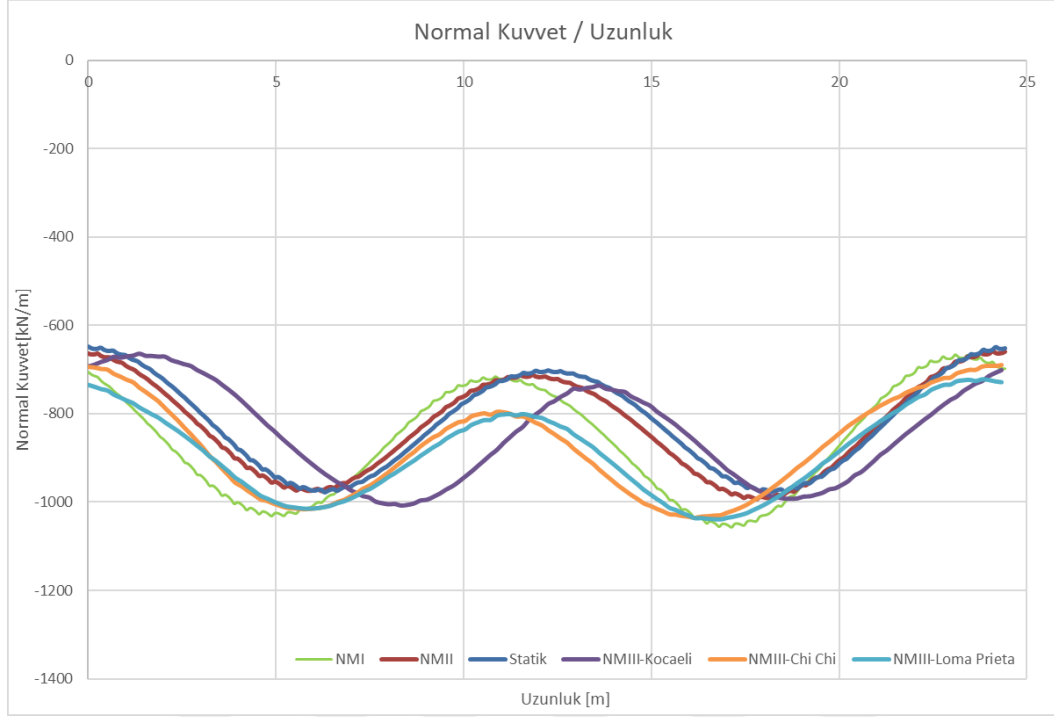
	Statik Durum	Dinamik Durum	
		NMI	NMII
Mmaks (kNm/m)	55	160	102
Mmin (kNm/m)	-69	-152	-108
Nmaks (kN/m)	-2693	-3574	-3211
Nmin (kN/m)	-1506	-1845	-1740

Km 6+865 kesiti analiz sonuçları

Km 6+865 kesitine ait tünel çevresi boyunca tünel kaplamasında oluşan moment ve normal kuvvet değeri grafikleri statik durum, numerik analiz yöntemi I, numerik analiz yöntemi II ve numerik analiz yöntemi III (Kocaeli, Chi Chi ve Loma Prieta depremleri) için karşılaştırmalı olarak sırasıyla Şekil 6.67 ve Şekil 6.68’de sunulmaktadır.



Şekil 6.67 : Km 6+865 kesiti moment uzunluk grafiği.



Şekil 6.68 : Km 6+865 kesiti normal kuvvet uzunluk grafiği.

Km 6+865 kesitinde tünel kaplamasında oluşan kuvvetler Çizelge 6.17’de özet olarak sunulmaktadır.

Çizelge 6.17 : Km 6+865 kesiti moment ve normal kuvvet değerleri özet tablosu.

	Statik Durum	Dinamik Durum				
		NMI	NMII	NMIII Kocaeli Depremi	NMIII Chi Chi Depremi	NMIII Loma Prieta Depremi
Mmaks (kNm/m)	133	198	138	383	341	301
Mmin (kNm/m)	-133	-193	-139	-368	-371	-305
Nmaks (kN/m)	-979	-1057	-993	-1007	-1035	-1040
Nmin (kN/m)	-648	-666	-659	-664	-690	-721

Analizi yapılan yedi kesit için tünel kaplamasında elde edilen moment ve normal kuvvet değerleri her bir kesitin statik durumdaki değerlerine oranlanmış bir şekilde sırasıyla Çizelge 6.18 ve Çizelge 6.19’da özetlenmiştir.

Çizelge 6.18 : Tüm kesitler için statik duruma göre oranlanmış moment değerleri.

