



**İSTANBUL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**ATIK SU TÜNEL YAPILARININ DEPREM ETKİSİ
ALTINDAKİ YAPISAL DAVRANIŞI VE ÖRNEK BİR
İNCELEME**

**Mak.Müh. Çağatay TURGUT
2601050017
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yapı Mekaniği Programı**

**Danışman
Yrd.Doç.Dr. Turgay ÇOŞGUN**

Kasım, 2010

İSTANBUL

Bu çalışma 30 / 11 / 2010 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliğı Anabilim Dalı Yapı Mekaniğı programında Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

Yrd. Doç. Dr. Turgay ÇOŞGUN (Danışman)
İstanbul Üniversitesi

Prof. Dr. Namık Kemal ÖZTORUN
İstanbul Üniversitesi

Prof. Dr. Ekrem MANİSALI
İstanbul Üniversitesi

Prof. Dr. Süleyman DALGIÇ
İstanbul Üniversitesi

Yrd. Doç. Dr. Fethi Ahmet YÜKSEL
İstanbul Üniversitesi

ÖNSÖZ

Yüksek Lisans öğrenimim boyunca İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı hocalarıma ve tez çalışmalarım boyunca göstermiş olduğu her türlü destek, kaynak ve yardımlarından dolayı değerli hocam Yrd. Doç. Dr. Turgay ÇOŞGUN' a en içten dileklerle teşekkür ederim.

Yüksek Lisans Tez çalışmam boyunca yardımlarını esirgemeyen başta ailem olmak üzere bana destek olan tüm sevdiklerime ve arkadaşlarıma teşekkürü borç bilirim.

Kasım, 2010

Çağatay TURGUT
Makine Mühendisi

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ	i
İÇİNDEKİLER	ii
KISALTMALAR	vi
ŞEKİL LİSTESİ	vii
TABLO LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	ix
ÖZET	xii
SUMMARY	xiii
1. GİRİŞ	1
2. YER ALTI YAPILARI	3
3. DEPREM VE TEMEL BÜYÜKLÜKLERİ	5
3.1. DEPREMLE İLGİLİ TEMEL BÜYÜKLÜKLER	7
3.1.1. Gerilme Azalımı ve Görünür Gerilme	10
3.1.2. Depremde Boşalan Enerji	12
3.1.3. Deprem Süresi	14
3.1.4. Deprem Enerjisinin Boşalım Türleri	15
4. DEPREM DALGALARI VE KAYA / ZEMİN KÜTLELERİNDE KAYMA DALGA HIZLARI	17

4.1. ATIK SU TÜNEL YAPISININ BULUNDUĞU ÇEVRENİN SİSMİK TANIMI	25
4.1.1. Sismik Tasarım İçin Gerekli Deprem Parametreleri	26
5. KUVVETLİ YER HAREKETLERİ VE AZALIM İFADELERİNE TOPLU BAKIŞ	27
5.1. MAKSİMUM YER İVMESİ	27
5.2. İVME AZALIM İFADESİ	29
5.3. SPEKTRAL İVME	30
5.4. YER HIZI VE AZALIM İFADELERİ	37
6. DEPREM HAREKETİ VE SONUÇLARI	40
6.1. ZEMİN HASARLARI	41
6.1.1. Sıvılaşma	41
6.1.2. Toprak Kayması	42
6.1.3. Fay Hareketleri	42
6.1.4. Fay Hareketlerinin Belirlenmesi	43
6.2. YER SARSINTISI VE ZEMİN ŞEKİL DEĞİŞİMLERİ	44
6.2.1. SERBEST Alan Zemin Şkil Değişimi	44
7. YER ALTI YAPILARININ DEPREM ESNASINDAKİ DAVRANIŞI	45
7.1. YER ALTI YAPILARINDA DEPREM ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİ	46
7.2. YER ALTI YAPISI EKSENİ BOYUNCA DEPREM HAREKETİ	47
7.2.1. Eksenel Yer Değiştirme	48

7.2.2. Boyuna Eğilme	50
7.3. YAPI EKSENİ BOYUNCA DEPREM KUVVETLERİ	51
7.3.1. Zemin-Yapı Etkileşiminin Gözönüne Alınmadığı Durum..	52
7.3.2. Zemin-Yapı Etkileşiminin Gözönüne Alındığı Durum	53
7.3.3. Rijitlik Katsayılarının Belirlenmesi	54
7.4. YER ALTI YAPISI EKSENİNE DİK DEPREM HAREKETİ.	56
7.5. YAPI EKSENİNE DİK DEPREM KUVVETLERİ	57
7.5.1. Dairesel Tünellerde Ovalleşme	57
7.5.1.1. Zemin-Yapı Etkileşiminin Gözönüne Alınmadığı Durum	58
7.5.1.2. Zemin-Yapı Etkileşiminin Gözönüne Alındığı Durum	58
8. İSTANBUL İLİ BEYKOZ İLÇESİ SINIRLARI DAHİLİNDE YAPIMI SÜREN ATIK SU TÜNEL YAPISININ RİSK DEĞERLENDİRMESİ VE OLASI DEPREM ETKİSİNDE YAPISAL DAVRANIŞININ İNCELENMESİ	63
8.1. DEPREM SAYISI – BÜYÜKLÜK İLİŞKİSİNİN ÇIKARILMASI	63
8.2. TASARIM PERİYODU İÇİNDE GÖZLENEBİLECEK MAKSİMUM DEPREM BÜYÜKLÜĞÜNÜN KESTİRİLMESİ ..	64
8.3. MAKSİMUM DEPREM BÜYÜKLÜĞÜ $M_s = 7.6$ NİN TASARIM PERİYODU İÇİNDE AŞILMA OLASILIĞI	65
9. MAKSİMUM YER İVMESİ (YER ÜSTÜNDE ÖLÇÜLEN / HESAPLANAN) – DERİNLİK BÜYÜKLÜKLERİNE GÖRE ATIK SU TÜNEL YAPISINDA DEPREMDEN KAYNAKLANAN HASARIN BELİRLENMESİ	72

9.1. ATIK SU TÜNEL YAPISINDA OLASI DEPLASMAN HESABI	73
9.2. ATIK SU TÜNEL YAPISINDA OLASI DEPLASMANIN SAP2000 ANALİZİ İLE HESABI	74
9.3. ATIK SU TÜNEL YAPISINDA OLASI HAREKETLİ VE ZATİ YÜK DAĞILIMLARI	76
10. TARTIŞMA VE SONUÇ	82
KAYNAKLAR	85
EKLER	90
ÖZGEÇMİŞ	91

KISALTMALAR

ALA	: American Lifelines Alliance
ANSI	: American National Standard Institute
AWWA	: American Water Works Association
API	: American Petroleum Institute
ASCE	: American Society Of Civil Engineers
ASME	: American Society Of Mechanical Engineers
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
TS	: Türk Standardı
TSE	: Türk Standartları Enstitüsü

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 3.1	: Doğada basınç gerilmesi ile zorlanan kaya katmanlarının kırılma sonucunda sağ yönlü doğrultu atımlı fayın oluşum ve “elastik deformasyon enerjisi” nin sismik (deprem) dalgalarına dönüşümü, (Arıoğlu ve Yılmaz, 2006).....	5
Şekil 3.2	: Moment büyüklüğü ile yüzey kırığı uzunluğu arasında kurulan istatistiksel ilişki, (Wells ve Coppersmith, 1994).....	7
Şekil 3.3	: Deprem dalgalarının ve deprem etkisinin yer içinde ve yeryüzündeki yayılımı (VII, VIII, IX: eşdeğer şiddet eğrileri = izoseistler), (Ketin, 1998).....	8
Şekil 3.4	: Yırtılan faydan sismik enerjinin boşalım türleri, (Utsu, 2002b).....	16
Şekil 4.1	: Deprem dalgalarının oluşturduğu deformasyonlar, (Bolt, 2004).....	18
Şekil 4.2	: Deprem merkez üssünden(episantr) farklı uzaklıklarda bulunan istasyonlarda alınan kayıtların özellikleri, (Filtratrat, 1998).....	19
Şekil 5.1	: 1999 Düzce depreminin ($M_w = 7.2$) a) Doğu-Batı (DB), b) Kuzey-Güney (KG) ve c) düşey bileşenin ivme kayıtları.....	29
Şekil 5.2	: Bir dereceli sistemde ivme tepki spektrum zarfı.....	30
Şekil 5.3	: a) Seed ve arkadaşları, 1974 tarafından değişik yerel jeolojik/zemin koşulları için verilen ortalama normalize edilmiş zemin spektrum değerleri ve Çinicioğlu, Öztoprak ve Keleşoğlu, 2003a tarafından İstanbul, Bakırköy ve Ömerli formasyonları için belirlenen zemin spektrumları. b) Bakırköy’ e ait spektrumlarda dikkate alınan genel jeolojik profiller (Çinicioğlu, Öztoprak ve Keleşoğlu, 2003).....	32
Şekil 5.4	: a) $T=0$ için $a_{mak} = f(M_w, D_f)$ b) $T=1sn$ için $a_s = f(M_w, D_f)$ değişimleri....	34
Şekil 5.5	: a) Yumuşak zeminde büyütme sayısı $A = f(T)$. b) Sıkı zeminde büyütme sayısı $A = f(T)$, (Ambraseys ve arkadaşları, 2005).....	36
Şekil 5.6	: Kobe depreminde ($M_w = 6.9$) yer hızının zemin türü ve faya dik uzaklıkla değişimleri.....	38
Şekil 6.1	: Üç temel fay tipi (French Association for Seismic Engineering, 2001).....	43
Şekil 7.1	: Tünel ekseni boyunca çekme ve basınç gerilmeleri	47
Şekil 7.2	: Tünel ekseni kesen deprem dalgası.....	48
Şekil 7.3	: Tünel ekseninde boyuna eğilme	51
Şekil 7.4	: Yapı ekseni boyunca deprem kuvvetleri	52
Şekil 7.5	: Elastik mesnetli sürekli kiriş	52
Şekil 7.6	: Tünel eksenine dik deprem hareketi	57
Şekil 7.7	: Dairesel tünellerde ovalleşme	58
Şekil 7.8	: Yer altı yapısı eksenine dik deprem kuvvetleri	60
Şekil 7.9	: Esneklik oranı (davranış katsayısı) tam kaymalı ara yüzey (Hashash ve diğ., 2001)	61
Şekil 9.1	: Maksimum yatay yer ivmesi (yerüstünde ölçülen / hesaplanan) – tünel derinliği hasar ilişkisi, (Sharma ve Judd, 1991)	72

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 3.1 : Fay türleri, (Arioğlu ve Yılmaz, 2006).....	6
Tablo 3.2 : 419 Deprem için hesaplanan (E/M_0) oranı, ortalama görünür ve gerilme azalım değerleri ve görünür gerilme değerlerine göre depremlerin episantr konumları, (Bayrak ve Yılmaztürk, 1999).....	12
Tablo 3.3 : Global ölçekte sismik enerji boşalımı, (Lillie, 1999)	13
Tablo 4.1 : Deprem dalgaları ve özellikleri, (Bolt, 2004).....	17
Tablo 4.2 : Deprem dalgalarına ilişkin ifadeler, (Lillie, 1999).....	20
Tablo 4.3 : Ölçülen / kestirilen kayma dalga hızına “ V_{30} ” göre zemin sınıflandırılması.....	21
Tablo 4.4 : Zemin grupları ve mühendislik özellikleri, (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007).....	22
Tablo 4.5 : SPT deneyi ile kayma dalgası hızının (V) tahmin edilmesi, (Yapı Merkezi, 2001).....	24
Tablo 5.1 : Moment büyüklüğü ve çeşitli zemin koşullarına göre maksimum yatay yer ivme değerinden maksimum yer hızının tahmin edilmesi	39
Tablo 5.2 : Maksimum yatay yer ivme değerinden deprem büyüklüğü ve çeşitli zemin koşulları için maksimum yer değiştirmenin tahmin edilmesi	39
Tablo 7.1a : Rijitlik Katsayısının hesabında kullanılacak parametreler	56
Tablo 7.1b : Rijitlik katsayısının farklı formüllere göre aldığı değerler	56
Tablo 8.1 : Atık su tünel yapısı için deprem parametreleri	68
Tablo 8.2 : Atık su tünel yapısı için değerleri	69

SEMBOL LİSTESİ

a,b	: Regresyon ifadesinin büyüklükleri
a_c	: Kritik ivme
a_k	: Sıvılaşma riskine karşı gelen kritik ivme değeri
A	: Rayleigh yüzey dalgasının yatay bileşeni, mikron
A_{core}	: Beton göbeğin alanı
AD	: Fayın boyuna hareketinin ortalama değeri–fay atımı–
c	: Bağıntı sabiti
d	: Episantr mesafesi, (derece)
d_p	: Ek yeri geçme derinliği
D	: Boru çapı
D_f	: Faya dik uzaklık, (km)
D₅₀₋₁₅	: T ₁₅ içindeki ortalama dane ebadı (mm)
E	: Depremde açığa çıkan enerji
E_pI_p	: Borunun eğilme rijitliği
E_s	: Toprak modülü
F	: Borunun birim uzunluğuna uygulanan çapraz kuvvet
F_b	: Bindirme fay mekanizması ile oluşan depremde fay faktörü
F_{cr}	: Beton borular için ezilme yetersizliği kriteri
F_N	: Normal fay mekanizması durumunda alınan faktör
F_R	: Ters atım fay mekanizması durumunda alınan faktör
F₁₅	: T ₁₅ ' teki ortalama ince malzeme içeriği (%)
g	: Yerçekimi ivme değeri
G	: Rijitlik değeri, $G = 3.10^{11}$ dyne/cm ²
G	: Yerkabuğu katmanının rijitliği
G_s	: Toprağın kayma modülü
h	: Fiktif odak derinliği, (m)
h_{su}	: Yer altı su seviyesi (m)
h_w	: Zemin suyu yüksekliği
H_{face}	: Serbest yüzey yüksekliği, (m)
H₁	: Doymuş kum tabakası kalınlığı, (m)
H₂	: Toprak setin yüksekliği, (m)
I_a	: Alan yoğunluğu, (m / s)
I_a	: Arias şiddeti
K	: Bağıntı sabiti
K_c	: Drenajsız toprak için yataklama kapasitesi faktörü
K_g	: Verilen maksimum zemin kavisi
L	: Fayın yüzey uzunluğu
L_{slide}	: Kayma alanının sonu ile başnoktası arasındaki uzunluk, (m)
L₀	: Boru parça uzunluğu
M_b	: Cisim dalgası büyüklüğü
M_L	: Deprem büyüklüğü
M_S	: Yüzey dalgası büyüklüğü
M_w	: Deprem–moment– büyüklüğü

M₀	: Sismik moment
n	: Veri sayısı
N	: Ölçülen standart penetrasyon darbe sayısı
N_{ch}	: Kil için yatay taşıma çarpanı
N_{cv}	: Kil için dikey yukarı itme faktörü
N_{qh}	: Kum için yatay taşıma çarpanı
N_{qv}	: Kum için dikey yukarı itme faktörü
N₁	: Efektif basınç düzeltmesi yapılmış standart penetrasyon darbe sayısı
(N₁)₆₀	: Düzeltilmiş-normalize edilmiş standart penetrasyon değeri
N₆₀	: Enerji düzeltmesi yapılmış standart penetrasyon darbe sayısı
P	: Basınç genliği
PHV	: Maksimum yer hızı, (cm/sn)
r	: Korelasyon katsayısı
r_b	: Deprem büyüklüğüne ilişkin faktör
r_d	: İvme azalım faktörü
R	: Odak uzaklığı
RA	: Fayın yırtılma alanı
R_e	: Reynolds sayısı
(R_f)_{maks}	: Gözlenen sıvılaşma olayı mevkii ile fay kırığı arasındaki mesafe
S	: Standart sapma
S_{top}	: Yanal yayılma yüzeyine karşılık gelen ortalama eğim, (%)
S_u	: Efektif kohezyon
t	: Kuvvetli yer hareketinin süresi
T	: Sismik dalganın periyodu, (sn)
T_d	: Güçlü deprem hareketi periyodu
T₁₅	: Doymuş kohezyonsuz 15m' den küçük düzeltilmiş SPT değeri için toprak kalınlığı
u	: Boşluk basıncı
u_j^u	: Ek yeri açılması
V	: Fayın yırtılma (kırılma) hızı
V_k	: İncelenen bölge / yapının zeminindeki ortalama kayma hızı, (m/sn)
V_{s1}	: Düzeltilmiş N değerine göre bulunan kayma dalgası hızı, (m/sn)
W	: Artçı şokların gözleendiği fay zonunun genişliği, km
W	: Fayın genişliği
x	: Kalıcı zemin deformasyon bölgesinin sınırından olan uzaklık
Y	: Serbest yüzey oranı
Z_{Liq}	: Sıvılaşmış zeminin ortalama derinliği, (m)
Z_s	: Sıkı zemin faktörü
Z_y	: Yumuşak zemin faktörü
α	: Yamaç eğim açısı
β	: Boru ile fay hattı arasındaki kesişme açısı
β_{optimal}	: Boru hattının en uygun eğilimi
γ	: Birim Kayma şekil değiştirme
γ̄	: Toprağın geçerli birim hacim ağırlığı
γ_e	: Özgül ağırlık
γ_w	: Suyun özgül ağırlığı
δ_a	: Eksenel şekil değiştirme
δ_{SL}	: Newmark deplasmanı, (cm)
δ₁	: Ortalama fay yer değiştirmesi, (m)

$\Delta\sigma$: Gerilme azalımı
Δu	: Ek yerlerindeki göreceli şekil değiştirme
$\Delta\theta$: Boru ek yeri göreceli dönmesi
ϵ_g	: Zemin şekil değiştirmesi
ϵ_{max}	: Boru eksenine paralel maksimum zemin şekil değiştirmesi
ϵ_p	: Boru aksenal şekil değiştirme oranı
ϵ_v	: Doymuş kumlu tabaka için hacimsel şekil değiştirme oranı
f	: Birim kısalma
σ	: Gerilme
σ_{comp}	: Betonun sıkıştırma direnci
σ_z	: Toplam düşey basınç
σ'_z	: Efektif düşey basınç
σ_0	: Fay sisteminde başlangıçtaki gerilme
σ_1	: Fay sisteminde deprem sonrasında oluşan gerilme
μ	: Kayma modülü
μ_s	: Toprağın poisson oranı
η	: Sıvılaşılan toprağın viskozite katsayısı
ρ	: Ortamın yoğunluğu
ρ	: Sıvılaşılan toprağın yoğunluğu
τ	: Kayma gerilmesi
ν	: Poisson oranı
ϕ_s	: İçsel sürtünme açısı
θ	: Zemin yüzeyinin alt sınırının yüzde (%) olarak eğimi
φ	: Boyuna dalga potansiyeli
Ψ	: Enine dalga potansiyeli

ÖZET

ATIK SU TÜNEL YAPILARININ DEPREM ETKİSİ ALTINDAKİ YAPISAL DAVRANIŞI VE ÖRNEK BİR İNCELEME

Yaşanan büyük deprem felaketleri sırasında meydana gelen yıkım ve hasarlar afet bölgelerinde yangın ve salgın hastalıklar gibi ikincil felaketler ortaya çıkarmaktadır. Özellikle atık su tünel yapılarında oluşan hasarlar bu ikincil felaketlere sebep olmaktadır. Bu nedenle atık su tünel yapıların sismik tasarımı ve sismik etkiler altındaki yapısal davranışı ile ilgili çalışmalar artmıştır.

Depremler sırasında zeminde geçici ve kalıcı yer değiştirmelerin meydana gelmesi sonucunda atık su tünel yapılarda hasarlar meydana gelmektedir. Bu yer değiştirmeler dalga yayılımı, fay hattına yakın olması, toprak kayması, sıvılaşma ve oturma gibi çeşitli nedenlerle oluşmaktadır. Bunların dışında, bağlantı elemanlarının bulunduğu bölgelerde korozyon ve kullanım süreci sonucunda sıklıkla hasarlar gözlenmektedir.

Amerikan ve Japon yönetmeliklerinin ilgili bölümleri ve deprem raporları incelendiğinde, sismik etkiler sonucunda tünel yapılarda meydana gelen şekil değiştirmelerin ana kayanın derinliğine, yüzey tabakasının doğal periyoduna, yüzey tabakasındaki kayma dalgası hızına, sismik hareketin dalga boyuna ve borunun gömülme derinliğine bağlı olduğu görülmüştür.

Bu çalışmada atık su tünel yapıların deprem etkisi altındaki yapısal davranışı incelenmiştir. Sismik etkiler sonucu zeminde oluşan kalıcı deformasyonlar ve atık su tünel yapılarda meydana gelen hasarlar araştırılmış; İstanbul ili Beykoz ilçesi sınırları içerisinde yapımı süren atık su tünel yapının olası bir deprem etkisi altında yapısal davranışı analiz edilmiştir.

SUMMARY

THE BEHAVIOR OF WASTE WATER TUNNEL STRUCTURES UNDER EARTQUAKE EFFECTS AND A SAMPLE INVESTIGATION

The massive wreckages and affects occurring during earthquakes may have secondary results such as epidemics and fires. Especially the damage on waste water tunnel structures is a reason for these secondary affects. Therefore the behavior under earthquake influence of structures of waste water tunnels need special care while planning.

During earthquakes, certain damage on waste water tunnel structures are clearly seen because of the temporary or permanent displacement occurring. These displacements may happen because of such reasons as wave spreading, being close to fault line, landslide and liquefaction. Besides these reasons, corrosion at regions of joining materials is another reason why so much damage is seen.

When American and Japanese regulations and reports of earthquakes are analyzed, deformation occurring at tunnel structure under seismic effects are related to the depth of the main rock, natural period of surface layer, sliding wave surface velocity, wave length of seismic motion and the depth of the immersed rock.

In this study, the behavior of waste water tunnel structures under earthquake influence is analyzed. Permanent deformations at ground and damages at the waste water tunnel structures are researched and as a sample investigation, the behavior of a waste water tunnel structure which is still under construction in Beykoz, İstanbul is analyzed under a probable earthquake effect.

1. GİRİŞ

Kullanım alanlarının genişliği düşünülduğünde yer altı yapıları, bir yerleşim bölgesinin can damarlarını oluşturmaktadır. Özellikle gelişmiş yerleşim birimlerinde bir deprem sonrası yer altı yapılarında oluşan hasarlar ve bunu takip eden yangın, salgın hastalıklar gibi ikincil felaketler oldukça ciddi kayıplara sebep olmaktadır. Bu nedenle, atık su tünel yapılarının tasarımı büyük önem taşımaktadır. 1906 San Francisco ve 1995 Kobe depremleri sonrasında yaşanmış büyük felaketler sonucunda Amerika ve Japonya gibi ülkelerde yer altı yapılarının tasarımı için özel deprem şartnameleri oluşturulmuş ve bunlara bağlı kalınarak tasarımlar gerçekleştirilmiştir. Ülkemizde de birçok bölgemiz ciddi derecede sismik risk altında bulunmasına karşın, yer altı yapılarının depreme dayanıklı tasarımına dair herhangi bir yönetmelik bulunmamaktadır. Bu yüzden atık su tünel yapıların deprem etkisi altındaki yapısal davranışının incelenmesi büyük önem taşımaktadır.

Yer altı yapılarının tasarımına dair ilk modern yaklaşımlar 1900' lerin başında Anston Marston' un çalışmaları ile başlamış ve sonrasında birçok araştırmacı tarafından geliştirilmiştir. Günümüzde bu problemin çözümü bilgisayarlarda sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak uygun zemin modelinin tanımlanması ile yapılabilmektedir. Tasarımlar genel olarak yapının rijit veya esnek olmasına göre yapılmaktadır. Rijit bir yapı (atık su tünel yapılarında) yüklendiğinde bu yükü yapı çeperinde taşıyıp temel zeminine aktarmaktadır. Esnek yapılar ise yük altında eğilerek üzerindeki yükü hem temel zeminine hem de yatayda dolgu zemine taşımaktadır. Yapının yerleştirilmesi ve dolgu yapıldığı durumlarda dolgunun yapılma şekli de büyük önem taşımaktadır.