Kesit Km	Örtü Kalınlığı (m)	Kayma Dalgası Hızı $(V_s)_{30}$ (m/s)	NMI	NMII	NMIII (Kocaeli Depremi)	NMIII (Chi Chi Depremi)	NMIII (Loma Prieta Depremi)
2+255	92	735	1.80	2.05	3.83	3.07	2.28
2+495	102	945	1.53	1.54	-	-	-
3+255	54	935	1.92	1.61	-	-	-
4+240	45	1045	2.84	1.72	-	-	-
4+510	41	900	3.28	2.32	5.85	5.72	4.98
4+990	52	890	2.32	1.57	-	-	-
6+865	15	840	1.49	1.04	2.88	2.79	2.29

Çizelge 6.19 : Tüm kesitler için statik duruma göre oranlanmış normal kuvvet değerleri.

Kesit Km	Örtü Kalınlığı (m)	Kayma Dalgası Hızı $(V_s)_{30}$ (m/s)	NMI	NMII	NMIII (Kocaeli Depremi)	NMIII (Chi Chi Depremi)	NMIII (Loma Prieta Depremi)
2+255	92	735	1.19	1.17	1.13	1.09	1.10
2+495	102	945	1.13	1.09	-	-	-
3+255	54	935	1.21	1.12	-	-	-
4+240	45	1045	1.39	1.18	-	-	-
4+510	41	900	1.74	1.32	1.14	1.20	1.11
4+990	52	890	1.33	1.16	-	-	-
6+865	15	840	1.08	1.01	1.03	1.06	1.06



7. SONUÇLAR

Yakın geçmişteki büyük depremlerde yeraltı yapılarının fazla hasar almasıyla birlikte yeraltı yapılarının tasarımında deprem yükü önemli bir etkiye sahip olmaktadır. Yeraltı yapılarının deprem etkileri altındaki davranışı yüzey yapılarının aksine yer hareketi ivmelerinden kaynaklanan atalet kuvvetlerinden ziyade, zemin-yapı ortamının yer değiştirmeleri tarafından kontrol edilmektedir. Deprem sırasında yeraltı yapıları, içinde bulundukları zeminde oluşan yer değiştirmelere uymaya çalışır ve bu sebeple yeraltı yapılarının tasarımında yer değiştirme esaslı tasarımlar yapılmalıdır.

Tez kapsamında dairesel kesitli tünellerin deprem etkisi altındaki davranışları sonlu elemanlar metodu kullanılarak incelenmiştir. Numerik analizlerde İstanbul'da yapılmakta olan yaklaşık 8 km uzunluğuna sahip çift tüp TBM tünellerinden oluşan bir demiryolu hattı projesinden yararlanılmıştır. Analizler dairesel kesitli TBM tüneller için Plaxis 2D programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Güzergah üzerinde alınan yedi farklı kesitte dairesel kesitli tünellerin enine yönde deprem hesabı yapılmıştır.

Dairesel kesitli tünellerin deprem etkisi altındaki analizi için 3 numerik yöntem kullanılmıştır. İlk iki analiz yöntemi yer değiştirme esaslıdır ve bu yöntemlerde deprem etkileri farklı hesaplamalar ile belirlenen yer değiştirme değerleri ile modele etki ettirilmiş ve tünel kaplamasının statik ve dinamik analizleri yapılarak tünel kaplamasında oluşan eğilme momenti ve normal kuvvetler elde edilmiştir. Diğer analiz yöntemi 2 boyutlu olarak zaman tanım alanında yapılmıştır. Plaxis 2D programında model tabanına spektruma uygun olarak ölçeklendirilmiş 1999 yılı İstanbul Kocaeli depremi, 1999 yılı Tayvan Chi-Chi depremi ve 1989 San Francisco Loma prieta depremi ivme kayıtları etkitilmiştir ve tünel kaplamasında oluşan eğilme momentleri ile normal kuvvetler elde edilmiştir. Analizler Maksimum Tasarım deprem seviyesine göre gerçekleştirilmiştir.

Üç farklı numerik yöntemle yedi kesit için yapılan analizler sonucu deprem etkileri altına yeraltı yapılarının davranışı aşağıdaki gibi özetlenebilir.

- Statik durumda aynı jeomekanik büyüklüklere sahip birimlerde tünel derinliği arttıkça tünel kaplamasında oluşan moment ve normal kuvvet değerleri artmaktadır.
- Tünel derinliği arttıkça Numerik analiz yöntemi I ve numerik analiz yöntemi II'ye göre yapılan analizlerde tünel kaplamasında oluşan moment değerleri birbirine yakınsamaktadır.
- Aynı jeolojik birimde ve benzer derinlikte bulunan tünellerde kayma dalgası hızının artmasıyla yer değiştirme esaslı yapılan iki numerik yöntemin birbirine yakınsadığı görülmüştür.
- 3 numerik yöntemde de tünel kaplamasında oluşan normal kuvvetlerin benzer olduğu görülmüştür.
- Zaman tanım alanında yapılan dinamik analizler her koşulda yer değiştirme esaslı yapılan dinamik analizlere göre daha yüksek moment değerlerine sahiptir.

KAYNAKLAR

- Aktaş, S. Ş.** (2009). *Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi ile İnşa Edilen Bir Tünelin Sonlu Elemanlar Yöntemi Kullanılarak Analizi ve Değerlendirilmesi*. (Yüksek Lisans Tezi). Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Bazaz, J. B. & Besharat V.** (2008). An Investigation on Seismic Analysis of Shallow Tunnels in Soil Medium.
- Demir, Ş.** (2021). *Dinamik Yükler Altında Tünellerde Oluşan Gerilme Şekil Değiştirme Davranışının İncelenmesi*. (Yüksek Lisans Tezi). Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Eskişehir.
- Dumanoglu, B.** (2022). *Tünel Delme Makinesi (TBM) ile Açılan İkiz Tünellerde Yüzeyde Oluşan Oturmaların Sonlu Elemanlar Metodu ile İncelenmesi*. (Yüksek Lisans Tezi). Gazi Üniversitesi, Ankara.
- Eurocode 8** (2003). Design of Structures for Earthquake Resistance, Draft No. VI, European Committee for Standardization, Brussels.
- Hashash Y. M. A., Hook J. J., Schmidt B. & Yao J. I.** (2001). Seismic Design and Analysis of Underground Structure. *Journal of Tunnelling and Underground Space Technology* 16, 247-293.
- Hashash Y. M. A., Park D. & Yao J. I.** (2005). Ovaling Deformations of Circular Tunnels Under Seismic Loading: an Update on Seismic Design and Analysis of Underground Structures. *Journal of Tunneling and Underground Space Technology* 20, 35-441.
- Hocaoğlu, B. Ş.** (2022). *Tünellerin Sayısal Analiz ile Modellenmesi*. (Yüksek Lisans Tezi). Bilecik Şeyh Edebali Üniversitesi, Bilecik.
- Hoeg, K.** (1968). Stresses Against Underground Structural Cylinders. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE* 94 SM4, 833-858.
- Newmark, N. M.** (1968). Problems in Wave Propagation in Soil and Rock, *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Material*.
- Nurnur, H.** (2016). *Büyük Kesitli Tünel Kazısı Sırasında Çevre Yapılarda Meydana Gelen Oturmaların Sayısal Modelleme ile Analizi*. (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Owen, G. N. & Scholl, R. E.** (1981). Earthquake Engineering of Large Underground Structures. Report No. FHWA/RD-80/195. Federal Highway Administration and National Science Foundation, Washington D. C., 39-154.
- Peck, R. B., Hendron, A. J., & Mohraz, B.** (1972). State of the Art of Soft-Ground Tunneling. *Proceedings of the RETC*, 259-285.

- Penzien J.**, (2000). Seismically Induced Racking of Tunnel Linings. *Journal of Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 29, 683-691.
- Pescara, M., Gaspari, G. M., & Repetto, L.** (2011). Design of Underground Structures Under Seismic Conditions: a Long Deep Tunnel and a Metro Tunnel. Colloquium on Seismic Design of Tunnels.
- Plaxis Materials Manual.** (2024). Delft University of Technology & Plaxis bv, Delft, Netherlands.
- Power, M. S., Rosidi, D. & Kaneshiro, J.** (1996). Vol, III Strawman: Screening, Evaluation, and Retrofit Design of Tunnels. Report Draft. *National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York*.
- St. John, C. M. & Zahrah, T. F.** (1987). A Seismic Design of Underground Structures, *Tunnelling Underground Space Technology*. 2 (2)., 165 197. *Engineering and Structure Dynamics* 27, 283-300
- Türkiye Karayolu ve Demiryolu Tünelleri ile Diğer Zemin Yapıları Deprem Yönetmeliği (THDTY).** (2020). T. C. Resmi Gazete, 31266, 6 Ekim 2020.
- Vardar, M.** (2013). “Dünyada ve Türkiye’de Tünelcilik ve Yeraltı Geçiş Yapıları” Türkiye Tünelcilik Semineri, Ankara.
- Wang, J. N.** (1993). Seismic Design of Tunnels: A State of Art Approach, Parsons Brinkerhoff Quad & Douglas Inc., New York, NY, Monograph 7.
- Wood, M. A. M.** (1975). The Circular Tunnel in Elastic Ground, *Geotechnique*, I, 115-127.

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Burcu Bayraktar

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2018, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

MESLEKİ DENEYİMLER:

- TYLin Turkey - Tünel Tasarım Mühendisi (10/2023- Devam Ediyor)
- Emay Uluslararası Mühendislik ve Müşavirlik A.Ş - Tünel Tasarım Mühendisi (07/2021- 09/2023)