Bir atık su tünel hattının tasarımında etkili olan parametreler ile Amerikan ve Japon yönetmelikleri incelendiğinde yapının sismik tasarımını etkileyen faktörlerin başında, tünel hattının güzergahının belirlenmesinin geldiği görülmüştür. Bunun nedeni; belirli kritik bölgelerde deprem sonucunda oluşan büyük zemin hareketleri neticesinde tünel hattında hasarların meydana gelmesinin mümkün olmasıdır. Bu kritik bölgeler, büyük çoğunlukla fay bölgeleri, heyelan bölgeleri veya tünel hattının bir yapıya bağlandığı

geçiş bölgeleri gibi büyük miktarlarda farklı hareketlerin gözleendiği yerlerdir. Yönetmeliklerde geçen hesap yöntemleri esas olarak sismik hareket etkisi altında yapıda meydana gelebilecek şekil değiştirmenin hesaplanarak istenilen sınırdaki kalıp kalmadığının kontrolünü içermektedir. Bu şekil değiştirme değeri de; ana kayanın derinliğine, yüzey tabakasının doğal periyoduna, yüzey tabakasındaki kayma dalgası hızına, sismik hareketin dalga boyuna ve tünel yapının gömülme derinliğine bağlıdır.

Deprem raporlarında yer alan tünel hatlarının sismik performansları ile ilgili bölümler incelendiğinde ise depremler sonucunda oluşan geçici ve kalıcı zemin şekil değiştirmelerinin yapıda çeşitli hasarlar meydana getirdiği görülmüştür. Raporlara göre geçici ve kalıcı deformasyonların oluşma nedenleri ise; dalga yayılımı, tünel hattının fay bölgesinde bulunması, toprak kayması, sıvılaşma ve oturma olarak gösterilmiştir (Şendir S., 2005). Ayrıca korozyon etkisi ile servis ömrü nedeniyle de çeşitli hasarlar meydana gelmiştir.

Bu çalışma kapsamında, sismik etkiler ve dalga yayılımı sonucunda atık su tünel yapılarının yapısal davranışının incelenmesi amaçlanmıştır.

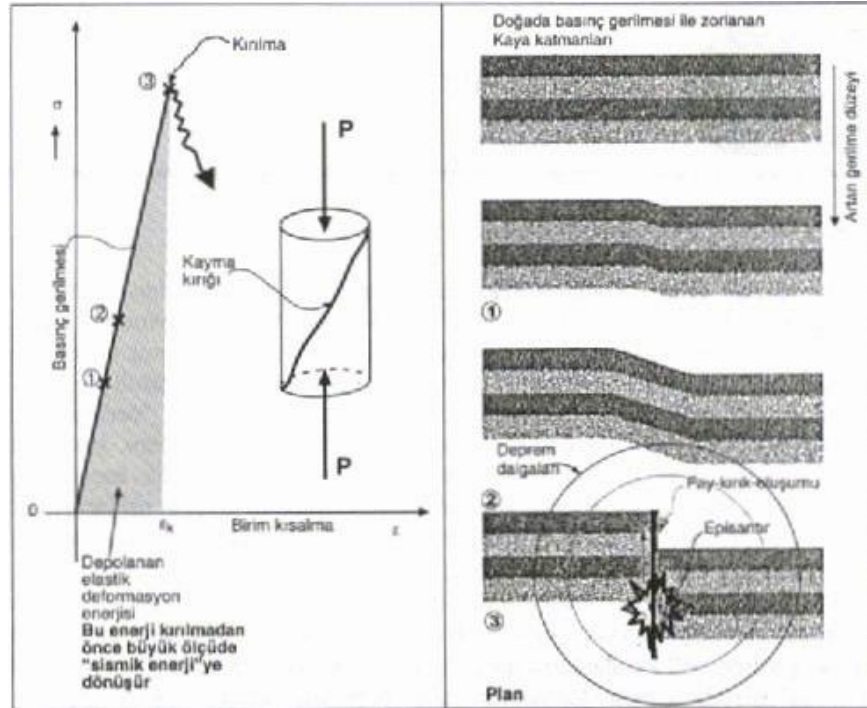
2. YER ALTI YAPILARI

Modern toplum altyapısının ayrılmaz bir parçası olan yer altı yapıları; metro, demiryolu ve karayolu ulaşım sistemlerini, atık su ve içme suyu altyapı sistemlerini, malzeme ve atık madde depolanmasını, nükleer elektrik santrallerini de içine alan geniş bir uygulama sahasına sahiptir. Şehirleşmenin ve şehir nüfus artışının beraberinde getirdiği birçok problem artık yer altı yapılarıyla çözülmektedir. Yer altı yapı teknolojileri ve uygulama alanları da bu duruma paralel olarak her geçen gün gelişmektedir. Günümüz toplumunun büyük bir kısmı şehirlerde yaşamakta ve şehir nüfusu her geçen gün artmaktadır. 2003 yılında, dünya genelinde şehir nüfusunun 3 milyar olduğu tahmin edilmekte ve bu rakamın 2030 yılında 5 milyara ulaşacağı beklenmektedir (Godard, 2004). Dünyanın her yerinde büyük şehirler sunduğu iş olanakları ve yaşam standartlarıyla kırsal nüfusu kendilerine çekmektedir. Büyüyen şehir ve şehir merkezini işgal eden iş ve alışveriş merkezleri, yerleşim alanlarını şehrin dışına itmektir. Bu durum ev ve iş arasında hızlı bir ulaşım ihtiyacını doğurmaktadır. Bu ihtiyaç yer altı yapılarının en geniş uygulama alanlarından biri olan kentsel raylı ulaşım sistemleri ile karşılanmaktadır. Metro sistemlerinde olduğu gibi yer altı yapılarına, yer üstünde yeterli alan olmayışı durumunda ihtiyaç duyulur. Bu nedenle yoğun nüfusa sahip şehirlerdeki kısıtlı alan, ulaşım sistemlerinin yer altına yapımını zorunlu kılmaktadır. Bazı durumlarda ise söz konusu yapının fiziksel görünümü yer üstünde yapımına engel teşkil eder. Malzemelerin depolanması için gerekli tesisler veya otopark yapıları bunlara örnektir. Yer altı yapılanmasının farklı avantajları vardır. Yer altı yapıları her tür iklim koşulu için doğal bir izolasyona sahiptir. Kaya veya topraktaki sıcaklık değerleri ortalama ve dengeli bir ısı ortamı oluşturur. Sıcaklık değişimine yavaş tepki veren zemin kütlesi yer altı yapılarında enerji tasarrufu sağlar. Yer altı yapıları olumsuz hava koşullarına karşı korunaklıdır. Zeminin şok ve titreşim enerjilerini absorbe edebilme özelliği patlamalar, radyoaktif sızıntılar ve endüstriyel kazalara karşı yer altı yapılarını güvenli kılar. Yer altı yapıları insan sağlığı için tehlikeli radyoaktif atıkların depolanması için de kullanılır. Nükleer reaktör bulduran endüstriyel tesislerin insan

aktivitelerinden uzaklaştırılması amacı doğrultusunda yer altında inşa edilmesi gerekebilir. Yerleşim bölgelerine yakın bölgelerdeki endüstriyel yapılar görüntü kirliliği yaratmaması için yer altına alınabilir. Karayollarının yer altına alınması şehirlerdeki trafiğin azalması dolayısıyla gürültü ve hava kirliliğinin önlenmesine katkı sağlar. Dağlık ve engebeli topografyaya sahip bölgelerde karayolu, demiryolu veya su hatları için tüneller daha uygun ulaşım imkanı sağlar. Bazı altyapı hizmetlerinin nehir ve boğazları geçmesi için tüneller en elverişli yapılardır. Burada sözü edilen avantajları doğrultusunda yer altı yapısının projelendirilmesine ve inşasına başlanmadan önce göz önünde bulundurulması gereken bir diğer konu bir yer altı yapısının yıkılmasının veya geri dönüştürülmesinin çok zor olduğudur. Bu noktadan hareketle bir yer altı yapısının yapımına karar verilirken kapsamlı incelemelerin ve geleceğe dönük ihtiyaçların belirlenmesine yönelik çalışmaların yapılması şarttır. Yer altı yapıları yapılacak bölgede yer altı su seviyesini ve akımını değiştirebilir. Bir yer altı yapısının inşasından sonra yer altı suyundan yararlanma koşullarının önceden araştırılması ve gerekli değişikliklerin yapılması gereklidir. Yer altı kazıları ve inşaatları buldukları jeolojik çevrede dönüşümü olmayan değişimlere sebep olurlar. Bu değişimlerin diğer yer altı veya yer üstü yapılarına verebileceği hasarlar göz ardı edilmemelidir. Bazı yer altı yapıları arkeolojik alanlardan geçebilir. Bu gibi durumlarda tarihsel mirasın korunması her zaman için ön planda olmalıdır. Bu tip durumlarda arkeolojik kazıların yapılması ve bu kazıların yer altı yapısının proje takvimine etkilerinin dikkate alınması gerekir. Yer altı yapıları için özel inşaat yöntemleri ve uygulamaları gerekir. Tünel açma makinelerinin gelişimi yer altı yapılarının uygulama sahasının genişlemesini beraberinde getirmiştir. Zemin iksalama sistemlerindeki gelişime paralel olarak aç-kapa yer altı yapılarının uygulama alanları genişlemektedir. Fore kazık, zemin çivisi ve jetgrout gibi zemin iksalama ve iyileştirme yöntemleri aç-kapa tasarımlarında güvenli çözümler sunmaktadır. Tüm yer altı projeleri için zemin özelliklerinin önceden araştırılması ve raporlanması şarttır. Yetersiz zemin araştırmaları projenin süresini ve maliyetini etkileyebilecek olumsuzluklara sebep olabilir. Bu yüzden yer altı yapısının projelendirileceği bölgenin jeolojik, hidrolojik ve sismolojik haritalarının incelenmesi gereklidir. Yer altı yapısının inşa edilmesi planlanan bölge için ilgili haritaların eksikliği durumunda gerekli bilgilerin sağlanması için arazi araştırmalarının dikkatle yapılması gerekir.

3. DEPREM VE TEMEL BÜYÜKLÜKLERİ

Yerkabuğunda birikmiş elastik şekil değiştirme enerjisinin kırılma (yırtılma) sırasında aniden boşalmasıdır. Diğer bir anlatımla, kırılma noktasına kadar depolanan elastik deformasyon enerjisinin kırılma noktasında sismik enerjiye dönüşmesidir. Deprem sırasında yeryüzünde gözlenen en önemli değişim yerkabuğu altında yırtılan fayın yeryüzüne kadar uzanan kırıklarındır. Yeryüzünde belirlenen kırıkların geometrik büyüklükleri (uzunluğu, yatay ve düşey yöndeki hareketleri (atımları)) depremin boşalttığı sismik enerjinin büyüklüğü hakkında çok önemli bilgiler sağlar. Deprem oluşum mekanizması Şekil 3.1’ de gösterilen basınç gerilmesine maruz laboratuvar kaya numunesinin basınç = f (birim kısalma) karakteristik eğrisiyle açıklanmaya çalışılmıştır.



Şekil 3.1 Doğada basınç gerilmesi ile zorlanan kaya katmanlarının kırılma sonucunda sağ yönlü doğrultu atımlı fayın oluşum ve “elastik deformasyon enerjisi” nin sismik (deprem) dalgalarına dönüşümü, (Arioğlu ve Yılmaz, 2006).

Örneğin; Kuzey Anadolu Fay Sistemi (KAF) kuzeyde Avrasya Levhası ve güneyde Arap Levhası tarafından sıkıştırılmaktadır. Bu rejimde oluşan basınç gerilme “ σ ” katmanların mekanik dayanımı aştığı evrede (Şekil 3.1) “kırılma” meydana gelir, katmanlar içinde depolanan elastik şekil değiştirme enerjisi ani şekilde tahripkar özellik taşıyan deprem dalgalarına dönüşür. Doğadaki bu kırılma, tıpkı laboratuvar ölçeğinde tek eksenli basınç gerilmesine maruz kalan kaya numunesinde meydana gelen kayma düzlemine (küçük boyutlu fay) benzer (Şekil 3.1). Kaya numunesinin kırılma arttıkça kırılma çok daha ani tahripkar özellik sergiler ve anılan düzlem daha belirgin şekilde oluşur. Daha önce de ifade edildiği üzere, deprem sırasında yeryüzünde oluşan kırığın geometrik boyutları (uzunluğu, yırtılan fayın alanı, yer değiştirme miktarı, düşey, yatay atım, boşalan sismik enerjinin büyüklüğü) konusunda son derece önemli mühendislik bilgileri sağlar.

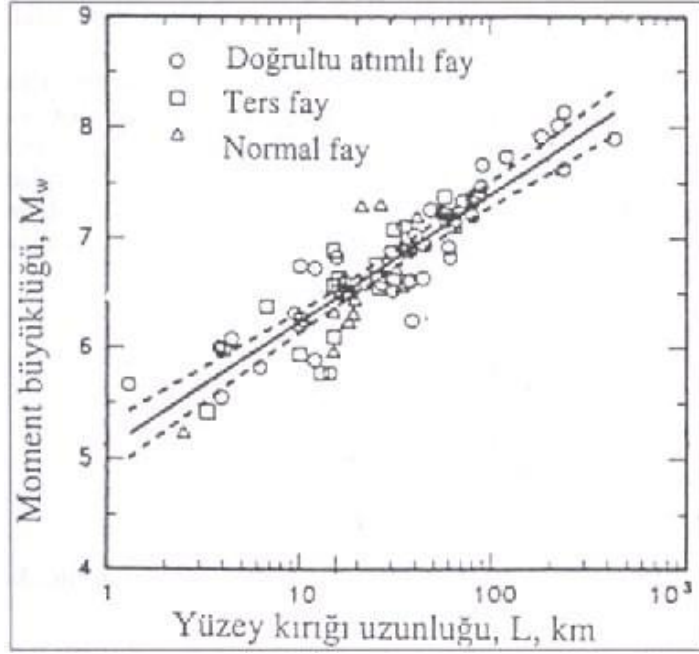
Tablo 3.1 Fay türleri, (Arıoğlu ve Yılmaz, 2006).

Normal Fay	Fay düzlemi eğimli olan ve bu düzlem üzerindeki bloğu da aşağıya doğru hareket etmiş olan faylara normal fay denir.	Örnek: Gediz Grabeni
Ters Fay	Fay düzlemi eğimli olan ve bu düzlem üzerindeki bloğu da yukarı doğru hareket etmiş olan faylara ters fay (bindirme) denir.	Örnek: Güney Anadolu Bindirmesi
Doğrultu Atımlı Fay	Fay düzlemi düşey olan ve bu düzlemin iki tarafındaki blokları yatay olacak şekilde birbirinden ters yönde hareket etmiş olan faylara doğrultu atımlı fay denir.	Örnek: Kuzey Anadolu Fayı

Fay türüne ilişkin bilgiler toplu halde Tablo 3.1’ de takdim edilmiştir. Aktif fayların üretilbileceği deprem büyüklüğü (moment) M_w ile yüzey kırığı uzunluğu arasındaki istatistiksel ilişki burada örnek olarak Şekil 3.2’ de takdim edilmiştir. Doğrultu atımlı fayın üretilbileceği sismik aktivitelerin büyüklüğü “ M_w ” ile fayın yüzey uzunluğu “ L ” arasında yarı logaritmik bir regresyon bağıntısı mevcuttur:

$$M_w = 5.16 + 1.12 \log L \pm S \quad (3.1)$$

(Wells ve Coppersmith, 1994) (S = standart sapma, $S = 0.28$) Analizde kullanılan veri sayısı $n = 43$; Korelasyon katsayısı $r = 0.91$, ilişkiden anlaşılacağı üzere artan yüzey kırığı uzunluğu ile boşalan sismik enerjinin büyüklüğü de artmaktadır.



Şekil 3.2 Moment büyüklüğü ile yüzey kırığı uzunluğu arasında kurulan istatistiksel ilişki, (Wells ve Coppersmith, 1994).

3.1. DEPREMLE İLGİLİ TEMEL BÜYÜKLÜKLER

Oluş Zamanı: Depremin oluş zamanının (saat : dakika : saniye) Greenwich (GMT) zamanına göre değeridir.

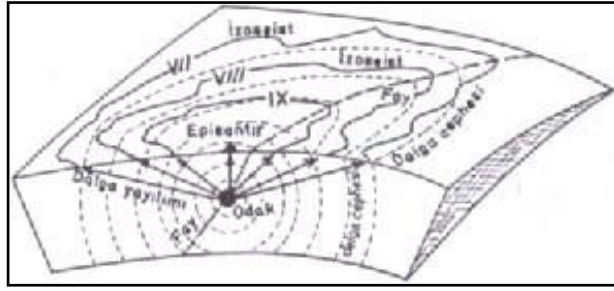
Episantr Koordinat: Fayın yerkabuğunda ilk kırılmaya başladığı noktanın (hiposantır) yeryüzündeki izdüşümü “episantr” olarak isimlendirilir. Episantrı ait koordinatı tanımlar (Şekil 3.3, Ketin, 1998).

Deprem Merkez Üssü: Odak noktası fay üzerindeki ilk hareket noktasıdır. Fay üzerinde oluşan yer değiştirme, bu noktadan başlayıp hızla fay düzlemine yayılmaktadır. Odak noktasının yeryüzündeki izdüşümü ise depremin merkez üssü, episantr alanı ya da dış merkezi olarak tanımlanır. Bu merkez, depremin en çok hissedildiği ve en ağır yapısal hasarın gözlendiği alandır.

Deprem Odak Noktası (Hiposantır): Deprem enerjisinin ilk boşalmaya başladığı yer ve aynı zamanda sismik dalgaların çıkış kaynağı olan merkez (nokta) depremin odak noktası ya da merkezi olarak tanımlanmaktadır. Gerçekte, enerjinin ortaya çıktığı bir nokta olmayıp bir alandır. Fakat pratik uygulamalarda nokta olarak kabul edilmektedir (Şekil 3.3, Ketin, 1998).

Odak Derinliği: Depremin odak noktası ile merkez üssü arasındaki uzaklığa denilmektedir. Odak derinliğine göre depremler; Sığ (0-60 km), Orta (60-300 km), ve Derin (300 km ve daha derin) odaklı depremler diye sınıflandırılmaktadır.

Eşşiddet (İzoseit) Eğrileri: Aynı şiddetle sarsılan noktaları birbirine bağlayan noktalara denir. Bunun tamamlanmasıyla eşşiddet haritası ortaya çıkar (Şekil 3.3, Ketin, 1998). Genellikle maksimum deprem şiddeti episantır yakınında gözlenir. Ayrıca, fayın atımı da söz konusu alan içinde maksimum değerdedir. Şekilden izlendiği gibi, eşşiddet eğrilerin büyüklüğü episantırdan uzaklaştıkça (zeminden kaynaklanan büyütme olgusunun dışında) azalır.



Şekil 3.3 Deprem dalgalarının ve deprem etkisinin yer içinde ve yeryüzündeki yayılımı (VII, VIII, IX: eşdeğer şiddet eğrileri = izoseitler), (Ketin, 1998).

Deprem Büyüklüğü (Magnitüd): Episantırdan 100 km uzakta bulunan bir standart Wood–Anderson sismometresinin kaydettiği S dalgasına ait en büyük amplitüdün logaritmasıdır. Bu şekilde tanımlanan büyüklük ‘‘orijinal Richter ölçeği’’ ‘‘M_L’’ olarak isimlendirilir. Uygulamada bazı aletsel sınırlamalar nedeniyle çeşitli deprem büyüklükleri tanımlanmıştır (Arıoğlu, E; Arıoğlu, N; Yılmaz; Girgin, 2000):

Cisim Dalgası Büyüklüğü (M_b): Cisim dalgalarının (basınç P ve kayma S) genliği dikkate alınarak tanımlanan büyüklüktür.

Yüzey Dalgası Büyüklüğü (M_s): Yüzey dalgalarının genliği dikkate alınarak ifade edilen büyüklüktür.

$$M_s = \log \left(\frac{A}{T} \right) + 1.66 d + 3.3 \quad (3.2)$$

A = Rayleigh yüzey dalgasının yatay bileşeni -20 sn’ de ölçülen-, mikron

T = Sismik dalganın periyodu, (sn)

d = Episantr mesafesi, (derece)

Moment Büyüklüğü (M_W): Depremde oluşan sismik momentin şiddetini ifade etmek üzere geliştirilmiş ölçektir. Güncel sismoloji literatüründe yaygın kullanılan büyüklüktür (Heaten ve diğ. 1996' dan alıntılayan Kramer, 1996).

Sismik moment;

$$M_0 = G.RA.AD \text{ (ton.m) veya (dyne.cm)} \quad (3.3)$$

Moment büyüklüğü;

$$M_W = \frac{2}{3} \log M_0 - 10.7 \quad (\text{Kanamori, 1977}) \quad (3.4)$$

M_0 (dyne.cm) (1dyne = 1g – cm / sn²)

G = Yerkabuğu katmanının rijitliği, $G = 3*10^6$ ton/m² veya $G = 3*10^{11}$ dyne/cm²

RA = Fayın yırtılma alanı = Fayın uzunluğu “L” * Fayın genişliği “W”

AD = Fayın boyuna hareketinin ortalama değeri (fay atımı)

(Alıntılayan Kramer, 1996)

Kullanılan alıcıların aynı tür olmaması, sismik istasyonların homojen bir dağılım göstermemesi, büyüklüklerin hesaplanmasında uygulanan yöntemlerin farklı olması gibi nedenlerden ötürü iki deprem büyüklüğü arasında çıkartılan regresyon bağıntılarında saçılmalar söz konusudur. Aşağıda çeşitli büyüklükler arasında elde edilmiş kimi istatistiksel bağıntılar örnek olarak verilmiştir. Tüm bağıntılar Bayrak, 2004 ve Bayrak ve Yılmaztürk, 1999 kaynaklarından alınmıştır:

Bayrak ve Yılmaztürk, 1999;

$$M_b = 0.61 M_S + 2.23 \quad (3.5)$$

$4 < M_S < 8$ (5517 adet global deprem verisi için)

Abe ve Kanamori, 1980;

$$M_b = 0.65 M_S + 2.50 \quad (3.6)$$

Bayrak, 2004;

$$M_W = 0.99 M_S + 0.17 \quad (3.7)$$

$$7 < M_S < 8 \quad (25 \text{ adet global deprem verisi için})$$

Ekström ve Dziewonski, 1980;

$$\log M_0 = M_S + 19.24 \quad M_S < 5.3 \quad (3.8)$$

$$\log M_0 = 30.2 - (92.45 - 1.4 M_S)^{0.5} \quad 5.3 \leq M_S \leq 6.8 \quad (3.9)$$

$$\log M_0 = 1.5 M_S + 16.14 \quad M_S > 6.8 \quad (3.10)$$

Bayrak ve Yılmaztürk, 1999;

$$\log M_0 = 1.33 M_S + 17.32 \quad (3.11)$$

$M_S > 5.0$ olan 310 deprem verisi (Türkiye civarı)

M_0 = Sismik moment, dyn.cm

3.1.1. Gerilme Azalımı ve Görünür Gerilme

Bir fay sisteminde başlangıçta “ σ_0 ” ve deprem sonrasında “ σ_1 ” oluşan gerilmelerin arasındaki fark gerilme azalımını $\Delta\sigma = \sigma_0 - \sigma_1$ tanımlar. Görünür gerilme kavramı ise $\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_0 + \sigma_1)$ şeklinde ifade edilir. Bir deprem sürecinde açığı çıkan sismik enerji E ile görünür ve gerilme σ arasında,

$$E = \sigma.RA.AD \quad (3.12)$$

Şeklinde bir ilişki mevcuttur (Bayrak, 2004). Fayın ortalama yer değiştirme miktarı AD ise moment büyüklüğü M_0 cinsinden yazılabilir:

$$AD = \frac{M_0}{G.RA} \quad (3.13)$$

Yukarıdaki temel enerji ifadesinde AD değeri yerleştirildiğinde görünür gerilme büyüklüğü “ σ ”

$$\sigma = \frac{G.E}{M_0} \quad (3.14)$$

olarak belirlenir. Gerilme azalımı “ $\Delta\sigma$ ”, görünür gerilmenin yaklaşık iki katı alınabilir:

$$\Delta\sigma = 2\sigma = 2 G \cdot \frac{E}{M_0} \quad (3.15)$$

(Lay ve Wallace 1995’ ten alıntılanan Bayrak ve Yılmaztürk, 1999)

Kanamori 1977 çalışmasında depremde açığa çıkan enerjiyi “E” sismik moment “ M_0 ” ve gerilim azalımı “ $\Delta\sigma$ ” cinsinden;

$$\log E = \log M_0 + \log \left(\frac{\Delta\sigma}{2G} \right) \quad (3.16)$$

ilişkisi ile ifade edilmiştir. Puncaru ve Berkchemer, 1978 tarafından geliştirilen moment büyüklüğü M_w sismik moment M_0 ve gerilme azalımı arasındaki ilişki:

$$\log M_0 = 1.5M_w - \log \left(\frac{\Delta\sigma}{G} \right) + 12.1 \quad (3.17)$$

yeniden düzenlenir ise depremin moment büyüklüğü;

$$M_w = \frac{2}{3} \left[\log M_0 + \log \left(\frac{\Delta\sigma}{G} \right) - 12.1 \right] \quad (3.18)$$

şeklinde yazılabilir (Singh ve Havskov, 1980). Bu bağıntıdan fayın gerilme azalımı “ $\Delta\sigma$ ”;

$$\log \left(\frac{\Delta\sigma}{G} \right) = 1.5 M_w - \log M_0 + 12.1 \quad (3.19)$$

hesaplanabilir (G rijitlik değeri olup $G = 3 \cdot 10^{11}$ dyne/cm² dir). Bayrak, 1998 tarafından çıkartılan,

$$M_w = 0.99 M_s + 0.17 \quad (3.20)$$

ampirik bağıntısı göz önünde tutulduğunda, gerilme azalımı;

$$\log \left(\frac{\Delta\sigma}{G} \right) = 1.485 M_s - \log M_0 + 12.355 \quad (3.21)$$

yüzey dalgası deprem büyüklüğü “ M_s ” cinsinden de yazılabilir (Bayrak, 2004). (Birimler: $\Delta\sigma$ (bar), G (dyne/cm²), ve M_0 (dyne.cm) olarak alınacaktır.)

Türkiye ve civarında 1939 - 1996 yılları arasında meydana gelen ve büyüklüğü 3.2'den büyük olan 419 sığ ($\Delta \leq 70$ km) depreme ait (enerji/sismik moment), görünür gerilme ve ortalama gerilme azalımı " $\Delta\sigma$ " büyüklüklerinin "fay türü" bazında aldıkları değerler Tablo 3.2' de sunulmuştur (Bayrak ve Yılmaztürk, 1999) buradan şu sonuçlar elde edilebilmektedir:

- İncelenen karakteristik büyüklükler "fay türü" ne bağlıdır.
- Ters faylardan gözlenen depremler için hesaplanan (enerji / sismik moment) oranı, görünür ve gerilme azalım değerleri en düşük düzeydir.
- Doğrultu atımlı faylardan kaynaklanan sismik aktivitelerde ise söz konusu büyüklükler en yüksek değerlerini almaktadır.

Tablo 3.2 419 Deprem için hesaplanan (E / M_0) oranı, ortalama görünür ve gerilme azalım değerleri ve görünür gerilme değerlerine göre depremlerin episantr konumları, (Bayrak ve Yılmaztürk, 1999).

Fay Türü	Deprem Sayısı	E/M_0 Oranı	Ortalama $\bar{\sigma}$ (bar)	Ortalama $\Delta\sigma$ (bar)
Tüm Depremler	419	2.85×10^{-5}	8.55	17.1
Doğrultu Atımlı Faylar	139	6.57×10^{-5}	19.71	39.42
Ters Faylar	172	7.35×10^{-6}	2.22	4.44
Normal Faylar	108	1.43×10^{-5}	4.30	8.6

E = Depremde Boşalan Sismik Enerji (erg), M_0 = Sismik Moment (dyne.cm), $\bar{\sigma}$ = Görünür Gerilme (bar), $\Delta\sigma$ = Gerilme Azalım Değeri (bar).

3.1.2. Depremde Boşalan Enerji

Fayın yırtılması sırasında boşalan sismik enerjinin büyüklüğü yaklaşık olarak;

$$\text{Log}_{10} E = 11.8 + 1.5 M \quad (3.22)$$

$$E = 10^n \text{ erg}$$

$$n = 11.8 + 1.5 M$$

$$M = \text{Richter ölçeğine göre depremin büyüklüğü (1 erg = 1 dyne.cm = } 10^7 \text{ Joule)}$$

formülünden tahmin edilebilir. Literatürde yüzey dalgası büyüklüğüne " M_S " göre hesaplanan diğer bir yaklaşık formül ise,

$$E = 10^{4.8 + 1.5M_S}, \text{ (Joule) } \quad \text{'dür, (Lillie, 1999).} \quad (3.23)$$

Örneğin, $M = 7$ ve $M = 6$ büyüklüklerindeki depremlerden boşalacak sismik enerjilerin oranı hesaplanırsa,

$$M = 6 \rightarrow \log E = 11.8 + 1.5 M = 11.8 + 1.5 * 6 = 20.8 \rightarrow E = 6.3 * 10^{20} \text{ erg}$$

$$M = 7 \rightarrow \log E = 11.8 + 1.5 M = 11.8 + 1.5 * 7 = 22.3 \rightarrow E = 1.99 * 10^{22} \text{ erg}$$

$$\frac{E_{M=7}}{E_{M=6}} \approx 31.5$$

bulunur. Görüldüğü üzere deprem büyüklüğündeki ‘‘bir’’ birimlik artış boşalacak enerjiyi 31.5 kat arttırmaktadır.

Deprem büyüklüğü bazında dünyada üretilen sismik enerjinin büyüklüğü ve toplam içindeki dağılım payı Tablo 3.3’ te belirtilmiştir (Lillie, 1999). Değerler yakından incelendiğinde şu pratik sonuçlar ön plana çıkmaktadır.

Tablo 3.3 Global ölçekte sismik enerji boşalımı, (Lillie, 1999).

Deprem büyüklüğü	Deprem sayısı/yıl	Sismik enerji (J/yıl)	Toplam enerji (Joule)	Toplam içindeki payı, %
≥ 8	1.1	$3.0 * 10^{17}$	$3300 * 10^{14}$	% 55.9
7 – 7.9	18	$1.1 * 10^{16}$	$2000 * 10^{14}$	% 33.2
6 – 6.9	120	$4.0 * 10^{14}$	$480 * 10^{14}$	% 8.0
5 – 5.9	800	$1.5 * 10^{13}$	$120 * 10^{14}$	% 2.0
4 – 4.9	6.200	$5.3 * 10^{11}$	$33 * 10^{14}$	% 0.6
3 – 3.9	49.000	$1.9 * 10^{10}$	$9.3 * 10^{14}$	% 0.2
2 -2.9	300.000	$6.9 * 10^8$	$2.1 * 10^{14}$	< % 0.1

- Büyük yıkıcı depremlerin yıl bazında gözlenme olasılığı küçük depremlere kıyasla çok daha azdır. Örneğin ($M = 7 - 7.9$) aralığında yılda gözlenen deprem sayısı 18 adet iken, $5.9 - 4.9$ aralığında gözlenen deprem sayısı 7000 adet civarındadır.
- Yukarıdaki sonuca paralel olarak yıkıcı deprem sınıfına giren ($7 < M \leq 8$) depremlerinde ortaya çıkan sismik enerjinin miktarı toplamı enerjinin kabaca % 90’ını oluşturmaktadır.

3.1.3. Deprem Süresi

Depremin kuvvetlice hissedildiği süre olup, bir anlamda fayın yırtılma süresi ile ilintilendirilen bir büyüklüktür^(*). Deprem literatüründe anılan “t” büyüklüğünün tahmini amacıyla önerilen değişik ampirik bağıntılar aşağıda verilmiştir:

$$t = 10^{\frac{M-2.5}{3.23}}, \quad (\text{sn}) \quad (3.24)$$

$$t = 4 + 11 (M - 5), \quad (\text{sn}) \quad (3.25)$$

$$t \approx \frac{L}{V}, \quad (\text{sn})$$

$$\log L = a + b M_W \quad (3.26)$$

Doğrultu atımlı fay $a = -3.55$, $b = 0.74$, $n = 43$, $r = 0.91$

Standart sapma $S = 0.23$, ($5.6 < M_W < 8.1$)

Eğim atımlı fay $a = -2.01$, $b = 0.50$, $n = 15$, $r = 0.81$

Standart sapma $S = 0.21$, ($5.2 < M_W < 7.3$)

(Wells, Coppersmith, 1994), (Naeim ve Kelly, 1999).

Burada açıklanmış sembollerin anlamları şunlardır:

a, b = Regresyon ifadesinin büyüklükleri,

n = Data sayısı,

r = Korelasyon katsayısı,

V = Fayın yırtılma (kırılma) hızı (Genelde $V \approx 3.5$ km/sn değeri kabul edilebilir).

(*) Kuvvetli yer hareketlerinin süresi “deprem hasarı” üzerinde etkili bir büyüklüktür. Örneğin; genliği çok yüksek bir yer hareketinin süresi az olabilir. Bu süre içinde yapıda hasara neden olabilecek yük çevrimleri oluşmayabilir. Buna karşın, daha küçük genlikli bir yer hareketi çok uzun süre etkilediğinden ötürü yapıda hasara neden olabilecek yük çevrimleri oluşturabilir. Deprem literatüründe sürenin tanımlanmasında kullanılan kimi sayısal değerlendirme şöyledir: a) İvme – zaman kaydında eşik ivme değerinin (0.05 g) ilk ve son olarak aşıldığı noktaların arasında kalan süre “deprem süresi” ni tanımlar. b) İvme kaydının toplam enerjisinin % 5 ve % 95’ ine karşı geldiği noktaları arasında kalan süre “deprem süresi” ni belirler (Kramer, 1996). Burada tanımlanan “enerji” Arias şiddeti “ I_a ” ile ifade edilmektedir. Kaya formasyonunun kuvvetli yer hareketinin süresi:

$$\log t = 0.69 M_W - 3.70, \quad (\text{sn}) \quad (3.27)$$

bağıntısından tahmin edilebilir (Bommer ve Martinez-Pereira, 1999’ dan alıntılan Bolt, 2004). M_W Deprem büyüklüğü (moment) Örneğin; $M_W = 7.5$ için $t \approx 30$ sn bulunur. Kalın çökellerde “deprem süresi” nin daha uzun olacağı unutulmamalıdır.

3.1.4. Deprem Enerjisinin Boşalım Türleri

Genelde yırtılan faydan sismik enerji dört şekilde boşalmaktadır (Şekil 3.4, Utsu, 2002b). Şekil 3.4a’ da gösterildiği gibi, sismik enerji “ana şok” ve ardından yırtılan fay zonu içinde gözlenen “artçı şoklar” şeklinde boşalır. Bu modda ana şokun ardından genelde zamanla azalan sismik aktivite söz konusudur. Deprem sayısının zamanla azalımı değiştirilmiş Omori bağıntısına göre;

$$n(t) = K (t + c)^{-p} \quad (3.28)$$

olmaktadır. Burada K ve c bağıntının sabitleri olup, t ana şoktan sonra geçen süreyi ifade eder. p büyüklüğü ise 1.0 ila 1.5 arasında değer alan bir katsayıdır. Yukarıdaki ifadeden, ana şoktan sonra gözlenen toplam artçı şok (deprem) sayısı ise;

$$n(t) = K [c^{(1-p)} - (t + c)^{(1-p)}] / p - 1, p \neq 1 \quad \text{’dir, (Utsu, 2002a).} \quad (3.29)$$

Artçı şokların oluştuğu alan A [km²] ile gösterilirse, alan – ana şoku üreten deprem büyüklüğü arasında aşağıdaki ampirik bağıntılar geçerlidir, (Utsu, 2002a):

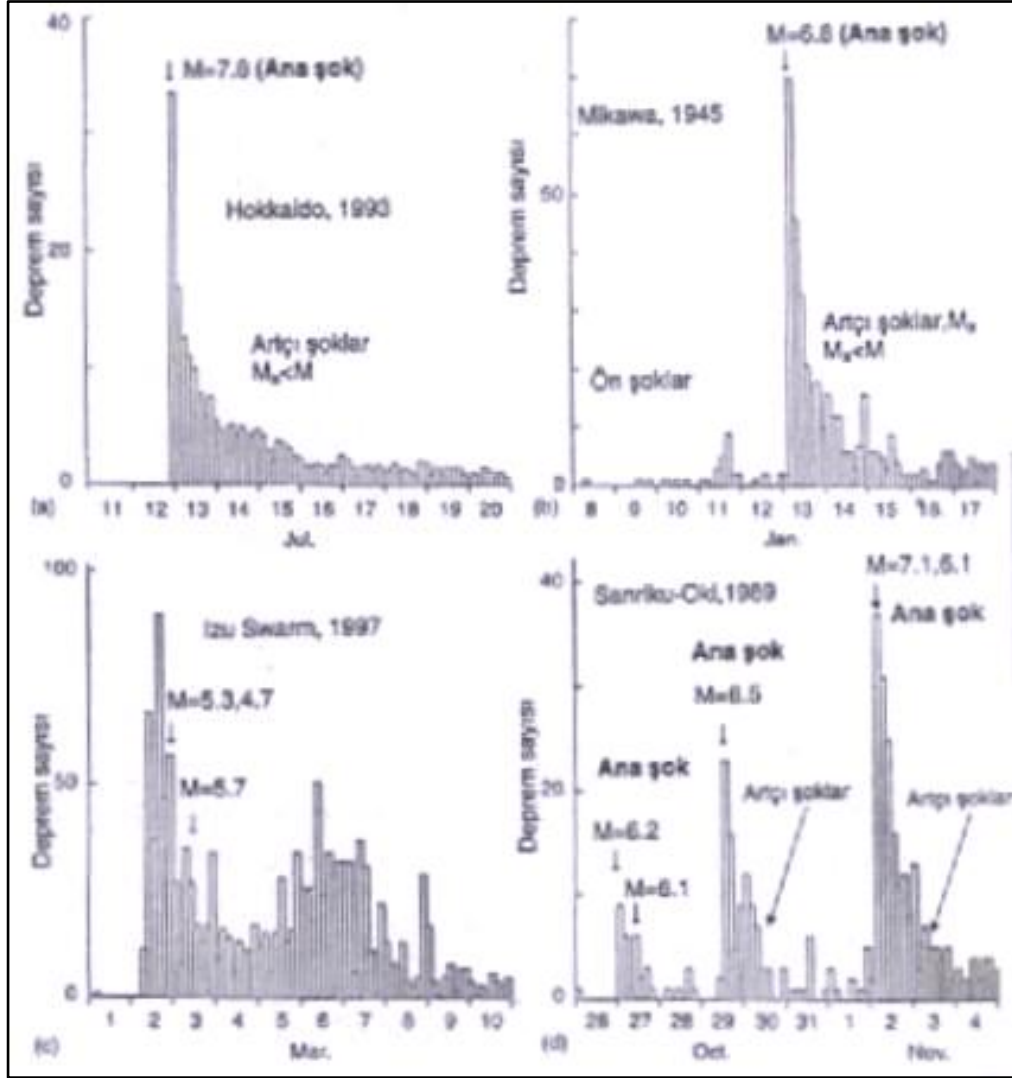
$$\log A = M_m - 3.9 \quad (3.30)$$

$W \approx \frac{L}{2}$ kabul edilirse,

$$\log A = 0.5 M_m - 1.8 \quad (3.31)$$

Burada: M_m = Ana şokun büyüklüğü (Japon ölçeği), W = Artçı şokların gözlendiği fay zonunun genişliği (km), L = Yırtılan fayın geometrik uzunluğu (km).

Ana şoktan önce önemli sayıda ön şoklar gözlenebilir. Bunların seyri ana şokun habercisi olabilir. Bu boşalım türünde de artçı şokların sayısı zamanla azalan bir eğri sergiler (Şekil 3.4b). Sismik enerjinin diğer bir boşalım türü de deprem yığılması (fırtınası) şeklindedir. Şekil 3.4c’ de izlendiği gibi incelenen zaman süresi içinde sismik aktivitenin belirli bir azalma eğilimi gözlenmez. Deprem büyüklüğü zaman içinde inişli çıkışlı bir değişim gösterir. Diğer bir boşalım türü ise sismik aktivite ilkin (ana şok – artçı şok) düzeni içinde başlar ve bu eğilim “deprem fırtınası” özelliği göstererek devam eder. Sanriku-Oki (1989) depremi bu tür bir boşalığa örnek oluşturmaktadır (Şekil 3.4d).



Şekil 3.4 Yırtilan faydan sismik enerjinin boşalım türleri (M = Ana şokun büyüklüğü, M_a = Artçı şokların büyüklüğü), (Utsu, 2002b).

Doğu Marmara ($M_w=7.6$) ve Düzce ($M_w=7.2$) depremlerinde sismik enerjinin büyüklük bazında dağılımı şöyledir: $2.0 \leq M$ 1 adet, $2.1 \leq M \leq 3.0$ 4309 adet, $3.1 \leq M \leq 4.0$ 1078 adet, $4.1 \leq M \leq 5.0$ 90 adet, $5.1 \leq M \leq 6.0$ 8 adet, $6.1 \leq M \leq 7.0$ 2 adet (Kalafat ve diğ., 2002). Buna göre 5488 adet deprem (2 ana şok ve artçı şoklar) ve yaklaşık 190 km uzunluğunda oluşan bir kırık hattı ile sismik enerji boşalmıştır.

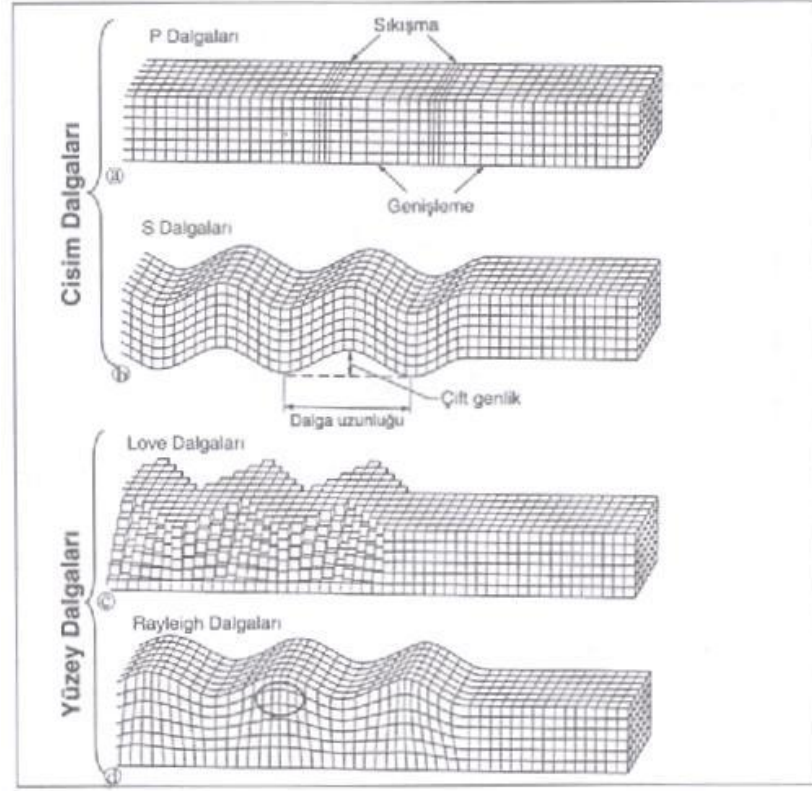
4. DEPREM DALGALARI VE KAYA / ZEMİN KÜTLELERİNDE KAYMA DALGA HIZLARI

Odak noktasından yeryüzüne doğru yayılan deprem dalgalarının türleri ve özellikleri Tablo 4.1’ de topluca belirtilmiştir. Şekil 4.1’ de ise deprem dalgalarının yer katmanlarında ilerlerken neden olduğu deformasyonlar şematik olarak gösterilmiştir (Bolt, 2004).

Tablo 4.1 Deprem dalgaları ve özellikleri, (Bolt, 2004).

Deprem Dalgası		Özellikleri
Cisim Dalgaları	“P” Dalgaları	P dalgaları yayılma sırasında kayaları ileri-geri itip-çekerek dalgaların ilerleyiş yönüne paralel hareketler yaparlar (Şekil 4.1a). Tıpkı bir ucu sabit olan spiral yayı gerip de bıraktığımızdaki salınımı gibi hareket ederler. Yayılma hızları saniyede yaklaşık 8 km’ dir. Deprem ölçüm merkezine en önce gelen bu dalgaların en önemli özelliklerinden birisi de her türlü ortamda (katı, sıvı, gaz) ilerleyebilmeleridir.
	“S” Dalgaları	Deprem istasyonuna ikinci sırada ulaşan dalgalar olup, hızları saniyede yaklaşık 4.5 km kadardır. Gerek P gerekse S dalgalarının yayılma hızları geçtikleri jeolojik birimlerin özellikleri (katman kalınlığı, çatlak yapıları, porozite vb.) ile yakından ilişkilidir (Şekil 4.2). Bu dalgalar sadece katı ortamda ^(*) ilerleyebilmekte ve cisimleri aşağı-yukarıya ve sağa-sola doğru hareket ettirmektedir (Şekil 4.1b). Dalgaların arasında en “tahripkar” olanıdır.
Yüzey Dalgaları	Love Dalgaları	Yüzey dalgalarının en hızlısı olup, yeri sadece yatay düzlemde hareket ettirir (Şekil 4.1c).
	Rayleigh Dalgası	Bir göl veya denizin üzerinde yuvarlanan dalga salınımı gibi yer üzerinde hareket eder (Şekil 4.1d). Deprem sırasında hissedilen sallantıların çoğu, diğer dalgalardan çok daha büyük genlikli olan bu dalgalardan kaynaklanmaktadır.

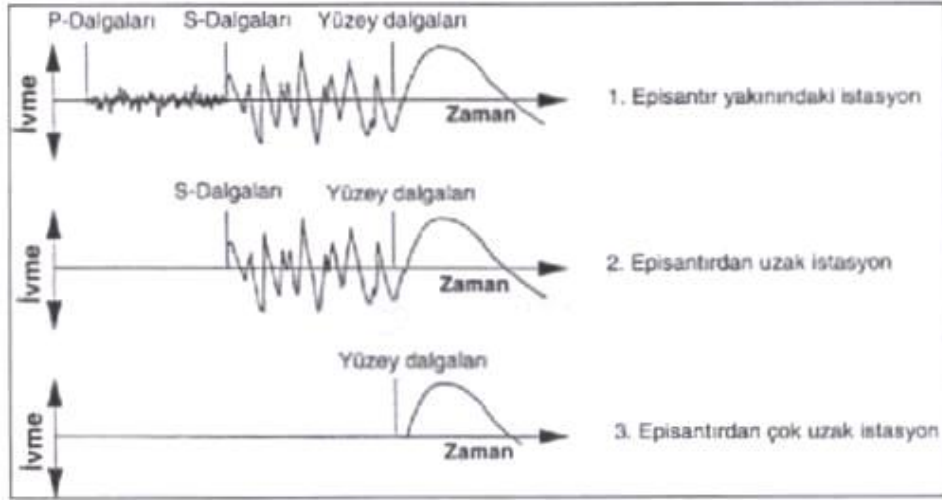
^(*) Sıvılaştan zeminde (tekrarlı yüklemeler altında zeminin kayma gerilmesini büyük ölçüde kaybetmesi olgusu) yıkıcı özellik taşıyan S dalgaları yayılamayacağından dolayı, bu tür zeminlerin üzerine inşa edilen binaların maruz kalacağı “yapısal hasar” çok alt düzeydedir. Örneğin; 17 Ağustos 1999 Doğu Marmara depreminde ($M_w=7.4$) Adapazarı’ nda sıvılaştan zemin üzerinde bulunan binalarda herhangi bir ciddi yapısal hasar gözlenmemiştir. Sadece binalarda zemin taşıma kapasitesinin kaybından kaynaklanan “oturma” ve “yana yatma” gibi deformasyonlar gözlenmiştir. Daha açık deyişle; sıvılaştan zemin fiziksel anlamda tahripkar dalgaları sönmeyen bir ortam olarak çalışmıştır.



Şekil 4.1 Deprem dalgalarının oluşturduğu deformasyonlar, (Bolt, 2004).

Deprem dalgalarının (ivme-zaman) kayıt sisteminde geliş süre ve genlikleri bazındaki görünümleri Şekil 4.2’ de (Filtrault, 1998) şematik olarak gösterilmiştir. Şekil yakından incelendiğinde şu hususlar göze çarpmaktadır:

- Episanıra yakın bölgede alınan kayıta ilkin P, sonra S dalgaları ve daha sonra yüzey dalgaları sıralanmaktadır. S dalgalarının frekansları daha düşük buna karşın genlikler P dalgalarına kıyasla daha büyüktür. Bu yüzden ki S dalgaları daha tahripkardır. Ayrıca, etkime süreleri daha uzundur.
- Episanırdan uzak bir istasyonda alınan kayıta ise P dalgaları sönümlendiğinden ötürü gözlenmemektedir. Özellikle S dalgalarının varlığı nedeniyle depremin “tahripkar” özelliği halen devam etmektedir. (Cisim dalgalarının genlikleri odaktan itibaren artan R odak uzaklığı ile azalmaktadır.)
- Episanırdan çok uzakta bulunan bir istasyona sadece yüzey dalgaları ulaşabilmektedir.



Şekil 4.2 Deprem merkez üssünden (episantr) farklı uzaklıklarda bulunan istasyonlarda alınan kayıtların özellikleri, (Filtrault, 1998).

Sismik dalgalarla ilintili temel matematiksel bağıntılar topluca Tablo 4.2' de (Lillie, 1999) verilmiştir.

Tablo 4.2 Deprem dalgalarına ilişkin ifadeler, (Lillie, 1999).

• P Birincil –basınç- dalgasının hızı	$V_P = \sqrt{\frac{k + \frac{4}{3}\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$
	$V_P = \sqrt{\frac{(1-\nu).E}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}}$
• S İkincil –kayma- dalgasının hızı	$V_P = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)\rho}}$
• Lamé değişmezi	$\lambda = k - \frac{2\mu}{3} = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$
• Bulk modülü –Hacimsel modül-	$K = \frac{\text{Gerilme değişimi}}{\text{Hacimsel birim şekil değiştirme}} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta V/V}$
• Kayma modülü	$\mu = \frac{\text{Kayma gerilmesi}}{\text{Birim kayma şekil değiştirme}} = \frac{\tau}{\gamma}$
<p>Bazı kaynaklarda “μ” yerine “G” notasyonu kullanılmaktadır. Maksimum değeri çok küçük (birim kayma) şekil değiştirmede ($\gamma \approx 10^{-6} - 10^{-5}$):</p> <p>$\mu_{\text{mak}}[G_{\text{mak}}] = \rho \cdot V_S^2$ olarak ifade edilir.</p>	
• Pratik dönüşüm ifadeleri:	
	Yaygın formasyonlar için
• Rayleigh (yüzey) dalga hızı	
	$V_s \approx 0.6 V_p \quad V_r \approx 0.9 V_s \approx 0.5 V_p$
• Cisim dalgalarının yoğunlukla değişimleri:	
<p>Artan kaya / zemin kütlesi yoğunluğu ile cisim dalgalarının yayılma hızları da artar. Özellikle $2.5 < \lambda < 3.5 \text{ gr/cm}^3$ aralığında V_s hızının artım oranı V_p’ ye göre azdır.</p>	
<p>Açıklanmamış notasyonlar: ν = Poisson oranı E = Ortamın elastik modülü ρ = Ortamın yoğunluğu</p>	

Tünellerin sismik tasarımında, ortamın yay sabitesi (birim tünel uzunluğu için birim deformasyona karşı gelen kuvvet) maksimum kayma modülü ile “ G_{mak} ” belirlenmektedir. Kaya / Zemin kütlesinin maksimum kayma modülü, kayma dalgası hızı “ V_s ” cinsinden;

$$G_{\text{mak}} = \rho \cdot V_S^2 = \left(\frac{\gamma}{g}\right) V_S^2 \quad (4.1)$$

şeklinde hesaplanır (Hashash ve diğ., 2001) (γ = Kaya kütlelerinin birim hacim ağırlığı: Ayrılmış kaya için $\gamma = 2 \text{ t/m}^3 = 29 \text{ kN/m}^3$ kabul edilebilir, g = Yerçekimi ivmesi).

Kayma hızı ile standart penetrasyon darbe sayısı arasında geliştirilmiş regresyon ifadeleri uygulamalı geoteknik / kaya mekaniği disiplinlerinde zemin ve kaya kütlelerinin sınıflandırılmasında yaygın şekilde kullanılmaktadır. Özellikle zemin türünün belirlenmesi spektral ivme – zarf eğrisinin oluşturulması açısından önemlidir. Yeryüzünden itibaren 30 m derinlikte alınan bir zemin / kaya katmanından aşağı veya karşı kuyu sismik deney düzeniyle ölçülen kayma dalga hızlarının ortalama değeri “ V_{30} ” bulunur. Bu değer “ V_{30} ” esas alınarak “zemin türü” saptanır (Tablo 4.3) (Bozorgnia ve Campbell, 2004).

Tablo 4.3 Ölçülen kayma dalga hızına “ V_{30} ” göre zemin sınıflandırılması.

NEHRP Sınıfı ^(a)		Zemin Profili	V_{30} , m/sn		
Kod	CGS		Kod	Cgs ^(b)	Nominal Değer ^(c)
A	A	Sert Kaya	≥ 1500	≥ 1695	1890
-	AB	A-B Sınırı	-	1315-1695	1500
B	B	Kaya	760-1500	945-1315	1130
-	BC	B-C Sınırı	-	660-945	760
C	C	Çok yoğun zemin ve yumuşak kaya	360-760	460-660	560
-	CD	C-D Sınırı	-	315-460	360
D	D	Sıkı Zemin	180-360	225-315	270
-	DE	D-E Sınırı	-	165-225	180
E	E	Yumuşak zemin	< 180	< 165	150

a) Ulusal deprem Tehlikesi Azaltma Programında (NEHRP) esas alınan zemin sınıflandırma sistemi. Kod, 1997 Uniform Bina Kodu (UBS) ve 2000 Uluslar arası Bina Kodu' na (IBC) karşı gelmektedir. CGS ise Kaliforniya Jeoloji Araştırma Kurumu' nu ifade etmektedir.

b) V_{30} bilindiğinde, Bozorgnia ve Campbell, 2004 tarafından CGS NEHRP sınıflandırma sistemi için önerilen yaklaşık kayma dalga hız aralıklarıdır.

c) Herhangi bir bilgi mevcut olmaması durumunda alınabilecek en iyi V_{30} değeri.

Ülkemizde kayma dalga hızı V_{30} bazında yapılan zemin sınıflandırması (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007) Tablo 4.4' te sunulmuştur.

Tablo 4.4 Zemin grupları ve mühendislik özellikleri, (Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, 2007).

Zemin Grubu	Zemin Grubu Tanımı	Standart Penetrasyon (N/30)	Relatif Sıklık (%)	Serbest Basınç Dayanımı (Kpa)	Kayma Dalgası Hızı (m/sn)
A	1. Masif volkanik kayalar ve ayrışmamış sağlam metamorfik kayalar, sert çimentolu tortul kayalar.	-	-	> 1000	> 1000
	2. Çok sıkı kum, çakıl	> 50	85 – 100	-	> 700
	3. Çok katı kil siltli kil	> 32	-	> 400	> 700
B	1. Tüf ve aglomera gibi gevşek volkanik kayalar, süreksizlik düzlemleri bulunan ayrışmış çimentolu tortul kayalar.	-	-	500 - 1000	700 – 1000
	2. Sıkı kum, çakıl	30 – 50	65 – 85	-	400 – 700
	3. Çok katı kil ve siltli kil	16 – 32	-	200 – 400	300 – 700
C	1. Yumuşak süreksizlik düzlemleri bulunan çok ayrışmış meta-morfik kayalar ve çimentolu tortul kayalar.	-	-	< 500	400 – 700
	2. Orta sıkı kum, çakıl	10 – 30	35 – 65	-	200 – 400
	3. Katı kil ve siltli kil	8 – 16	-	100 – 200	200 – 300
D	1. Yer altı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak, kalın alüvyon tabakaları.	-	-	-	< 200
	2. Gevşek kum	< 10	< 35	-	< 200
	3. Yumuşak kil, siltli kil	< 8	-	< 100	< 200

Zemin Sınıfı	Zemin Grubu ve En Üst Zemin Tabakası Kalınlığı (h_1)
Z1	(A) Grubu Zeminler ve $h_1 \leq 15m$ Olan (B) Grubu Zeminler
Z2	$h_1 > 15m$ Olan (B) Grubu Zeminler $h_1 \leq 15m$ Olan (C) Grubu Zeminler
Z3	$15m < h_1 \leq 15m$ Olan (C) Grubu Zeminler $h_1 \leq 10m$ Olan (D) Grubu Zeminler
Z4	$h_1 > 50m$ Olan (C) Grubu Zeminler $h_1 > 10m$ Olan (D) Grubu Zeminler

Zemin Sınıfları Karakteristik Periyotlar	T_A (sn)	T_B (sn)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Anılan zeminlerde sıvılaşma olgusuna yol açacak kritik-eşik-ivme değeri “ $\frac{a_k}{g}$,” zeminin kayma dalga hızı “ V_s ” cinsinden;

$$\frac{a_k}{g} = \frac{\left(\frac{G_t}{G_{\text{mak}}}\right)\gamma_t \cdot V_s^2}{g \cdot Z \cdot r_d \cdot r_b} \quad (4.2)$$

bağıntısından elde edilebilir (Dobry ve diğ., 1976’ den alıntılan Tezcan ve Özdemir, 2004).

Burada:

G_t = İri daneli zeminin kayma deformasyonuna başladığı ($\gamma_t=10^{-4}$) durumuna karşı gelen kayma modülü.

G_{mak} = Birim kayma deformasyonu sıfır durumuna karşı gelen maksimum kayma modülü. Bu mekanik büyüklük $G_{\text{mak}} = \rho \cdot V_s^2$ ifadesinden hesaplanabilir. (ρ = Birim hacim ağırlık / yerçekimi ivmesi).

γ_t = İri daneli zeminin kaymaya başladığı kritik birim kayma deformasyon değeri. Genellikle $\gamma_t \approx 10^{-4}$ değeri kabul edilir. Bu değere karşı gelen $G_t / G_{\text{mak}} \approx 0.8$ olmaktadır.

V_s = sıvılaşma riski incelenen zemin derinliğinde ölçülen veya kestirilen kayma dalga hızı, m/sn.

g = Yerçekimi ivme değeri.

Z = Sıvılaşma riskinin incelendiği zeminin derinliği (yüzeyden itibaren).

r_d = İvme azalım faktörü: Ön analizlerde ($r_d = 1 - 0.015 Z$) ampirik bağıntısı kullanılabilir.

r_b = Deprem büyüklüğüne ilişkin faktör $r_b = 0.1 (M - 1)$. Burada “ M ” deprem büyüklüğünü göstermektedir.

Tablo 4.5 SPT deneyi ile kayma dalgası hızının (V) tahmin edilmesi, (Yapı Merkezi, 2001).

No	Araştırmacı	Regresyon İfadesi	Açıklamalar
(1)	Imai (1977)	$V_s = a.N^b$	a = 102 b = 0.29 (Holosen kil) a = 81 b = 0.33 (Holosen kum) a = 114 b = 0.29 (Pleistosen kil) a = 97 b = 0.32 (Pleistosen kum)
(2)	Ohta, Goto (1978)	$V_s = 69.N^{0.173}.h^{0.195}.E.F$	F = 1.085 (kum), F = 0.189 (çakıl) F = 1.000 (kil) E = 1 (Holosen), E = 0 (Pleistosen)
(3)	Okamoto (1989)	$V_s = 125.N^{0.3}$	Pleistosen kumlar için verilmiştir.
(4)	İyisan (1996)	$V_s = 54.N^{0.332}.(\sigma'_z)^{0.221}$	$(\sigma'_v) \rightarrow (t/m^2)$ Kum zemin (r=0.64) (%15-40 ince taneli malzeme, %8-20 çakıl içermektedir, siltli kum)
(5)		$V_s = 47.3.N^{0.324}.(\sigma'_z)^{0.270}$	$(\sigma'_v) \rightarrow (t/m^2)$ Kil zemin (r=0.90) (Düşük plastisiteli kil, CL sınıfı)
(6)		$V_s = 61.N^{0.267}.(\sigma'_z)^{0.283}$	$(\sigma'_v) \rightarrow (t/m^2)$ Zemin ayırımı yoktur. (r=0.83)
(7)	Japon İnş. Müh. Odası (1977)	$V_s = 80.6.N^{0.331}$	Holosen alüvyon (çökel) zeminler için çıkartılmıştır.
(8)	Rollins (1998)	$V_s = 53.(N_{60})^{0.19}.(\sigma'_z)^{0.18}$	$(\sigma'_v) \rightarrow (kPa)$ Holosen çakıl zemin \pm % 25' lik standart sapma vardır.
(9)	www.nycem.org (2000)	$V_s = (200 + 3N)h^{0.3}$	New York Manhattan bölgesinin Holosen zemini içindir. (kum, kil, dolgu, silt karışımı) $V_s \rightarrow (ft/sn)$, $h \rightarrow ft$
(10)	NISTIR (1999)	$V_{s1} = b_1[(N_1)_{60}]^{b_2}$	$b_1=93.2 \pm 6.5$ Holosen kumlar $b_2=0.231 \pm 0.022$ için verilmiştir, ince malzeme $FC-75\mu < \%10$ –ağırlıkça-

$V_s = V =$ Kayma dalgası hızı, (m/sn).

$V_{s1} =$ Düzeltilmiş N değerine göre bulunan kayma dalgası hızı, (m/sn).

N = Ölçülen standart penetrasyon darbe sayısı.

$N_1 =$ Efektif basınç düzeltmesi yapılmış standart penetrasyon darbe sayısı.

$N_{60} =$ Enerji düzeltmesi yapılmış standart penetrasyon darbe sayısı.

$(N_1)_{60} =$ Düzeltilmiş–normalize edilmiş standart penetrasyon değeri.

$\sigma'_z =$ Efektif düşey basınç. $\sigma'_v = \sigma_v.u = \gamma_s.h - \gamma_{su}.h_{su}$

$\sigma_z =$ Toplam düşey basınç. (Holosen yaşlı zeminler için $\sigma_v = \gamma_s.h \approx 1.85h$ t/m² alınabilir.

u = Boşluk basıncı.

$\gamma_s =$ Doygun zemin birim hacim ağırlığı (t/m³).

$\gamma_{su} =$ Suyun birim hacim ağırlığı (t/m³).

h = İncelenen derinlik (m).

$h_{su} =$ Yer altı su seviyesi (m).

r = Korelasyon katsayısı.

Not: Tüm V_s bağıntıları “yer altı su seviyesi altındaki” zemin tabakaları esas alınarak belirlenmiştir.

Kaynak: Özaydın (1996), NISTIR (1999), İyisan (1996)

Örneğin $M_w = 7.5$ deprem büyüklüğü için sıvılaşma riskine karşı gelen kritik ivme değeri “ a_k ”

$$\frac{a_k}{g} = 12.5 * 10^{-6} \frac{V_s^2}{Z(1-0.015Z)} \quad (4.3)$$

şeklinde basitleştirilebilir (Tezcan ve Özdemir, 2004).

Eğer maksimum yatay yer ivme (yüzeyde) “ a_{mak} ” değeri, kritik ivme değerinden küçük ise; incelenen derinlik için sıvılaşma riski yoktur. $a_{mak} \geq a_k$ durumunda, incelenen derinlikte sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı $G \leq 1$ olmaktadır ve “sıvılaşma riski” söz konusudur.

Tablo 4.5’ te verilen $V_s = f(N)$ ampirik bağıntılarından (iri daneli zeminler için) yararlanarak yukarıdaki ifade, kritik standart penetrasyon darbe sayısı “ N_k ” cinsinden de yazılabilir.

4.1. ATIK SU TÜNEL YAPISININ BULUNDUĞU ÇEVRENİN SİSMİK TANIMI

Yer altı yapısı tasarımı yapan bir mühendisin yapının bulunduğu çevrenin sismik tanımına ihtiyacı vardır. Çevrenin sismik tanımı bölgenin deprem üretme özelliklerinin ve yer hareketlerinin incelenmesi demektir. Sismologlar depremleri oluşum nedenlerine göre dört tipe ayırır (St. John ve Zahrah, 1987). Bunlar sırasıyla tektonik, volkanik, göçme veya patlama depremleridir. Çeşitli jeolojik kuvvetler sonucu oluşan kırılmalar, tektonik depremleri meydana getirir. Tektonik depremler esnasında faylarda farklı yer değiştirmeler meydana gelir. Volkanik depremler ise adında da anlaşılacağı üzere volkanik patlamalar neticesinde ortaya çıkar. Göçme depremleri ise toprak kayması, yer altı boşluklarının veya madenlerin çökmesi sonucunda meydana gelir. Patlama depremlerinin doğal ve doğal olmayan iki farklı kaynağı vardır. Zeminde patlama boyutunda enerji boşalmasına kaya patlaması “Rockbursts” denir (St. John ve Zahrah, 1987). Kaya patlamaları, patlama depremlerinin en önemli doğal nedenidir. Doğal

olmayan sebeplerle oluşan patlama depremleri kimyasal veya nükleer tesislerdeki patlamalar neticesinde meydana gelebilir.

4.1.1. Sismik Tasarım için Gerekli Deprem Parametreleri

Sismik kriterlerin oluşturulması için muhtemel depremin büyüklüğü, yer hareketinin şiddeti ve sarsıntının süresi gibi verilere ihtiyaç vardır. Bir depremin büyüklüğü için farklı ölçekler kullanılmaktadır. Bunlardan M_L ; yerel büyüklüğü, M_S ; yüzey dalga büyüklüğünü, M_B ; cisim dalga büyüklüğünü, M_W ; moment büyüklüğünü, ifade eder. Fiziksel olarak depremin büyüklüğü açığa çıkan enerji, fayın kırılma boyu, etki alanı ve maksimum yer değiştirme ile ilgilidir. Depremin şiddetini ifade etmek için ise yine farklı parametreler vardır bunlardan en çok kullanılanı “maksimum zemin ivmesi” dir. Maksimum zemin ivmesi hasar potansiyelini göstermek için iyi bir ölçü değildir. Çünkü çoğunlukla kalıcı şekil değiştirmelerin ve hasarların sebebi yüksek enerji içerikli tekrarlı sarsıntılardır (St. John ve Zahrah, 1987). Bu yüzden yapının sismik tasarımı için depremin maksimum zemin ivme değerinden daha küçük fakat muhtemel hasar potansiyelini göstermede daha etkili bir terim olan “Etkin zemin ivmesi” kullanılmaktadır. Yer hareketinin frekans içeriği davranış spektrumu ile tanımlanır. Yer altı yapıları yer üstü yapılarından farklı olarak deprem esnasında bağımsız titreşim yapmak yerine zemin kütlesiyle birlikte hareket ederler. Dolayısıyla davranış spektrumu yer altı yapılarının sismik tasarımı için önemli bir parametre değildir. Yer altı yapılarında deprem hasarlarının büyüklüğünü belirleyen en önemli parametrelerden birisi ise yer hareketinin süresidir. Yer sarsıntısının süresini ve yer altı yapılarının tahmin edilen bir süre boyunca tekrarlı yükler altındaki performansını belirleyen ampirik formüller vardır. Bunlardan biri olan Watabe formülü deprem sürelerini genliğe bağlı tanımlayan ampirik bir formüldür. Yer altı yapısının depreme dayanıklı tasarımında, bulunduğu çevrenin sismik özelliklerinin bilinmesi gerekir. Çevrenin sismik tanımında gerekli bilgiler için öncelikle ilgili bölgelerin sismolojik ve jeolojik özelliklerinin yer aldığı haritalara ihtiyaç vardır. Yapının bulunduğu bölge için ilgili haritaların eksikliği durumunda, tasarım için gerekli parametrelerin elde edilmesi amacıyla gerekli arazi çalışmalarının yapılması şarttır.

5. KUVVETLİ YER HAREKETLERİ VE AZALIM İFADELERİNE TOPLU BAKIŞ

Deprem mühendisliğinde bir kuvvetli yer hareketinin tanımlanmasında kimi zaman “maksimum genlik” değeri kullanılırken bazı durumlarda, daha açık bir deyişle; tek bir özellik yetersiz kaldığı durumlarda hareketin “frekans içeriği” ve “süresi” de kullanılmaktadır. Deprem kökenli yer hareketlerinin karmaşıklığından ötürü sadece “maksimum genlik” ile hareketin tüm özelliklerini doğruya yakın şekilde açıklamak imkansızdır. Bu nedenle son dönemlerde hareketin “frekans içeriği” ve “süresi” gibi temel özellikleri de hasar değerlendirmelerinde yaygın şekilde kullanılmaya başlanmıştır.

5.1. MAKSİMUM YER İVMESİ

Kuvvetli yer hareketinin genliğinin belirlenmesinde kullanılan en yaygın ölçüt atalet kuvvetleri ile olan doğal ilişkilerinden ötürü “maksimum yer ivmeleri”dir. Bir akselerogramdan (ivmeölçer) kaydedilen hareketin iki bileşeni vardır: Yatay ivme EW (Doğu-Batı); NS (Kuzey-Güney) bileşenleri ve düşey ivme bileşeni Maksimum yatay yer ivmesi ya her iki yöndeki bileşene ait maksimum değerlerinin geometrik ortalaması veya yönden bağımsız olarak bunların arasında en büyük olanı alınır.

Genellikle deprem sırasındaki düşey ivmelerin neden olduğu düşey sismik kuvvetlere karşı yapının güvenlik payı yatay kuvvetlere kıyasla daha yüksektir. Bu yüzdendir ki; yatay yer ivmelerinin genlikleri tasarımda dikkate alınmaktadır. Ancak, son yıkıcı depremlerde alınan kuvvetli yer hareketlerinde özellikle yırtılan faya çok yakın bölgedeki düşey ivme değerleri yatay yer ivmelerinden daha büyük olarak kaydedilmiştir. Son yıllara kadar göz ardı edilen “düşey ivme değerleri”nin daha ayrıntılı değerlendirilmesi, gerek sismoloji gerekse deprem mühendisliği literatüründe yapılmaya başlanılmıştır. Örneğin; çeşitli fay türleri, deprem büyüklükleri ve zemin

türleri için (düşey ivme/yatay ivme) oranına ait spektrum eğriler (periyot değişimleri) ve tasarım için spektrum zarfları ilk defa literatürde 2004 yılında Bozorgnia ve Campbell tarafından önerilmiştir. Bu çalışmada, dünya ölçeğinde olmak üzere 36 depreme ait 439 adet düşey yer hareketi kullanılmıştır. Anılan çalışmada sağlam – çok sağlam zeminde $M_w = 7.0$ ve faya dik uzaklık $D_f = 10$ km için (düşey/yatay) ivme oranına ait spektral eğriye göre yaklaşık 0.07 sn periyodunda maksimum değerine (1.8) ulaşmaktadır. 2 sn periyodunda ise, aynı oran azalarak kabaca 0.5 olmaktadır. Kısacası, yıkıcı depremlerde faya yakın bölgelerde yer alan küçük periyotlu yapılar için düşey yer ivmesi önem kazanmaktadır. Kalkan ve Gülkan, (2004) tarafından geliştirilmiş düşey ivme ve (düşey ivme/yatay ivme) oranı spektrum ifadeleri bu konuda dikkati çeken diğer önemli bir çalışmadır. Anılan kaynakta 47 depreme (1976-2002) ait 100 adet kuvvetli yer hareket kaydı kullanılmıştır. 595 adet kuvvetli yer hareketini ve $M_w \geq 5$ büyüklüğünde depremleri-Avrupa ve Orta Doğu ülkelerini kapsayan- içeren güncel bir çalışmada da (Ambraseys ve diğ., 2005) düşey yer ivme azalım ve spektrum eğrileri konu edilmiştir.

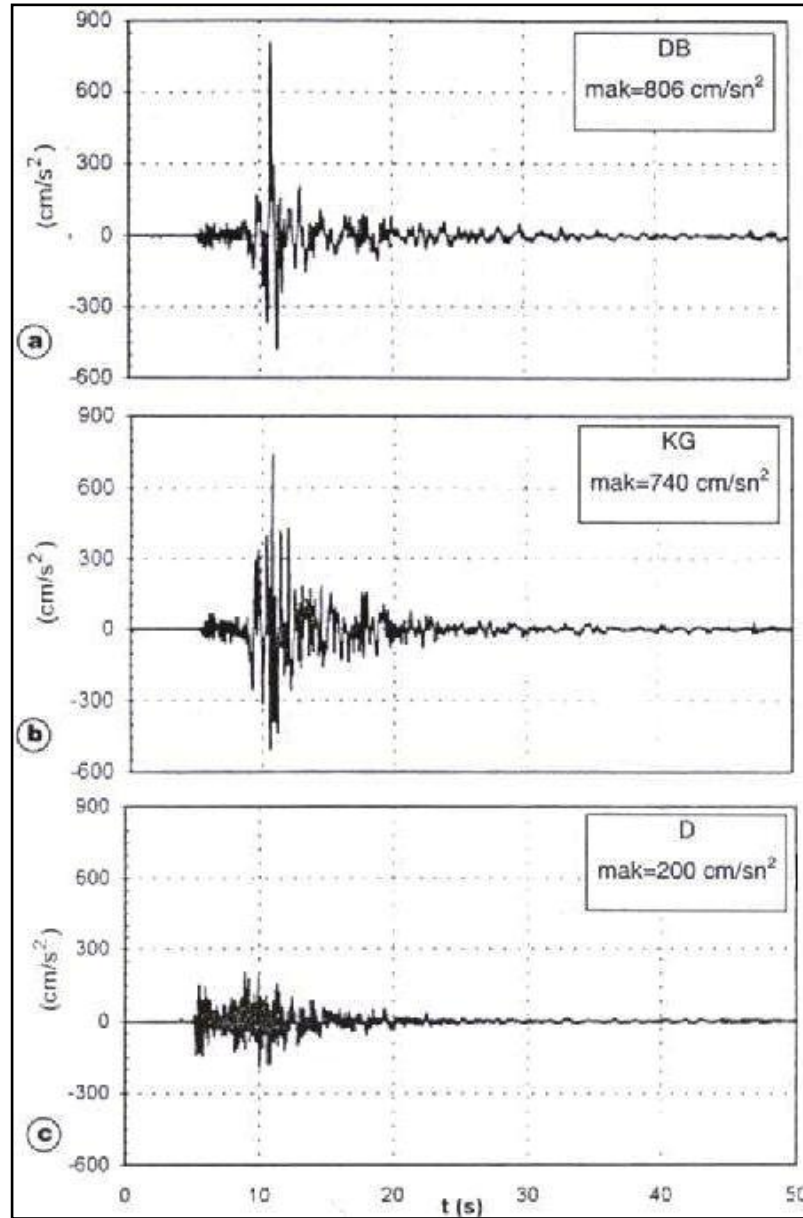
Şekil 5.1’ de 12 Kasım 1999 Düzce depreminde ($M_w = 7.2$) Bolu’ daki istasyondan alınan yatay ve düşey ivme kayıtları görülmektedir. Ölçülen yatay ivmeler (DB $a_{\text{mak}} = 806$ cm/sn² ve KG $a_{\text{mak}} = 740$ cm/sn²) ülkemizde şimdiye kadar ölçülen en yüksek ivme değerleri olmaktadır. Söz konusu istasyona ait ivmelerin çeşitli şekillerde değerlendirilmesi sonucunda;

- Yatay ivmenin en büyük bileşeni $a_{\text{mak}} = 806$ cm/sn²
- Yatay ivme bileşenlerinin aritmetik ortalaması $a_{\text{mak}} = 773$ cm/sn²
- Yatay ivme bileşenlerinin geometrik ortalaması $a_{\text{mak}} = \sqrt{806 \times 740} = 772$ cm/sn²
- Düşey / Yatay ivme oranı (geometrik ortalama) $\frac{200}{772} \approx 0.26$

elde edilmektedir.

Faya dik yöndeki ivme bileşeninin “Kuzey-Güney”, paralel yapıdaki ivme bileşeninin ise “Doğu-Batı” olduğu göz önünde tutulursa bileşenler arasındaki oran (740 cm/sn² / 806 cm/sn²) ≈ 0.92 hesaplanmaktadır. Düzce fayının Doğu-Batı yönünde kırıldığı dikkate alınırsa yırtılma yönündeki ivme bileşeni normal (dik) bileşeninden daha büyük olmaktadır. Aynı olgu Düzce istasyonunda da gözlemlenmiştir. Bu değerlendirmeler Düzce depreminde fayın yırtılma yönünün yatay ivme bileşenleri üzerinde etkili

olduğunu işaret etmektedir. Konuya ilişkin daha ayrıntılı açıklamalar Bozorgnia ve Campbell, (2004) kaynağından temin edilebilir.



Şekil 5.1 1999 Düzce depreminin ($M_w = 7.2$) a) Doğu-Batı (DB), b) Kuzey-Güney (KG) ve c) Düşey bileşenin ivme kayıtları (İstasyon yırtılan Düzce fayına yaklaşık 20 km dik uzaklıktadır. Zeminin kayma dalga hızı $V = 290 \text{ m/sn}^2$ dir).

5.2. İVME AZALIM İFADESİ

Maksimum yatay ve düşey ivme değerlerinin deprem büyüklüğü, yırtılan faydan uzaklık ve dalgaların geçtiği zemin türüne bağlı olarak değişimlerinin ifade edilmesi deprem mühendisliği literatürünün en önemli çalışma konularından birini oluşturur. Çok kapsamlı olan bu konunun bütün yönlerinin sınırlı bir bölüm içerisinde anlatılması

güçtür. Azalım ifadelerine örnek olarak 686 ivme kaydına (28 adet Japonya depremi, 15 adet ABD ve diğer ülke depremleri) dayandırılan iki adımlı regresyon analizi ile elde edilmiş Fukushima–Tanaka, (1990) bağıntısı verilmiştir (Alıntıl原因 Fukushima ve diğ., 2000).

$$\log a_{\text{mak}} = 0.42M_w - \log (D_f + 0.025 \cdot 10^{0.42M_w}) - 0.0033D_f + 1.22 \quad (5.1)$$

burada;

a_{mak} = Maksimum yatay yer ivme değeri, cm/sn^2

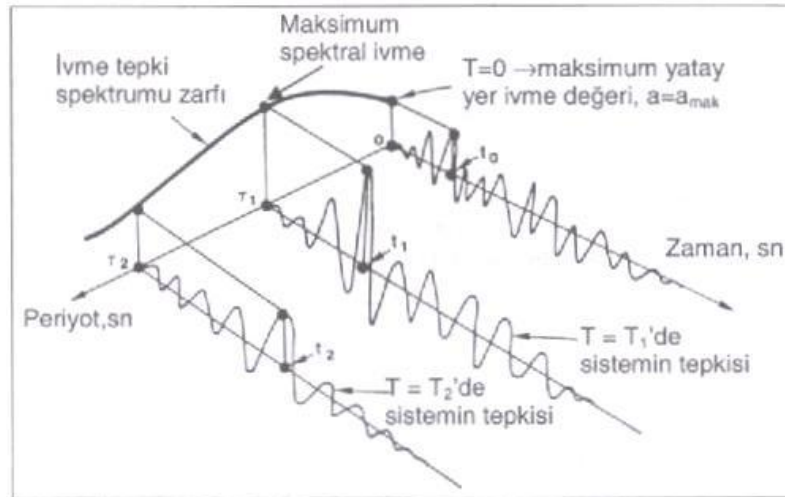
M_w = Deprem moment büyüklüğü

D_f = Faya dik uzaklık, km

Dikkat edileceği üzere modelde yırtılan fayın türü (doğrultu, normal, ters fay vb.) ve zemin koşulları (kaya, sıkı kil, kum vb.) göz önünde tutulmamıştır.

5.3. SPEKTRAL İVME

Bir mühendislik yapısının-tek serbestlik dereceli sistem- inşa ettiği zemin/kaya kütlelerinden geçen sismik dalgaların farklı periyotlardaki maksimum genliklerinin tanımlandığı, daha açık bir deyişle $a_{\text{mak}} = f$ (periyot, zemin türü, enerji sönümleme oranı) şeklinde ifade edilen verilen zarfa “teпки spektrumu” denir. (Şekil 5.2 US Army TM 5-810-10-1, 1986’ dan alıntıl原因 Krinitzsky, Gould ve Edinger, 1993)

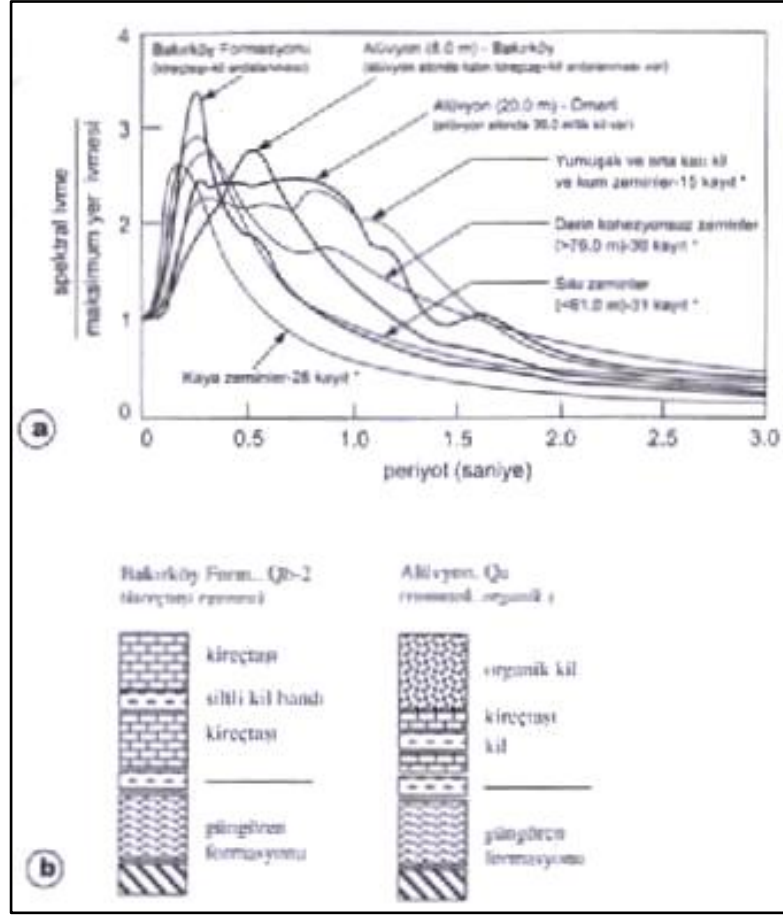


Şekil 5.2 Bir dereceli sistemde ivme tepki spektrum zarfı.

Şekil yakından incelendiğinde şu pratik çıkarımlar söz konusudur:

- Sonsuz rijit bir yapıda (hakim periyodun $T=0$ olması durumu) spektral ivme değeri maksimum yatay yer ivmesine eşittir. Diğer bir deyişle $T=0$ anında sistemin kütle merkezine yatay yönde etkiyen eylemsizlik kuvveti $F = a_{\text{mak}} \cdot \frac{W}{g}$ olmaktadır. (Burada a_{mak} = Maksimum yatay yer ivmesi, W = Sistemin statik ağırlığı, g = Yerçekimi ivmesi)
- Belirli bir zemin türü ve enerji sönümlenme oranında öyle bir periyot ($T=T_1$) vardır ki, sisteme etki eden spektral ivme değeri maksimum olur. İvme değeri büyür ($a_{\text{mak}T=T_1} = a_{\text{mak}T=0}$) ve sisteme etki eden yatay eylemsizlik kuvveti de $F_{T=T_1} \rightarrow$ maksimum değere “ F_{mak} ” ulaşır. $T > T_{\text{mak}} = T_1$ durumunda ise ivme değeri belirgin şekilde azalmaktadır.

Deprem mühendisliğinde hesaplanan spektrumların nominalize edilmesiyle (spektral ivme değerlerinin maksimum yatay yer ivme değerine bölünme işlemi) “yerel zemin koşullarının” tepki spektrum eğrisine etkileri daha açık ve net şekilde görülebilir. Seed ve diğ., (1974) çalışması (Şekil 5.3), değişik yerel zemin koşullarının ortalama spektrum eğrileri üzerindeki etkilerini göstermesi açısından fevkalade önemlidir.



Şekil 5.3 a) Seed ve diğ., 1974 tarafından değişik yerel jeolojik/zemin koşulları için verilen ortalama normalize edilmiş zemin spektrum değerleri ve Çinicioğlu, Öztoprak ve Keleşoğlu, 2003a tarafından İstanbul, Bakırköy ve Ömerli formasyonları için belirlenen zemin spektrumları. b) Bakırköy' e ait spektrumlarda dikkate alınan genel jeolojik profiller. (Çinicioğlu, Öztoprak ve Keleşoğlu, 2003).

Şekil 5.3' ten elde edilen sonuçlar şöyle özetlenebilir:

- Zemin türü spektral ivme büyüklüğünü önemli ölçüde etkilemektedir. Etkime derecesi özellikle zeminin/yapının doğal hakim periyodu tarafından denetlenmektedir.
- Sıkı zeminler (kalınlığı 60 m) için küçük periyotlu yapılarda ($T \approx 0.25 \sim 0.3$ sn) maksimum spektral ivmenin büyüklüğü yaklaşık ($3 \times$ maksimum yatay yer ivmesi) olmaktadır. Kaya zeminde ise hemen hemen aynı periyotta ($\sim 2.6 \times$ maksimum yatay yer ivmesi) şiddetinde oluşmaktadır. $T > 0.25 \sim 0.3$ sn durumda ise spektral ivme azalmaktadır. Bu olgu, yapının maruz kalacağı eylemsizlik kuvvetinin azalması demektir. Buna karşın yumuşak-orta katı kil ve kum zeminlerde spektral ivme maksimum değerini (yaklaşık $2.2 \times$ maksimum yatay yer ivmesi) daha geniş bir periyot aralığı ($0.25 < T < 1.1$ sn) içinde sürdürmektedir. Bu değişim 20 m

kalınlığında alüvyon seviye içeren Ömerli formasyonunun normalize edilmiş spektral ivme değişimine hemen hemen benzemektedir.

- Büyük periyotlu yapılar (çok katlı binalar, köprüler, kuleler vb.) için kaya türü zeminler eylemsizlik kuvvetinin boyutu açısından en elverişli ortamı oluşturmaktadır. Buna karşın örneğin $T = 1 \text{ sn}$ ' de yumuşak – orta kil ve derin iri daneli zemin koşullarında yapının maruz kalacağı spektral ivme değerleri kaya zemindeki değerine kıyasla çok daha büyüktür. Daha açık bir deyişle anılan zemin ve periyot koşullarında yapısal hasar oluşumu olasılığı “ivme büyüme” olgusundan ötürü daha yüksektir.

1989 Loma Prieta depreminde temel kayada ölçülen 0.1g, yumuşak zemin koşullarında 0.32g değerine kadar büyümüştür. İvme büyütme oranı kabaca $0.32g / 0.1g \approx 3$ olmaktadır. Artan maksimum yatay yer ivme (kayada) değerlerinde zemin büyütme etkisini büyük ölçüde yitirmektedir. Bu sonuç proje mühendisliği açısından yorumlandığında, yırtılan faydan çok uzakta bulunan bir zemin katmanında inşa edilecek yapı/tünel/şevler “büyütmeden” ötürü önemli eylemsizlik kuvvetlerine maruz kalabilir. Bu koşulları içeren projelerin dinamik analizleri büyük özenle yapılmalıdır.

Güncel literatürde Ambraseys ve diğ., (2005) spektral ivme azalım ifadesi:

$$\log a = a_1 + a_2 M_w + (a_3 + a_4 M_w) \log \sqrt{D_f^2 + a_5^2} + a_6 Z_y + a_7 Z_s + a_8 F_N + a_9 F_b + a_{10} F_d \quad (5.2)$$

şeklinde verilmektedir. Analizde kullanılan veriler 135 deprem ve 338 adet farklı istasyondan elde edilmiştir.

Burada:

a = ($T=0$) periyodu için maksimum yatay yer ivme bileşenlerin (Doğu-Batı, Kuzey-Güney) en büyüğü; $T \neq 0$ periyodu için spektral ivme değerini gösterir, m/sn^2 .

M_w = Moment deprem büyüklüğü.

a_1, a_2, \dots, a_{10} = Çoklu regresyon bağıntısının katsayıları. T periyoduna bağlı olarak alındığı değerler söz konusu kaynakta toplu halde belirtilmiştir.

D_f = Faya dik uzaklık, km. $0.3 \text{ km} < D_f \leq 150 \text{ km}$

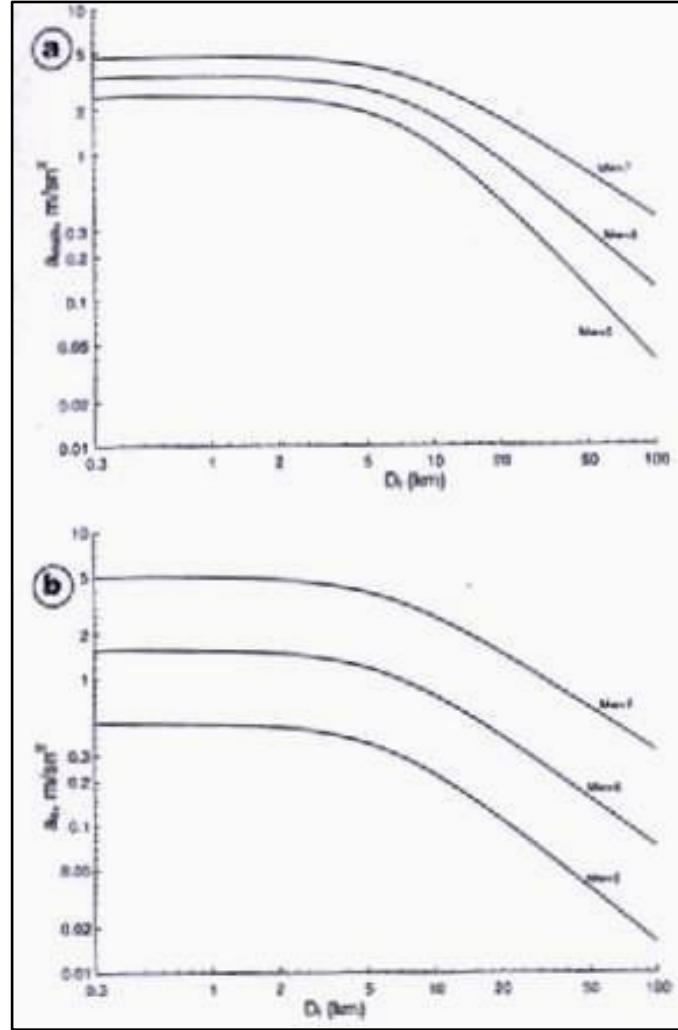
Z_y = Zemin faktörü, yumuşak zemin $180 \text{ m/sn} < V_{k-30} \leq 360 \text{ m/sn}$ için $Z_y=1$, diğer koşullar için 0 alınır.

Z_s = Sıkı zemin $360 \text{ m/sn} < V_{k-30} \leq 750 \text{ m/sn}$ için $Z_s=1$, diğer koşullar için 0 alınır. Kaya zeminde $V_{k-30} \leq 750 \text{ m/sn}$ olmaktadır.

V_{k-30} = Zemin/kaya kütlesi yüzeyinden itibaren 30 m derinlikte tanımlanan katmandaki ortalama kayma dalga hızı.

F_N = Normal fay mekanizması durumunda alınan faktör. Değeri $F_N=1$ alınır.

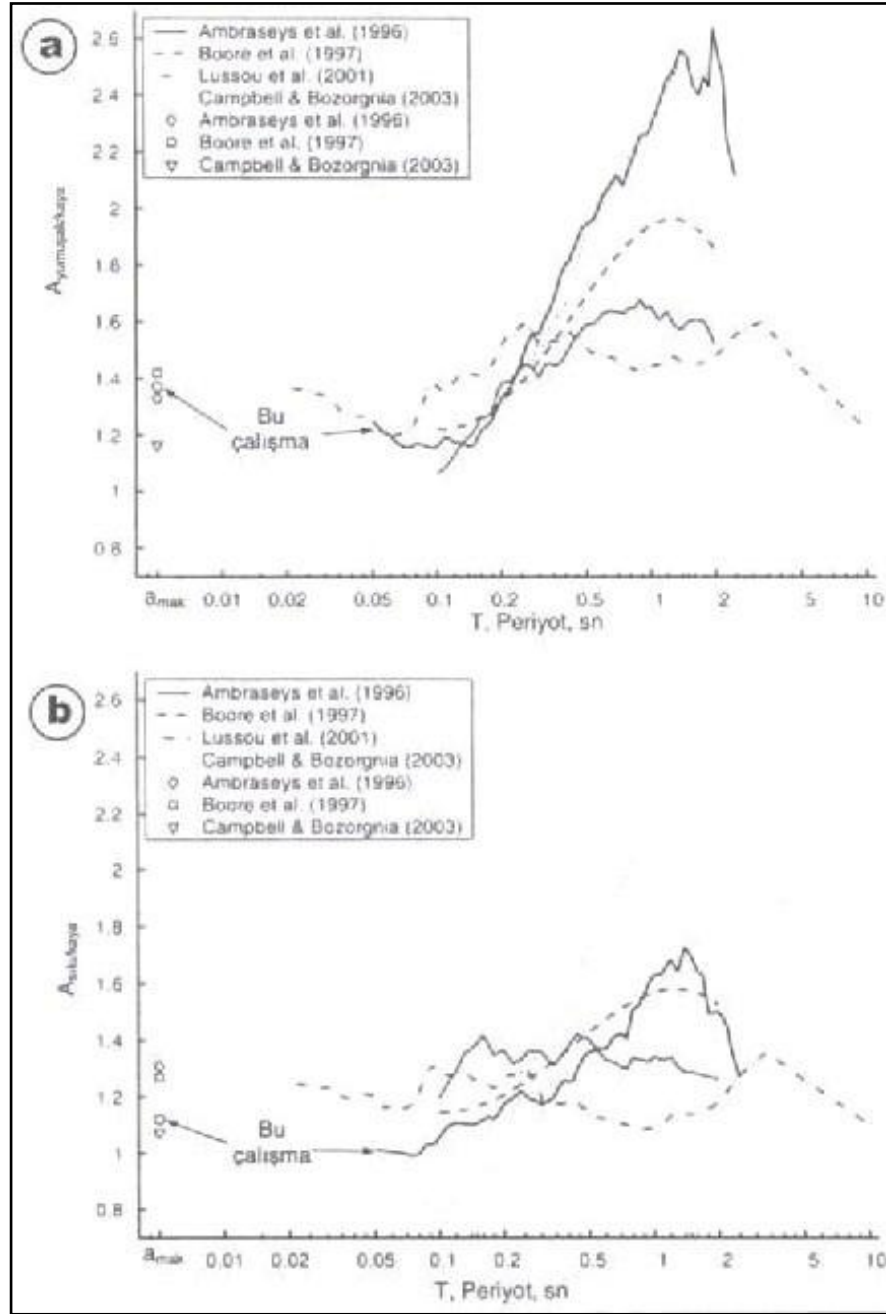
F_b = Bindirme fay mekanizması ile oluşan depremde fay faktörü olup, değeri $F_b= 1$ alınır.



Şekil 5.4 a) $T = 0$ için $a_{\text{mak}} = f(M_w, D_f)$ b) $T = 1 \text{ sn}$ için $a_s = f(M_w, D_f)$ değişimleri. a_{mak} = Maksimum yatay yer ivmesi, a_s = Spektral ivme, M_w = Deprem büyüklüğü, D_f = Faya dik uzaklık, T = İncelenen periyot, sn.

Şekil 5.4 a ve b' de sırasıyla; kaya zemin ($V_{k-30} > 750$ m/sn) için maksimum yatay yer ivmesinin “ a_{mak} ” ($T = 0$) deprem büyüklüğü cinsinden faya dik uzaklık ile değerleri ve $T = 1$ sn periyoduna ait spektral ivme değerinin “ a_s ” yine aynı deprem büyüklüklerine karşı gelen eğrileri görülmektedir (Ambraseys ve diğ., 2005). Her iki şekil de doğrudan doğruya faya aittir. Söz konusu değerler yakından incelendiğinde ön plana çıkan pratik sonuçlar şöyle özetlenebilir:

- Verilen fay ve zemin türü için gerek yatay yer ivmesi gerekse spektral ivme değeri $0.3 \text{ km} < D_f \leq 10 \text{ km}$ aralığında sadece deprem büyüklüğünün fonksiyonudur. Yaklaşık $D_f > 10 \text{ km}$ durumunda incelenen büyüklükler hem deprem büyüklüğünün hem de faya dik uzaklığın fonksiyonudur.
- $T = 1$ periyodunda kaya zeminde verilen deprem büyüklüğü ve faya dik uzaklık için spektral ivme maksimum yatay ivme değerine ($T = 0$) hemen hemen eşit veya daha küçüktür. İvme büyütme sayısı kabaca ≤ 1 olmaktadır. Unutulmamalıdır ki, sıkı veya yumuşak zeminde ciddi boyutta “ivme büyütme” söz konusudur.



Şekil 5.5 a) Yumuşak zeminde büyütme sayısı $A = f(T)$.
 b) Sıkı zeminde büyütme sayısı $A = f(T)$, (Ambraseys ve diğ., 2005).

Şekil 5.5 a ve b' de (Ambraseys ve diğ., 2005) temel kaya üzerinde yumuşak ve sık zemin katmanının varlığı durumunda oluşacak ivme büyütme değerinin “ A_i ” çeşitli araştırmacılar tarafından periyoda bağlı olarak verilen değişimleri yer almaktadır. Şekil 5.5 a' dan izlendiği gibi $0 < T \leq 0.6$ sn aralığında ivme büyütme sayısı 1.4' ten 1.2' ye azalmaktadır. Yaklaşık 0.2 sn' den (düşük katlı binalar) sonra artan periyotla “ T ” ivme büyütme sayısı “ A ” belirgin biçimde büyümektedir. Yaklaşık $T = 1$ sn' de (~ 10 katlı binalar) ise büyütme sayısı maksimum değerine ($A \approx 2.6$) ulaşmaktadır. Daha yalın

anlatımla, anılan durumda binayı etkileyen yatay eylemsizlik kuvveti de maksimum olacaktır. Eğer bina, etkiyecek yatay kuvveti karşılayacak şekilde tasarlanmamış ise depremden ötürü hasar görme olasılığı yüksektir.

Deprem analizinde dikkate alınacak spektrum tepki eğrisinin karakteristik ordinat, spektral ivme ve apsis değerleri (yapının doğal periyodu) yerel zemin koşullarına bağlı olarak Afet Yönetmeliğinde binalar için tanımlanmıştır. Aynı yönetmelikte tasarım depremi 50 yıllık süre (475 yıl geri dönüş periyodu) içinde aşılma olasılığı %10 olan yıkıcı bir deprem olarak belirlenmiştir ve Türkiye Deprem Bölgesi Haritası'nda "etkin yer ivmesi" değerlerine göre 4 ana bölgeye ayrılmıştır. Birinci bölgede "etkin yer ivmesi" ≥ 0.4 g olarak kabul edilmiştir. İkinci, üçüncü ve dördüncü deprem bölgelerinde ise etkin yer ivmesi sırasıyla şu aralıklarda değerler almaktadır: $0.3 \text{ g} \leq a_{\text{mak}} < 0.4 \text{ g}$; $0.2 \text{ g} \leq a_{\text{mak}} < 0.3 \text{ g}$; $0.1 \text{ g} \leq a_{\text{mak}} < 0.2 \text{ g}$. $g = \text{Yerçekimi ivme değeri} = 9.81 \text{ m/sn}^2$, %5 sönüm oranı için deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılan spektral ivme katsayısı = etkin yer ivme katsayısı*bina önem katsayısı*spektrum katsayısı şeklinde belirlenmiştir (Atımtay, 2000).

5.4. YER HIZI VE AZALIM İFADELERİ

Yer hareketinin genliğinin tanımlanmasında kullanılan bir diğer yararlı büyüklük "maksimum yatay yer hızı" dır. Hız, yer hareketinin yüksek frekans içeriğine daha az duyarlıdır. Bu nedenle orta frekanslardaki yer hareketinin genliğinin daha doğru bir şekilde belirlenmesinde hız, maksimum yatay ivme değerine kıyasla daha iyi sonuç verir. Diğer bir anlatımla, orta frekans aralığındaki yüklemelere karşı duyarlı yapı ve tesisler için potansiyel hasarı sağlıklı şekilde tanımlamada yer hızı daha elverişli bir büyüklük olmaktadır (Kramer, 1996, 2003).

Yer hızı da ivme gibi şu faktörlere bağlıdır:

- Deprem büyüklüğü
- Yırtılan fayın türü
- Faya uzaklık
- Sismik dalgaların yayıldığı jeolojik ortam

Bir örnek olarak yer hızının zemin türü ve faya dik uzaklık ile değişimini ifade eden Fukushima–Tanaka, (1990) azalım bağıntısı aşağıda verilmiştir (alıntılaman Fukushima ve diğ., 2000).

$$\text{PHV} = -0.22M_w^2 + 3.94M_w - \log(D_f + 0.01 * 10^{0.43M_w}) - 0.002D_f - 11.9 - 0.71 \log V_k, \text{ cm/sn} \quad (5.3)$$

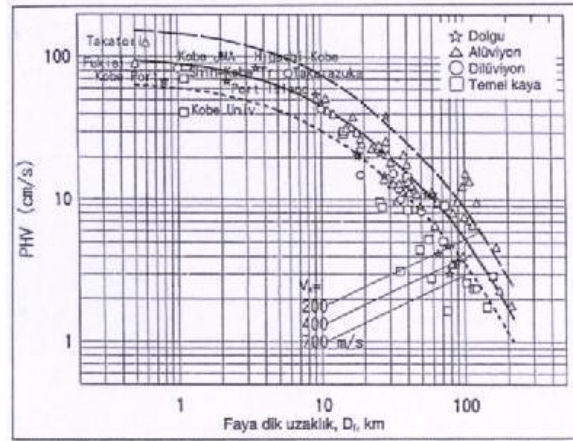
PHV = Maksimum yer hızı, cm/sn.

D_f = Faya dik uzaklık, km.

V_k = İncelenen bölge / yapının zeminindeki ortalama kayma hızı, m/sn.

Fukushima–Tanaka, (1990) azalım ifadesinin 1995 Kobe depreminde ($M_w = 6.9$) gözlemlenen maksimum yer hızı değerleriyle karşılaştırılması Şekil 5.6’ da (Fukushima ve diğ., 2000) görülmektedir. Azalım ifadesi ve şekil yakından incelendiğinde, şu pratik sonuçlar göze çarpmaktadır:

- Verilen zemin türü ve yırtılan faya dik uzaklık için yer hızı deprem büyüklüğü ile artmaktadır.
- Faya çok yakın (≤ 3 km) bölgede yer hızının değişimi hemen hemen sabit kalmaktadır. Kabaca 3 km’ den sonra yer hızı, artan dik uzaklıkla azalmaktadır.
- Değişmez faya dik uzaklıkta zeminin türü daha açık deyişle, ortalama kayma hızı yer hızını önemli ölçüde etkilemektedir. Şöyle ki, azalan kayma hızıyla yer hızı büyüklüğü artmaktadır. Özellikle sonradan kazanılmış zemin türü “dolgu” ve Holosen yaşlı alüvyonlarda yer hızı çok yüksek değerler almaktadır.



Şekil 5.6 Kobe depreminde ($M_w = 6.9$) yer hızının zemin türü ve faya dik uzaklıkla değişimleri, (V_k = zeminin ortalama kayma hızı, m/sn).

Tablo 5.1 Moment büyüklüğü ve çeşitli zemin koşullarına göre maksimum yatay yer ivme değerinden maksimum yer hızının tahmin edilmesi.

Moment Büyüklüğü (M_w)	Maksimum Hızın (cm/sn) Maksimum İvmeye (g) Oranı		
	Kaynak – Bölge uzaklığı, km		
	0 – 20	20 - 50	50 – 100
Kaya			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
Sert Zemin			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
Yumuşak Zemin			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

Tablo 5.2 Maksimum yatay yer ivme değerinden deprem büyüklüğü ve çeşitli zemin koşulları için maksimum yer değiştirmenin tahmin edilmesi.

Moment Büyüklüğü (M_w)	Maksimum Yer Değiştirmenin (cm) Maksimum İvmeye (g) Oranı		
	Kaynak – Bölge uzaklığı, km		
	0 – 20	20 - 50	50 – 100
Kaya			
6.5	18	23	30
7.5	43	56	69
8.5	81	99	119
Sert Zemin			
6.5	35	41	48
7.5	89	99	112
8.5	165	178	191
Yumuşak Zemin			
6.5	71	74	76
7.5	178	178	178
8.5	330	320	305

Her iki çizelge için geçerlidir: Kaya $V_k \geq 750$ m/sn, Sert Zemin $V_k \geq 200-750$ m/sn, Yumuşak Zemin $V_k =$ Kayma dalga hızı.

6. DEPREM HAREKETİ VE SONUÇLARI

Zemin, deprem enerjisini mekanik dalgalar vasıtasıyla iletir. Bu doğrultuda sismologlar çeşitli deprem dalgası tanımları yaparlar. Deprem sonucunda iki tip sismik dalga ortaya çıkar, 1. Cisim dalgaları, zeminin içerisinde yayılır, 2. Yüzey dalgaları, zemin yüzeyinde veya yüzeye çok yakın tabakalarda yayılır. Cisim dalgaları, basınç dalgası olarak bilinen P dalgaları ve kayma dalgası olarak bilinen S dalgalarıdır. S dalgaları yayılma doğrultusuna dik, P dalgaları ise yayılma doğrultusuna paralel parçacık hareketi oluşturur. Dalga yayılma hızları zeminin jeolojik ve geometrik yapısına göre değişir. Yüzey dalgalarının en tipik şekli Rayleigh dalgası ve Love dalgasıdır. Rayleigh dalgası düşey düzlemde eliptik parça hareketleri meydana getirir. Düşey ve yatay parçacık hareketleri dalga yayılma düzlemi içerisinde gerçekleşir. Love dalgaları ise yayılma düzlemlerine dik yatay parçacık hareketleri meydana getirir. Deprem dalgaları; Love dalgası, S dalgalarının alt katmanlardaki hızının az olduğu tabakalı zeminlerde ortaya çıkar. Rayleigh dalgaları, S dalgalarının hızına yakın bir yayılma hızına sahiptir. Love dalgaları ise S Dalgalarının yüzeydeki ve alt katmanlardaki yayılma hızlarının arasında bir hızla yayılır. S ve P dalgaları karşılaştıkları zemin tabakalarının farklı malzeme özelliklerinden dolayı kırılmaya ve yansımaya maruz kalır. Kırılma ve yansıma meydana gelen ara yüzeyde lokal yer değiştirme genliğinin artması veya azalması söz konusudur. Dalga yayılma yolunda, yüzey topografyasındaki değişimler ve alt yüzey tabakasındaki süreksizlikler kırılma ve yansıma olayını daha da karmaşık hale getirir. Yüzey topografyası yüzey dalgalarının karakterini etkileyen bir diğer unsurdur (St. John ve Zahrah, 1987). Yer altı yapılarına depremin etkileri deprem hareketi ve zemin hasarları olarak ikiye ayrılabilir. Deprem hareketi yer kabuğu tarafından üretilen sismik dalgalar sonucunda oluşan zemin şekil değiştirmeleri demektir ve bu raporun birincil konusunu oluşturur. Deprem hareketinin yer altı yapısında neden olacağı hasarları etkileyen başlıca faktörler; 1. Yapının şekli, boyutları ve bulunduğu derinlik 2. Yapıyı çevreleyen toprak veya kayanın karakteri 3. Yapının malzeme özellikleri 4. Yer sarsıntısının şiddeti ve süresidir. Yer altı yapısının bulunduğu çevrenin sismik

karakterine bağılı olarak zemin hasarlarına neden olan jeolojik unsurlar vardır. Bunlar; yer altı yapısının geçtiğı zeminde deprem ile aktif hale geçebilecek kusurlu bölgelerdir. Jeolojik yapıda fiziksel veya mekanik özellikteki ani değişim noktaları, sıvılaşma potansiyeline sahip veya şev stabilitesi problemi olan zeminler, aktif fay geçişleri kusurlu zemin bölgeleri olarak adlandırılır. Bu bölgelerde meydana gelmesi muhtemel sıvılaşma, toprak kayması ve fay hareketleri gibi zemin hasarları ve bu hasarların yer altı yapılarına etkilerine kısaca değinilecektir.

6.1. ZEMİN HASARLARI

Elastik zemin şekil değiştirmelere ek olarak uniform olmayan zemin hareketleri de yer altı yapıları için problem teşkil eder. Deprem dalgası hızı arttıkça zeminde meydana gelen gerilmeler de artar. Zeminde, malzeme ağırlıklarından ve diğer faktörlerden dolayı her zaman başlangıç gerilmeleri mevcuttur. Deprem esnasında bu başlangıç gerilmelerine sismik gerilmeler de eklenir. Şiddetli depremlerin yarattığı gerilmeler zemin hasarlarına yol açabilir. Toprak kayması ve sıvılaşma gibi zemin hasarlarının kaynağı deprem hareketinin hızı değil ivmesidir. Zemin hasarları, sismik hareketler sonucu meydana gelen sıvılaşma, toprak kayması ve fay hareketleridir. Zemin hasarları genellikle tünel girişlerinde ve sığ tünellerde daha etkilidir (Hashash ve diğ., 2001). Zemin hasarlarının meydana gelme olasılıkları ve yapıya etkileri belirlenmeli ve bu doğrultuda yapı tasarımında gerekli önlemler alınmalıdır. Daha önce de belirtildiğı gibi sıvılaşma, toprak kayması ve fay hareketi gibi zemin hasarlarının oluşum mekanizmaları bu çalışmanın konusu değildir. Bu kısımda daha çok söz konusu olayların yer altı yapısıyla etkileşimi incelenecektir.

6.1.1. Sıvılaşma

Deprem hareketleri zemin gerilmelerinde ve boşluk suyu basıncında değişimlere sebep olur. Kumlu zeminlerde boşluk suyu basıncının artmasıyla zeminin taşıyıcılığı düşer. Deprem etkisinde boşluk suyu basıncındaki 1-2 metrelik artış zemin mukavemetinin düşmesi, su ve kum kaynamaları için yeterlidir. Sıvılaşma, boşluk suyu basıncının artması ve ayrışmış kohezyonsuz zemindeki efektif gerilimin düşmesi olarak açıklanabilir. Boşluk suyu basıncının artması kum kaynamalarına, kesme mukavemetinde düşüşe, yanal ayrılmaya ve toprak kaymalarına sebep olur. Sıvılaşmaya

müsaait zeminlerde, yer altı su seviyesinin altında bulunan yapılarda; yanal toprak basıncında artma, sıvılaşmış zeminde yüzme veya batma problemleri yaşanabilir. Sıvılaşma ve neticesindeki zemin reaksiyonlarının yer altı yapılarına etkilerini azaltmak veya ortadan kaldırmak için bazı yöntemler geliştirilmiştir.

1. Yer altı su seviyesinin kalıcı olarak düşürülmesi, 2. Sıvılaşmaya müsaait zeminin ön yükleme, kompaksiyon vb. yöntemlerden biriyle yoğunlaştırılması (densification), 3. Çimento enjeksiyonu ile zemin mukavemet özelliklerinin iyileştirilmesi, 4. Drenaj kuyusu yerleştirmek suretiyle boşluk suyu basıncının kontrol edilmesi sıvılaşma riskini ortadan kaldırmaya veya azaltmaya yönelik bazı metotlardır. Bazı durumlarda sıvılaşabilecek zeminin tamamen alınarak yerine uygun fiziksel özelliklere sahip malzemenin sıkıştırılarak yerleştirilmesi sıvılaşmayı engelleme yöntemlerinden bir diğeri olarak başvurulabilir.

6.1.2. Toprak Kayması

Yer sarsıntıları neticesinde meydana gelen toprak kaymaları yer altı yapıları için tehlike teşkil eder. Bir tünel boyunca meydana gelecek toprak kaymaları, kayma yer değiştirmelerine ve kesitlerde göçmelere sebep olur. Önceden meydana gelmiş ve tünelle kesişen bir toprak kayması kütlelerinin mevcut olması toprak kayması ihtimalini artırır. Toprak kayma tehlikesi sığ tünellerde ve tünel portallarında büyüktür. Bu tür hasarların oluşma potansiyelinin belirlenebilmesi için dikkatli arazi çalışmalarının yapılması gerekir.

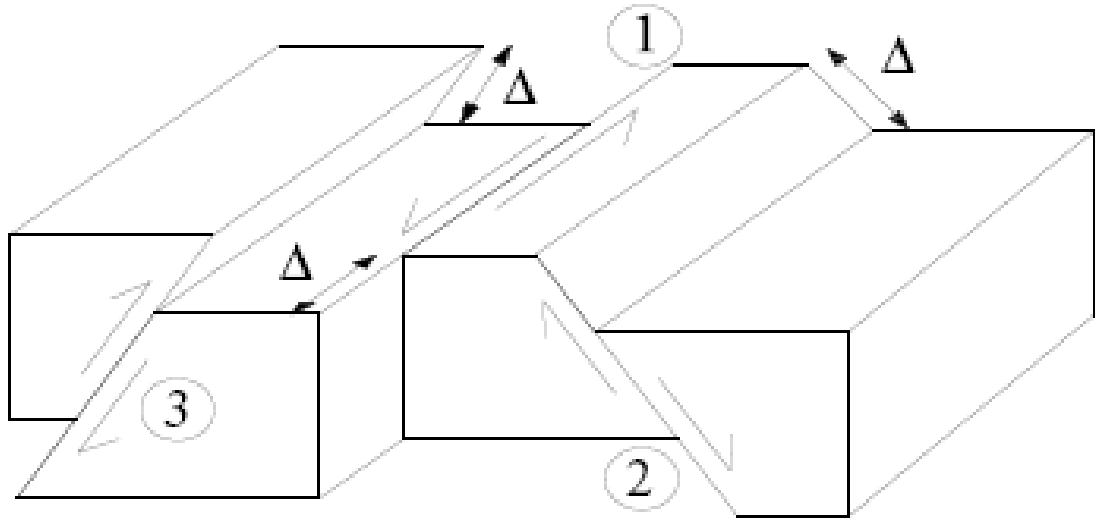
6.1.3. Fay Hareketleri

Bir yer altı yapısının aktif bir fayı geçecek şekilde inşa edilmesi gerekebilir. Fay hareketlerinden kaynaklanan hasarlar yer altı yapısının bir fay zonunu geçtiği yerlerde meydana gelir. Yapının fayı veya faya bağlı yer değiştirmeleri engellemesi gerçekte mümkün değildir. Bu yüzden yapı göçmeden, fay hareketlerine uyabilme kabiliyetinde olmalıdır. Bu durumda yer altı yapısı beklenen fay hareketini sadece çok az hasarla karşılayacak biçimde tasarlanmalıdır. Fay hareketinin türüne ve büyüklüğüne göre yer altı yapılarında küçük çatlaklar veya tamamen göçme durumu oluşabilir. Dolayısıyla fay hareketlerinin oluşabileceği zemin bölgelerinden geçen kesitlerde özel tasarım metotları uygulanması şarttır. Hareket etme olasılığı bulunan faylardan geçen sistemlerin tasarımı zor bir problemdir. Risk maliyet analizi çerçevesinde öncelikle yer altı yapısının inşa

edileceği çevredeki bütün faylar belirlenmeli ve özel tasarım kesitlerinin uzunluğu sınırlandırılmalıdır.

6.1.4. Fay Hareketlerinin Belirlenmesi

Tektonik veya diğer kuvvetlerin etkisiyle biriken enerji faylarda görelî hareketleri başlatır. Fay hareketi, kaya kütesinin özelliklerine ve geometrisine göre düzensiz bir şekil çizer. Fay hareketleri ve kırılmaları ile ilgili detaylar bu çalışmanın kapsamı dışında olsa da yer sarsıntısının karakterinin bilinmesi ve sarsıntının yer altı yapılarına etkilerinin belirlenebilmesi için fay hareketinin özelliklerinin anlaşılması gerekir. Gerilme boşalması, toplam görelî yer değiştirme ve kırılma boyu, fay hareketinin karakteristik özelliklerini oluşturur. Büyük depremler büyük gerilme boşalmaları ve buna karşılık gelen büyük görelî yer değiştirmeler neticesinde meydana gelir. Ana kayanın alt tabakalarından zemin yüzeyine geçebilen kayma yer değiştirmeleri yüzeydeki fay hareketlerini meydana getirir (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Şekil 6.1’ de görülen 3 tip fay sırası ile; 1.Yanal atımlı fay; bir blok diğerine göre yatay olarak hareket eder. 2. Normal fay; blok diğer bloğa göre aşağıya doğru hareket eder. 3. Ters fay, bir blok diğer bloğun üstüne doğru hareket eder. Aslında çoğu fay hareketi bu üç tipin bir kombinasyonu şeklinde oluşur. Çok uzun faylarda fay boyunca farklı tipte hareketler gözlenebilir.



Şekil 6.1 Üç temel fay tipi (French Association for Seismic Engineering, 2001)

6.2. YER SARSINTISI VE ZEMİN ŞEKİL DEĞİŞİMLERİ

Zemin hasarlarının olmadığı bir ortamda, yer altı yapısı tasarımı sismik dalgaların sebep olduğu zemin şekil değişimlerine odaklanır. Yer sarsıntı ve hareketlerinin sebep olduğu hasarlar bu çalışmanın ana konusudur. Zemin şekil değişimlerinin incelenmesinde yer hareketinin ve zemin karakterinin birlikte değerlendirilmesi gerekir. Yer hareketi 3 adet yer değiştirme ve 3 adet dönme hareketinin bileşeni olarak ifade edilir. Yer hareketi bileşenlerini ivme, hız ve yer değiştirme parametreleri olan genlik, frekans ve güçlü yer sarsıntısı süresi karakterize eder. Bir yapının tasarımında kullanılacak deprem parametreleri maksimum tasarım ve işletme tasarım depremlerine göre belirlenir. Maksimum tasarım depremi (MDE) bir bölgede meydana gelecek yer hareketinin maksimum seviyesini gösterir. MDE' ye göre tasarlanmış bir yapıdaki amaç yapı ömrü içerisinde gerçekleşme olasılığı %3-5 olan bir depremde yapı içerisindeki kamu güvenliğinin sağlanmasıdır (Hashash ve diğ., 2001). İşletme tasarım depremi (ODE) ise bir yapının ömrü boyunca en az bir kez karşılaşacağı deprem hareketi seviyesine karşılık gelmektedir. ODE' ye göre tasarlanmış bir yapı deprem esnasında veya sonrasında işletmeye açık kalabilecek seviyede az hasara maruz kalmalıdır. Yer altı yapısı ODE davranışı elastik sınırlar içerisinde olmalıdır (Hashash ve diğ., 2001).

6.2.1. Serbest Alan Zemin Şekil Değişimi

Deprem dalgalarının, bir yapı veya kazının bulunmadığı zeminde meydana getirdiği şekil değişimlerine serbest alan zemin şekil değişimleri adı verilir. Farklı deprem dalgası türlerinin zeminde yarattığı şekil değişimleri de farklıdır.

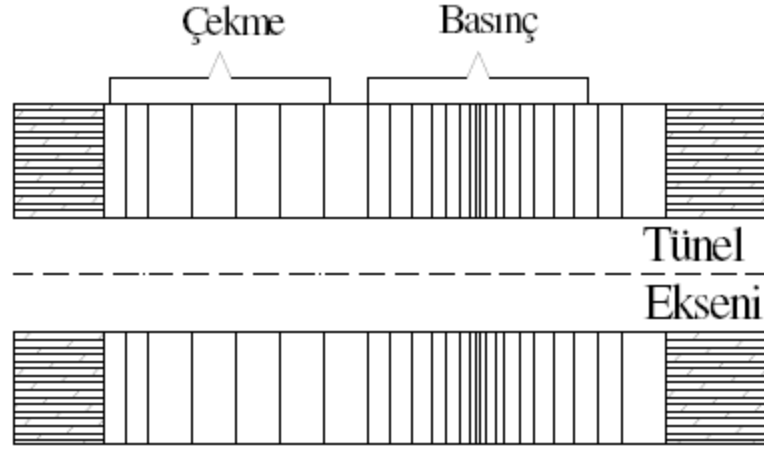
7. YER ALTI YAPILARININ DEPREM ESNASINDAKİ DAVRANIŞI

Doğal olarak bir yer altı yapısının depremdeki davranışı birçok etkene bağlıdır. Bunlardan en önemlileri yapının türü, boyutları, derinliği, toprak veya kaya zeminin özelliği, yapının taşıyıcı sistemi, depremin büyüklüğü ve yer sarsıntısının süresidir. Yer altı yapısının sismik davranışının anlaşılması için öncelikle beklenen yer sarsıntısı tipinin anlaşılması daha sonra da zeminin böyle bir sarsıntıdaki davranışını incelenmesi gereklidir. Deprem hareketinin ivmesi, hızı ve meydana getirdiği şekil değişikliği zemin türüne bağlı olarak değişir. Tipik deprem dalgaları farklı zeminlerde farklı şekil değiştirmeler ve gerilmeler oluşturur. Yer altı yapılarına etkiyen sismik yükler, yapıyı çevreleyen zeminin yapıya aktardığı şekil değiştirmeler ve gerilmeler olduğuna göre zemin ve yapının deprem esnasındaki etkileşiminin belirlenmesi yer altı yapısı deprem tasarımının odak noktasıdır. Zemin yapı etkileşimini yok sayan tasarımlar, yapı rijitliğinin zemin rijitliğinden büyük olduğu durumlarda, olduğundan daha büyük sismik yüklemeler yapar (Hashash ve diğ., 2001). Yer altı yapısı ile zemin arasındaki etkileşim probleminin çözümü için değişik yaklaşımlar yapılmaktadır. Zemin ve yapı arasında etkileşimi karakterize eden yaylar üzerine oturan sürekli giriş analizi yaygın olarak kullanılan yöntemdir. Zemin ve yapıyı deprem esnasında bir bütün olarak çözen sonlu elemanlar modelleri de yapılmaktadır. Yapı rijitliğinin zemin rijitliğinden az olduğu kaya zeminlerde ve birçok toprak zeminde, yapı serbest alan zemin şekil değiştirmelerine çok az veya hiç karşı koymaz. Zemin hareketlerine uyan bir yapıda meydana gelen şekil değiştirme ve gerilmelerin bulunması için homojen, izotropik ve elastik ortamda dalga yayılma teorisinin incelenmesi gerekir (Newmark, 1968). Yapının zemin hareket ve şekil değişimlerine karşı koyması durumunda zemin-yapı etkileşim yaklaşımının önemi artar. Sadece yumuşak zeminlerde değil, tüm zeminler için yapı ve zeminin göreceli rijitliklerinin belirlenmesi gereklidir. Çünkü zemin ve yapı rijitliklerinin oranı, depremin zeminde meydana getirdiği şekil değişimlerinin yapıdaki etkilerinin anlaşılmasındaki en önemli parametredir.

7.1. YER ALTI YAPILARINDA DEPREM ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERİ

Yer altı yapısı sismik tasarımı için öncelikle serbest alan zemin şekil değiştirmelerinin bilinmesi ve bu şekil değiştirmelerin zemin-yapı etkileşimi çerçevesinde yapıdaki etkilerinin belirlenmesi gereklidir. Yer altı yapılarının depreme dayanıklı tasarımındaki ilk kavram, deprem esnasında zeminin bütünlüğünün bozulmadığı ve zeminin yapıya kıyasla daha rijit olduğu kabulünden yola çıkarak, yapının zemin şekil değiştirmelerine aynen uyacak biçimde tasarlanmasıdır. Serbest alan şekil değiştirme metodu olarak da bilinen bu yöntemde yer altı yapılarındaki şekil değiştirmelerin, serbest alan zemin şekil değişimlerine eşit olduğu kabul edilir. Yumuşak zeminler için zemin ve yapı arasındaki etkileşim göz önüne alınsa da sert zeminlerde etkileşim ihmal edilebilir. Etkileşimin ihmal edilmesi demek yapının serbest zemin şekil değişimlerine aynen uyması anlamına gelir. Etkileşimi yok saymak yapıda genellikle daha büyük şekil ve yer değiştirmeler ortaya çıkarır ki bu da tasarımı daha güvenli kılar (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Yapının, zemine kıyasla daha rijit olması durumunda yapı zeminden gelen şekil değiştirme etkilerine karşı koyacaktır. Aslında hattın zeminden gelen şekil değiştirmeleri aynen taşıyacak biçimde tasarlanması yeterlidir. Fakat bu yaklaşım rijit yapılar için aşırı derecede güvenli olacak ve yapının tasarımı ve inşası güçleşecektir. Bu tip durumlarda da zemin-yapı etkileşimi önem kazanmaktadır ve tasarımda dikkate alınmalıdır. Yer altı yapılarının depreme dayanıklı tasarımında zemin yapı etkileşiminin göz önüne alındığı yöntemlerden biri Statik zemin-yapı etkileşim metodudur. St. John ve Zahrah, (1987) tarafından tanımlanan prosedürde tünel ve çevresindeki zemin, elastik temele oturan elastik bir kiriş olarak modellenmektedir. Zemin ve yapı arasındaki rijitlik faktörünü göz önüne almak için ise kapalı form çözümler kullanılmaktadır. Bu çözümler tünel ve zemin görelî rijitliklerini ifade eden esneklik oranı kavramını kullanır. Statik zemin-yapı etkileşim metodunu sadece elastik şekil değiştirmeler meydana getiren zayıf zemin hareketleri için kullanmak doğru olur. Çünkü güçlü yer sarsıntılarında zemin çoğunlukla lineer olmayan bir davranış sergiler (Hashash ve diğ., 2001). Zemin ve yapının birlikte modellendiği sonlu elemanlar analizi kullanan dinamik zemin-yapı etkileşim metotları son zamanlarda yaygın olarak kullanılmaktadır. 1993' de Wang, Flush programını ilk kez dikdörtgen kesitli tünellerin analizinde kullanmıştır (Hashash ve diğ., 2001). Yer altı yapıları sismik hareketler altında üç tip şekil değiştirme davranışı gösterir. Bunlar; 1. Eksenel çekme ve basınç 2. Boyuna eğilme 3.

Ovalleşme/eğilme (Hashash ve diğ., 2001). Bir yer altı yapısındaki aksenal şekil değiştirmeler sismik dalgaların yarattığı, yapı eksenine paralel hareketler sonucunda oluşan basınç ve çekme gerilmeleri neticesinde oluşur (Şekil 7.1). Boyuna eğilme ise sismik dalgaların yarattığı, yapı eksenini boyunca dik parçacık hareketleri sonucunda meydana gelir. Ovalleşme ve eğilme ise kayma dalgalarının tünel eksenine dik veya dike yakın yayılması durumunda gelişir ve yapı enkesit şeklinde eğilmeyle sonuçlanır (St. John ve Zahrah, 1987).



Şekil 7.1 Tünel eksenini boyunca çekme ve basınç gerilmeleri

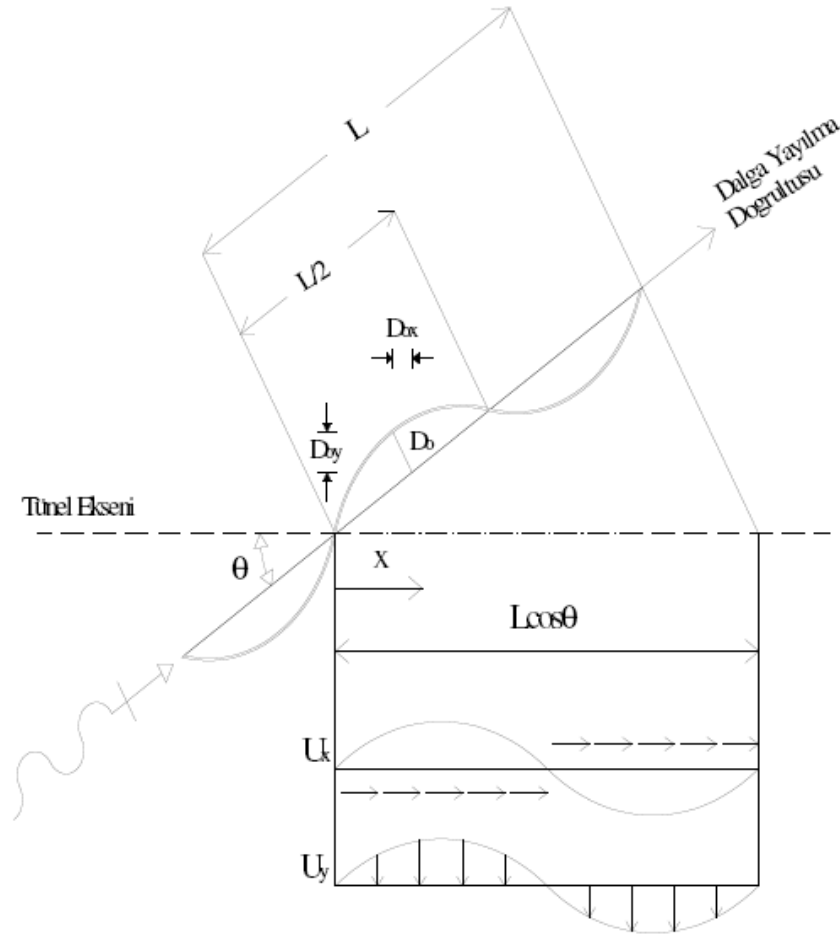
7.2. YER ALTI YAPISI EKSENİNİ BOYUNCA DEPREM HAREKETİ

Yer altı yapısı boyutlarının deprem dalgasının dalga boyundan büyük olması durumunda, yer altı yapısı eksenini boyunca şekil değiştirmeler ve gerilmeler meydana gelir. Bir deprem dalgasının yapı eksenini boyunca meydana getireceği şekil değiştirmelerin yapıda hasarlarla sonuçlanmaması için deprem hareketinin yapı eksenini üzerindeki etkilerinin incelenmesi gerekir. Bu noktada yer altı yapılarının sismik tasarımları tüneller üzerine yoğunlaşmış durumdadır. Tünellerin depreme dayanıklı tasarımının en önemli kısmı tünel eksenini boyunca yayılan düzlem dalgaların incelenmesidir. Deprem dalgalarının tünel eksenini üzerindeki etkilerinin anlaşılması için hattın elastik zemine oturan kiriş gibi idealize edildiği basitleştirilmiş statik zemin-yapı etkileşim modeller kullanılabilir (St. John ve Zahrah, 1987). Tünel üzerindeki deprem etkileri tünel eksenindeki serbest alan zemin şekil değiştirmeleridir. Bu şekil değiştirmeler tünel boyunca çekme, basınç ve eğilme kuvvetleri yaratır. Sismik dalgaların tünel eksenine paralel bileşenleri eksen boyunca basınç ve çekme gerilmeleri meydana getirir. Boyuna Eğilme şekil değişimi ise sismik dalganın tünel eksenine dik

parçacık hareketi üretmesi sonucunda meydana gelmektedir. Deprem hareketi altındaki bir tünelin davranışı söz konusu şekil değiştirmelere maruz bir elastik kirisin davranışı gibi düşünülebilir.

7.2.1. Eksenel Yer Değiştirme

Deprem hareketinin tünelde meydana getirdiği eksenel yer değiştirmenin belirlenmesi için yapıyı belli bir açı ile kesen deprem dalgasının geometrik olarak incelenmesi gerekir. Şekil 7.2’ de dalga boyu L ve yer değiştirme genliği D_0 olan sinusoidal kayma dalgasının tünel eksenine θ açısı yapacak şekilde yayılışı görülmektedir.



Şekil 7.2 Tünel eksenini kesen deprem dalgası

Bir tünel eksenini, L dalga boyundaki ve D_0 yer değiştirme genliğindeki bir kayma dalgasının θ açısı ile kesmesi durumunda, tünel ekseninde meydana gelecek yer değiştirmenin yatay ve dikey bileşenleri sırası ile u_x ve u_y olmak üzere denklem (7.1a) ve (7.1b)’ den hesaplanabilir (French Association for Seismic Engineering, 2001).

$$u_x(x) = D_0 \sin\theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos\theta\right) \quad (7.1a)$$

$$u_y(x) = D_0 \cos\theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos\theta\right) \quad (7.1b)$$

Elastik zemine oturan sürekli kirişte u_x yer değiştirmesinin gerçekleşmesi durumunda kirişte meydana gelecek birim Şekil değiştirme $\varepsilon(x)$ ' tir. Deprem hareketi altındaki bir tünelin dinamik davranışının elastik sürekli kiriş modeliyle açıklanabileceği düşünesinden hareketle; kayma dalgasının tünel kesitinde meydana getireceği birim uzama $\varepsilon(x)$, denklem 7.2' deki gibi hesaplanır (French Association for Seismic Engineering, 2001).

$$\varepsilon(x) = \frac{du_x}{dx} = \frac{2\pi}{L} D_0 \sin\theta \cos\theta \cos\left(\frac{2\pi x}{L} \cos\theta\right) \quad (7.2)$$

V_0 tünel eksenini üzerindeki parçacık hızı olmak üzere, yer değiştirme genliğinin (D_0) ve frekansın (f) bir fonksiyonu olarak yazılabilir (7.3).

$$V_0 = 2\pi f D_0 \quad (7.3)$$

$$L = T.C \quad (7.4)$$

Dalga Boyu (L), dalga hızının (C) ve periyot (T) arasında 7.4' teki gibi bir bağıntı olduğuna göre (7.2) (7.5)' teki Őeklini alır.

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{C} \sin\theta \cos\theta \cos\left(\frac{2\pi x}{L} \cos\theta\right) \quad (7.5)$$

Denklem 7.1a ve 7.1b' deki yer değiştirmelerin hesaplanabilmesi için yer değiştirme genliğinin (D_0) bilinmesi gerekir. Zeminin doğal titreşim periyodunun tahmini için bir zemin hareket spektrumuna ihtiyaç vardır. Yer üstü yapılarının tasarımı için kullanılan spektrumlar yüzey yer hareketi ölçümlerine dayanır. Yer altı yapılarının bulunduğu derinliklerdeki hareket verileri ile ilgili bilgi genellikle mevcut değildir. Yer altı yapılarının tasarımı için kullanılacak spektrumlar için derinliğe bağlı değişimleri yansıtabilecek alternatif yaklaşımlara ihtiyaç vardır. Yer değiştirme genliğinin (D_0) belirlenmesinde ki son aşama zeminin doğal titreşim periyodunun bulunması ve zemin

hareket spektrumu içinde kullanılmalıdır. Zeminin dinamik davranışı, elastik bir kirişin davranışına benzetilerek zeminin doğal titreşim periyodu hesaplanabilir.

$$T = \frac{4H}{C_s} \quad (7.6)$$

H; zeminin tabaka kalınlığı, C_s ; kayma dalgasının hızı olmak üzere, zeminin doğal titreşim periyodu, kayma dalgasının, zemin tabakasını dört kez kat etmesi için geçen süreye eşittir. Sonuç olarak kiriş teorisine göre farklı deprem dalgaları için eksenel birim uzamalar sırası ile P, S ve Rayleigh dalgası için denklem 7.7' de verilmiştir (Hashash ve diğ., 2001).

$$\varepsilon = \left[\frac{V_p}{C_p} \cos^2 \theta + r \frac{a_p}{C_p^2} \sin \theta \cos^2 \theta \right] \quad (7.7a)$$

$$\varepsilon = \left[\frac{V_s}{C_s} \sin \theta \cos \theta + r \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \theta \right] \quad (7.7b)$$

$$\varepsilon = \left[\frac{V_R}{C_R} \cos^2 \theta + r \frac{a_R}{C_R^2} \sin \theta \cos^2 \theta \right] \quad (7.7c)$$

7.2.2. Boyuna Eğilme

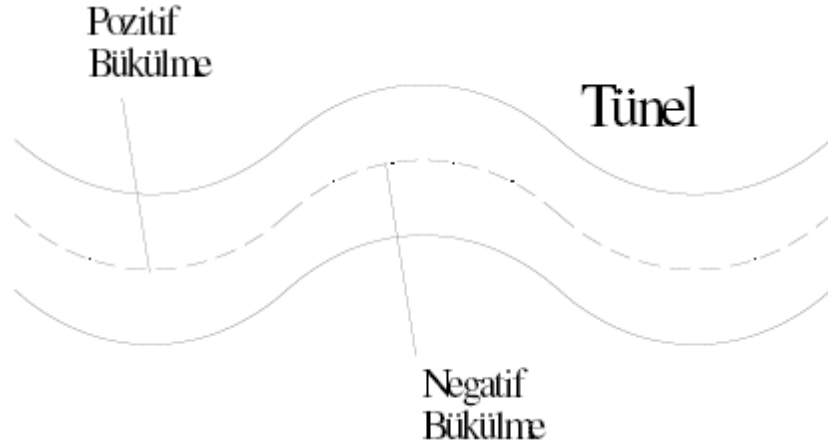
Sismik dalgaların tünel eksenine dik parçacık hareketi üretmesi sonucunda tünel ekseninde meydana gelen şekil değiştirme durumuna “boyuna eğilme” adı verilir (Şekil 7.3). Tünel eksenine dik deprem hareketlerinin tünel ekseninde yarattığı yer değiştirme u_y ise, tünel eksenindeki birim eğilme şekil değiştirmesi $1/r(x)$ tir (French Association for Seismic Engineering, 2001).

$$\frac{1}{r} \mathbf{x} = -\frac{d^2 u_y}{dx^2} = \frac{4\pi^2}{L^2} D_0 \cos^3 \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (7.8)$$

$$a_0 = 4\pi^2 f^2 D_0 \quad (7.9)$$

Parçacık ivmesi (a_0); tünel eksenindeki yer değiştirme genliği (D_0) ve frekansın (f) bir fonksiyonu olarak yazılabilir (7.9). Denklem (7.8), (7.4) ve (7.9)' a göre düzenlenirse (7.10)' daki halini alır.

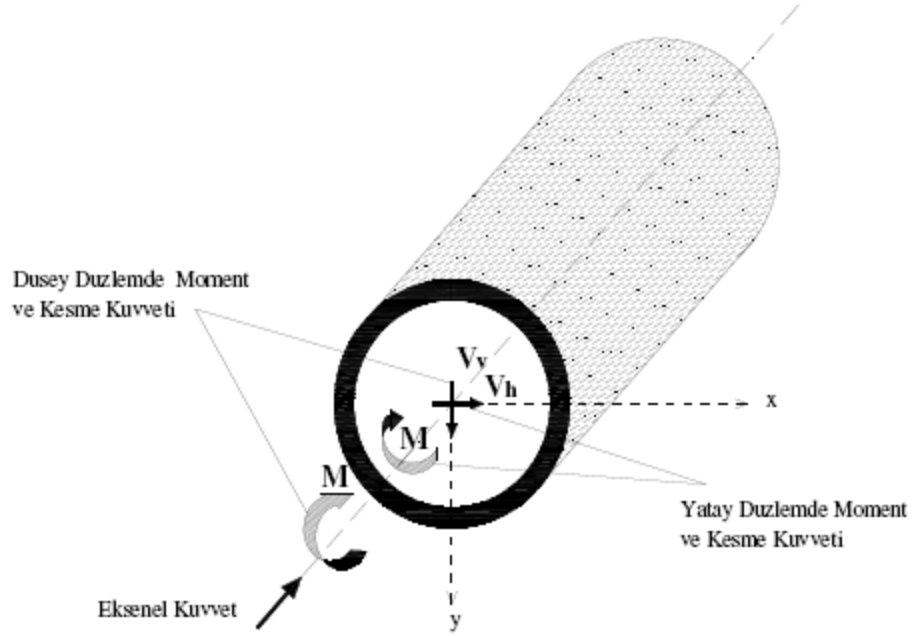
$$\frac{1}{r(x)} = \frac{a_0}{c^2} \cos^3 \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right) \quad (7.10)$$



Şekil 7.3 Tünel ekseninde boyuna eğilme

7.3. YAPI EKSENİ BOYUNCA DEPREM KUVVETLERİ

Deprem dalgalarının zeminde meydana getirdiği şekil değiştirmeler sonucunda tünel kesitinde bir takım kuvvetler ortaya çıkar. Bunlar Şekil 7.4' te görüldüğü gibi normal kuvvet, eğilme momenti ve kesme kuvvetidir. Deprem dalgasının tünel eksenini kesme açısının (θ) farklı değerleri için tünel kesitindeki kuvvetler değişir. Deprem dalgasının tünel eksenini ile 45° açı yapması durumunda normal kuvvet maksimum olur. Maksimum eğilme momenti ve kesme kuvveti ise deprem dalgasının tünel eksenine paralel yayılması durumunda ortaya çıkar.



Şekil 7.4 Yapı eksenine boyunca deprem kuvvetleri

7.3.1. Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alınmadığı Durum

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı durumda yapının zeminle aynı şekil değiştirmeleri yaptığı kabul edilir ve serbest alan şekil değiştirmeleri yapının tasarımında aynen kullanılır. Serbest alan şekil değiştirmelerinin yapı üzerinde meydana getirdiği iç kuvvetler elastik sürekli kiriş analizi denklemleri ile bulunabilir. Alanı; S , eylemsizlik momenti; I , elastisite modülü; E , olan tünel kesitinde deprem dalgasının yarattığı aksel kuvvet denklem 7.11' deki gibi hesaplanır (French Association for Seismic Engineering, 2001)

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_0 \sin\theta \cos\theta \quad (7.11)$$

Deprem dalgasının tünel eksenine 45° açı ile gelmesi durumunda normal kuvvet (N) maksimum olur.

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} ESD_0 \quad (7.12)$$

Boyuna eğilmenin (M) değeri denklem 7.13' teki gibi hesaplanır. Deprem dalgasının tünel eksenine paralel olması durumunda maksimum değerine ulaşır.

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \cos^3 \theta \quad (7.13)$$

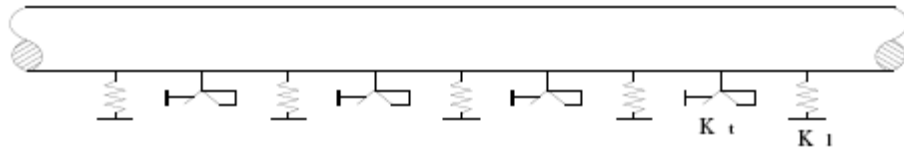
$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \quad (7.14)$$

Deprem dalgasının tünel ekseninde meydana getirdiği kesme kuvveti (V) denklem 7.15' ten bulunur. Kesme kuvvetinin (V) maksimum değeri deprem dalgasının tünel eksenine paralel olması durumunda ($\theta=0^\circ$) gerçekleşir (French Association for Seismic Engineering, 2001).

$$V = \frac{2\pi \cos \theta}{L} M \quad (7.15)$$

7.3.2. Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alındığı Durum

Zemin-yapı etkileşimi problemine ilk defa San Francisco, Körfez Hızlı Ulaşım Sisteminde Parsons Brinckerhoff, (1960) ve sonrasında Japon İnşaat Mühendisleri Topluluğu (1977) tarafından değinilmiştir (St. John ve Zahrah, 1987). Yer altı yapılarına etkiyen deprem yüklerinin hesabında zemin-yapı etkileşimini dikkate almak için söz konusu etkileşimin tanımlanması gerekir. Statik zemin-yapı etkileşim metodunda söz konusu etkileşim, zeminin boyuna rijitlik katsayısı (K_l) ve eksene dik yani enine rijitlik katsayısı (K_t) ile karakterize edilebilir. K_l ve K_t birim tünel uzunluğundaki zeminin sırası ile boyuna ve enine birim yer değiştirme yapması için gerekli kuvvetlerdir.



Şekil 7.5 Elastik mesnetli sürekli kiriş

Tünele etkiyen yüklerin belirlenmesi için serbest-alan zemin şekil değiştirmeleri rijitlik katsayıları K_l ve K_t olan elastik mesnetlere oturan Şekil 7.5' teki gibi sürekli bir kiriş

uygulanır. Elastik mesnetli sürekli kirişte meydana gelen birim şekil değiştirmeleri maksimum yapan θ değerleri, aksenal birim şekil değiştirmede 45° , eğilme birim şekil değiştirmede 0° dir.

Eksenal şekil değiştirmenin maksimum değeri denklem 7.16' dan hesaplanır. Maksimum aksenal birim şekil değiştirme deprem dalgasının tünel eksenini 45° ile kesmesi neticesinde oluşur. Deprem dalgasının tünel eksenine paralel olması durumunda ise maksimum eğilme birim şekil değiştirmesi oluşur (Hashash ve diğ., 2001):

$$\epsilon_{\max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}D\right)}{2 + \frac{E_1 S_C}{K_1} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \quad (7.16)$$

$$\epsilon_{\max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 D}{1 + \frac{E_1 I_C}{K_1} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r \quad (7.17)$$

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alındığı durumda deprem dalgalarının tünel ekseninde meydana getirdiği kuvvetlerin maksimum değerleri; aksenal kuvvet (N_{\max}) için 7.17' deki, Eğilme momenti (M_{\max}) için 7.19' daki, kesme kuvveti (V_{\max}) için ise 7.20' deki gibi hesaplanır (French Association for Seismic Engineering, 2001):

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} ESD_0 \frac{K_1}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_1} \quad (7.18)$$

$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \frac{K_1}{EI \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_1} \quad (7.19)$$

$$V_{\max} = \frac{2\pi}{L} M_{\max} \quad (7.20)$$

7.3.3. Rijitlik Katsayılarının Belirlenmesi

Yer altı yapısında meydana gelecek sismik yükleri belirlemede zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınması durumunda, söz konusu dinamik etkileşimi yansıtacak yay katsayılarına ihtiyaç duyulur. Yer altı yapılarının sismik tasarımının başlıca problemlerinden biri de bu yay katsayılarının belirlenmesidir. Zemin-yapı etkileşimini tanımlamada kullanılan katsayıların belirlenmesi için çeşitli denklemler kullanılmaktadır. Farklı yazarlar tarafından önerilen yay katsayılarının bazıları;

Scott (1973);

$$K = \frac{8G_g(1-V_g)}{10H(1-2V_g)} \quad (7.21)$$

Yapının zemine kıyasla daha rijit olduğu durumlar için denklem 7.21 daha doğru sonuçlar verir.

St. John ve Zahrah (1987);

$$K = \frac{16\pi G_g(1-V_g)d}{(3-4V_g)L} \quad (7.22)$$

Denklem 7.22' de rijitlik katsayısı dalga boyunun bir fonksiyonu olarak verilmiştir. Deprem dalgasının boyu arttıkça rijitlik katsayısı azalmaktadır.

Veletsos (1994);

$$K = 1,086 \frac{\pi^2}{4H} \frac{G_g}{\sqrt{(1-V_g)(2-V_g)}} \quad (7.23)$$

Veletsos (1994) tarafından önerilen denklem 7.23 çok rijit yapılar için kullanılmaya uygundur.

Japon yöntemi:

Japon yönteminde sayısal bir denklem yerine söz konusu rijitliklerin bir ön sonlu elemanlar analizi ile belirlenmesi önerilir. Yatay ve düşey vırsel birim yer değiştirmeler altında yapıyı çevreleyen zeminin reaksiyonları incelenir. Zeminin birim yatay ve düşey yer değiştirmeye tepkisi zeminin bu doğrultulardaki rijitlik değerini verir. Bu yöntemin üstünlüğü yatay ve düşey rijitlik değerlerinin her ikisinin de belirlenebilmesidir.

Sentez:

Kullanılan yöntemlerin çeşitliliği ve geometrik farklılıklar nedeniyle sonuçlardaki değişkenliklerden dolayı basit bir diğer denklem olan 7.24 de rijitlik katsayılarının hesabında kullanılabilir.

$$K = 0,5 \frac{G_g}{H} \quad (7.24)$$

Tablo 7.2b' de zemin rijitlik katsayısının Tablo 7.2a' daki değerler için farklı formüllere göre parametrik değişimleri verilmektedir.

Tablo 7.1a Rijitlik katsayısının hesabında kullanılacak parametreler

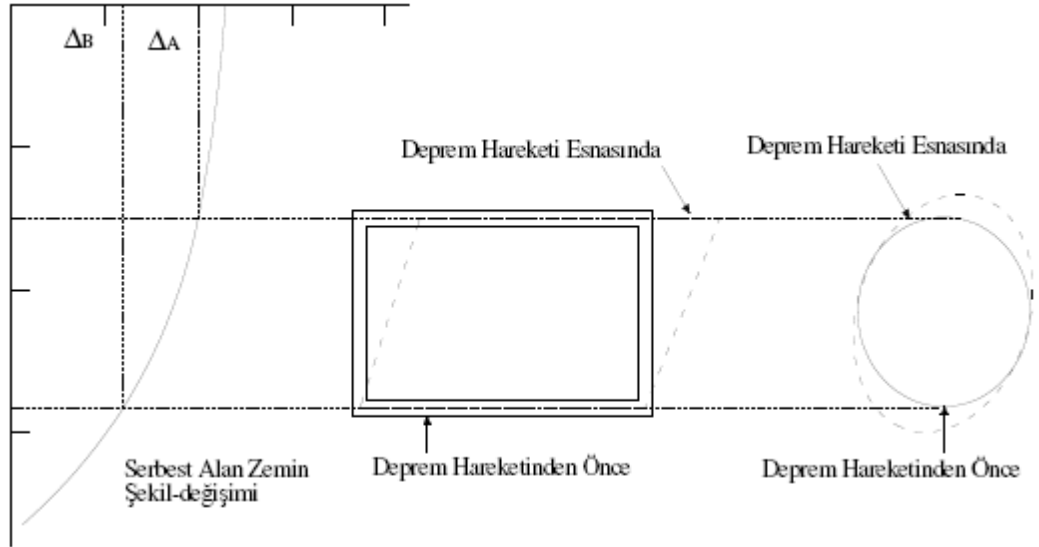
Zemin Kayma Modülü	G_g	kPa	80.000
Poisson Oranı	ν_g	-	0.4
Tünel Çapı	d	m	6
Üst Tabaka Kalınlığı	H	m	15
Dalga Boyu	L	m	700

Tablo 7.1b Rijitlik katsayısının farklı formüllere göre aldığı değerler

Scott (1973)	$\frac{8G_g(1 - \nu_g)}{10H(1 - 2\nu_g)}$	12.800 kN/m ³
St. John ve Zahrah (1987)	$\frac{16\pi G_g(1 - \nu_g)d}{(3 - 4\nu_g)L}$	14.771 kN/m ²
Veletsos (1994)	$1,086 \frac{\pi^2}{4H} \frac{G_g}{\sqrt{(1 - \nu_g)(2 - \nu_g)}}$	14.585 kN/m ³

7.4. YER ALTI YAPISI EKSENİNE DİK DEPREM HAREKETİ

Yer altı yapısı sismik tasarımının bir diğer konusunda eksene dik deprem hareketleri altında yapı davranışının incelenmesidir. Yapı eksenine dik düzlemde yayılan kayma dalgalarının yapı üzerindeki etkilerinin anlaşılması için öncelikle kayma dalgalarının zeminde meydana getirdiği şekil değişikliklerinin hesaplanması gerekir. Kayma dalgaları dalga yayılma eksenine dik yer değiştirmeler meydana getirir. Kayma dalgalarının meydana getirdiği, yer altı yapısı eksenine dik hareketler, yapı enkesitinde eğilme şekil değişimlerine sebep olur. Dikdörtgen veya dairesel kesitli tünellerin her ikisinde de ortaya çıkan bu şekil değişimi iki boyutlu düzlem gerilme durumu olarak incelenecektir (Şekil 7.6).



Şekil 7.6 Tünel eksenine dik deprem hareketi

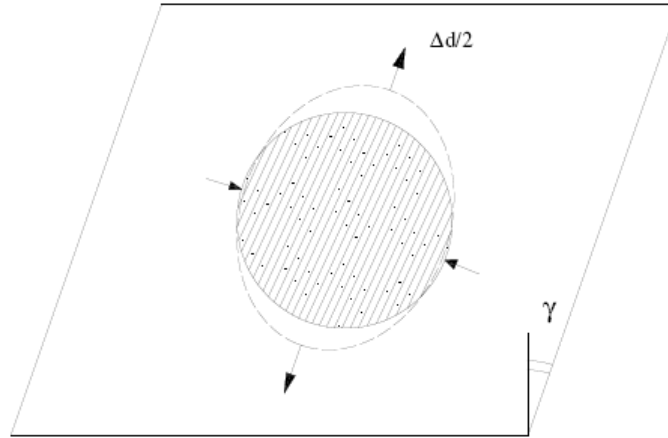
7.5. YAPI EKSENİNE DİK DEPREM KUVVETLERİ

Yer altı yapısı eksenine dik deprem hareketlerinin dairesel enkesitlerde meydana getirdiği şekil değiştirmeye ovalleşme, dikdörtgen kesitlerde meydana getirdiği şekil değişimine ise eğilme adı verilir. Tünel kesitindeki ovalleşme ve eğilme şekil değişimlerinin hesaplanması için serbest alan zemin şekil değişiminin bilinmesi gerekir. Bu kısımda zemin kayma şekil değiştirmeleri ve bunların bir yer altı yapısına nasıl aktarıldığı incelenecektir. Ayrıca bu şekil değiştirmeler altında yapıda meydana gelecek

şekil değiştirmelerin, kuvvetlerin ve momentlerin hesaplanması için metotlar sunulacaktır.

7.5.1. Dairesel Tünelde Ovalleşme

Tünel eksenine dik yayılan deprem dalgaları dairesel kesitli tünelde ovalleşme şekil değişimi meydana getirir (Şekil 7.7). Tünel geometrisi ve deprem dalgasının teknik özellikleri ovalleşme mekanizmasında belirleyici unsurlardır. Ovalleşme şekil değişimini etkileyen en önemli parametreler deprem dalgasının boyu ve tünel kesitinin çapıdır. Dalga boyu ve tünel çapı arasındaki oranın küçük olduğu durumlarda tünel kesitinde daha küçük gerilmelerin ortaya çıktığı bilinmektedir (St. John ve Zahrah, 1987). Kısa dalga boylarının yapı üzerinde yarattığı sismik yükler daha büyüktür. Yapı, deprem kaynağına yakın olduğu durumlarda daha kısa dalga boyuna sahip kayma dalgalarının etkisine maruz kalır.



Şekil 7.7 Dairesel tünelde ovalleşme

7.5.1.1. Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alınmadığı Durum

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı tasarımlarda yapının serbest alan zemin eğilme şekil değişimlerine aynen uyduğu kabul edilir. Dairesel bir tüneldeki ovalleşme şekil değişimi daire çapındaki birim boy değişimi olarak tanımlanabilir (Şekil 7.7). Zemin-yapı etkileşiminin yok sayıldığı bir ortamda dairesel bir tüneldeki ovalleşme şekil değişimi serbest alan kayma birim şekil değiştirmesinin denklem 7.25' teki gibi bir fonksiyonu olarak verilir (Hashash ve diğ., 2001).

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{\max} (1 - V_g) \quad (7.25)$$

7.5.1.2. Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alındığı Durum

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alındığı tasarımlarda yer altı yapısının geçtiği formasyonların jeolojik, sismolojik ve hidrolojik özelliklerinin çok iyi bilinmesi gereklidir. Zemin ve yapı arasındaki etkileşimin belirlenmesi için iki adet parametreye ihtiyaç vardır. Yapının boyuna ve enine rijitlik katsayıları olarak tanımlanan K_1 ve K_t değerlerinin hesaplanması için toprak veya kaya, her türlü zeminin, kayma modülü (G) ve Poisson oranı (ν) bilinmesi gerekir. Bir yer altı yapısının statik veya dinamik davranışı zemin-yapı sisteminin görelî rijitliğine bağlıdır. Yapının, deprem dalgalarının zeminde yarattığı şekil değiştirmelere karşı koyma veya uyma davranışı zemin-yapı etkileşiminin bir sonucudur. Yapının zemin şekil değişimlerine tepkisi uzama ve esneklik oranlarının bir fonksiyonudur. Uzama rijitliği denilen değer enkesitte şekil değiştirme olmaksızın yapının birim boy değişimi yapması için gerekli uniform kuvvetin bir ölçüsüdür. Zeminin ve yapının uzama rijitliklerinin oranı, sıkışabilme oranını (C) olarak tanımlanır (Metro Rail Transit Consultants, 1984).

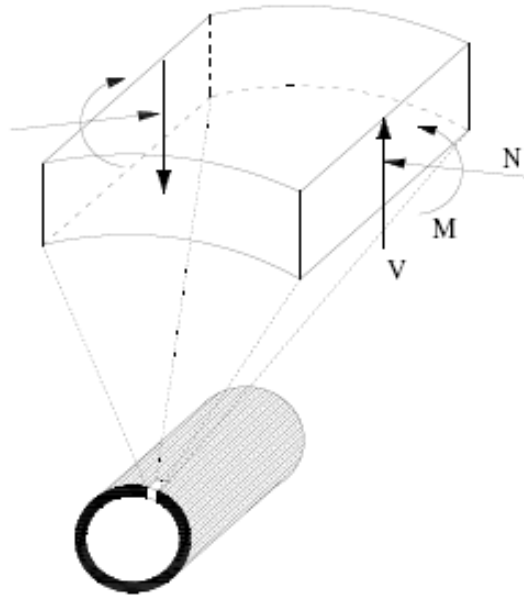
$$C = \frac{E_g(1-\nu_g^2)r}{E_s t(1+\nu_g)(1-2\nu_g)} \quad (7.26)$$

Yapının zemin şekil değişimlerine tepkisinin ikinci ölçüsü esneklik rijitliğidir. Esneklik rijitliği yapıda birim eğilme şekil değişikliğinin veya ovalleşmenin oluşması için gerekli uniform olmayan kuvvetin bir ölçüsüdür. Esneklik oranı (F) ise tünel ve zeminin esneklik rijitliğinin oranıdır (Denklem 7.27). Esneklik oranı boyutsuz bir büyüklüktür ve 7.27 bağıntısındaki eylemsizlik momenti (I) birim genişlik için hesaplanan m^4/m boyutunda bir değerdir (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Burada zemin ve yapı için tanımlanan rijitlikler kayma etkisinde birim şekil değiştirme dayanımlarıdır.

$$F = \frac{E_g(1-\nu_g^2)r^3}{6E_s I(1+\nu_g)} \quad (7.27)$$

Esneklik oranı ile yapının statik ve dinamik yükleri taşıması arasındaki ilişki birçok bilim adamı tarafından incelenmiştir. Farklı yükleme durumları için yapılan zemin-yapı etkileşim hesapları gösteriyor ki; esneklik oranı (F) 20' den büyük olan yapılar mükemmel esnek bir davranış gösterirler (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Bu

durumda yapı zemin şekil değişikliklerine aynen uyar. Dolayısı ile yapının karşılaşacağı şekil değişimleri serbest alan zemin şekil değişimlerinin hesaplanması ile bulunmuş olur. Rijitlik oranlarının farklı değerleri için izlenecek hesap yöntemleri de farklıdır. Yapı, zemine kıyasla daha az rijit ise yapı zeminin hareketine tamamen uyacağından yapının zeminle aynı birim şekil değiştirmeleri yaptığı kabul edilir. Eğer yapı zemin ile aynı rijitliğe sahip ise yapının zemin şekil değişimlerine karşı koymayacağından yola çıkarak yapının zemin ile aynı birim şekil değiştirmeleri yaptığı kabul edilebilir. Yapı zeminden daha rijit olması durumunda, serbest alan içerisinde yapı zemine kıyasla daha az hareket edecektir. Yapının, zemine kıyasla daha az hareket etmesi dolayısıyla zemine göre daha az birim şekil değiştirmeye maruz kalması demektir. Bu yüzden zemindeki şekil değiştirmeler yapı için bir üst sınır olacaktır. Dolayısıyla zemin birim şekil değiştirmelerini yapıya uygulamak güvenli bir çözümdür (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Yapının farklı rijitlik durumları için zemindeki birim şekil değiştirmeler yapının birim şekil değiştirmelerine eşit veya büyüktür ve bu yüzden zemin şekil değiştirmelerinin yapıya aynen uygulanması güvenli bir kabuldür. Fakat bu yaklaşım daha önce de belirtildiği gibi rijit yapılar için aşırı derecede güvenli olacak dolayısıyla yapının tasarımı ve inşası güçleşecektir. Bu nedenle zemin-yapı etkileşimi çerçevesinde yapının deprem esnasında karşılaşacağı şekil değişimi değerleri esneklik oranları (F) ve rijitlik katsayıları göz önüne alınarak düşürülmelidir. Dairesel tünele deprem esnasında etkiyen bu yükler Şekil 7.8’ de görülmektedir.



Şekil 7.8 Yer altı yapısı eksenine dik deprem kuvvetleri

Homojen, elastik ve izotropik sonsuz zemin ortamında ve zemin-yapı ara yüzeyinde sürtünmesiz kayma durumunda olan elastik yapıli dairesel bir tünellerde, Burns&Richards (1964), Hoeg (1968) ve Peck, Hendron&Mohraz (1972) deprem yüklerini belirlemek için aşağıdaki denklemleri önermektedirler. Tünel ve zemin ara yüzeyinde tam kayma durumunda birim şekil değiştirme; γ_{\max} ; maksimum serbest alan kayma birim şekil değiştirmesini ifade etmek üzere aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_{\alpha} F \gamma_{\max} \quad (7.28)$$

Deprem dalgalarının tünel eksenine dik hareketleri sonucunda kesme kuvvetinin maksimum değeri 7.29' dan, eğilme momentini maksimum değeri ise 7.30' dan bulunabilir.

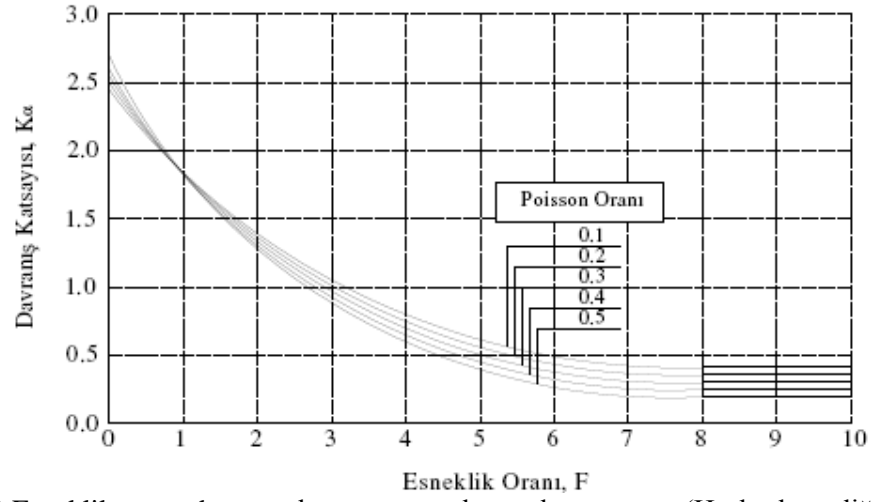
$$V_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_{\alpha} \frac{E}{(1+V)} r \gamma_{\max} \quad (7.29)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_{\alpha} \frac{E}{(1+V)} r^2 \gamma_{\max} \quad (7.30)$$

Esneklik oranı (F) ve tam kayma tünel davranış katsayısı (K) arasındaki bağıntı 7.31' deki gibidir.

$$K_{\alpha} = \frac{12(1-V_g)}{12F+5-6V_g} \quad (7.31)$$

Deprem esnasında zemin-yapı ara yüzeyinde tam kayma durumu sadece yumuşak zeminlerdeki yapılarda veya çok güçlü depremlerde meydana gelir (French Association for Seismic Engineering, 2001). Zemin-yapı ara yüzeyindeki tam kayma kabulü yapının kayma rijitliği değerlerinde azalmaya sebep olur. Çoğu tünelde ara yüzey kayma ve yapışma durumlarının arasında kalır. Bu yüzden her iki durumun incelenmesi ve kritik olan duruma göre tasarım yapılması gerekir. Tam kayma tünel davranış katsayısı (K) ile esneklik oranı (F) arasındaki ilişki Şekil 7.9' da görülmektedir.



Şekil 7.9 Esneklik oranı-davranış katsayısı-tam kaymalı ara yüzey (Hashash ve diğ., 2001).

Zemin ile yapı ara yüzeyinde kayma ve ayrılma olmadığı kabulünde V_{\max} için denklem 7.32 önerilmektedir. Denklem 7.34' teki kaymasız tünel davranış katsayısı (K_{β}) denklem 7.33' ten hesaplanır (French Association for Seismic Engineering, 2001).

$$V_{\max} = \pm K_{\beta} \frac{E_g}{2(1+V_g)} r \gamma_{\max} \quad (7.32)$$

$$K_{\beta} = 1 + \frac{F(1-2V_g)(1-C) - \frac{1}{2}(1-2V_g)^2 + 2}{F[(3-2V_g) + (1-2V_g)C] + C\left(\frac{5}{2} - 8V_g + 6V_g^2\right) + 6 - 8V_g} \quad (7.33)$$

8. İSTANBUL İLİ BEYKOZ İLÇESİ SINIRLARI DAHİLİNDE YAPIMI SÜREN ATIK SU TÜNEL YAPISININ RİSK DEĞERLENDİRMESİ VE OLASI DEPREM ETKİSİNDE YAPISAL DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

İstanbul ili Beykoz ilçesi sınırları dahilinde yapımı sürmekte olan atık su tünel yapısının deprem risk değerlendirmesi için mevcut Kuzey Anadolu Fay sisteminde (KAF) meydana gelen 17 Ağustos 1999 Doğu Marmara Depremi ($M_w = 7.6$) göz önüne alınacaktır. Adı geçen fayın yırtılmasından kaynaklanan tarihi depremlerin yinelenme süresi 150 yıl olarak bildirilmektedir (Erdik ve diğ., 2002). Atık su tünel yapısının inşaatı için tasarım periyodu $T_d = 50$ yıl alınacaktır.

8.1. DEPREM SAYISI – BÜYÜKLÜK İLİŞKİSİNİN ÇIKARILMASI

Burada Gutenberg–Richter, 1954 tarafından geliştirilen istatistiksel denklem kullanılacaktır:

$$\log N = a - bM_s \quad (8.1)$$

a, b = Regresyon katsayıları,

$$a = b M_{\text{mak}} \quad (8.2)$$

$$b = \beta \log e \quad (8.3)$$

β = Sismik aktivite faktörü

olarak tanımlanmaktadır. Burada $N =$ büyüklüğü $\geq M_s$ olan tüm depremlerin bir yıldaki sayısı, $M_s =$ Deprem-yüzey dalgası- büyüklüğüdür. Fay sistemi üzerinde oluşabilecek maksimum deprem büyüklüğü için $M_{\text{mak}} = M_s = 7.6$ ve bölgede yüksek bir sismik aktivite varlığı ($\beta \approx 1.6$ (Tezcan, 1996)) kabul edilirse;

$$b = 1.6 \log 2.71828 = 1.6 * 0.434 \approx 0.69$$

$$a = 0.69 * 7.6 = 5.24$$

değerleri hesaplanabilir.

Buna göre depremin yinelenme aralığı ($T_r = 150$ yıl) için,

$$\log N = 5.24 - 0.69 M_s$$

yazılabilir. Eğer sismik aktivitenin düzeyini tanımlayan faktör “ β ” (1.4 – 1.8) aralığının ortalaması ($\beta = 1.6$) yerine alt sınır $\beta = 1.4$ değeri analizde kabul edilseydi anılan katsayılar:

$$b = 1.4 \log 2.71828 = 1.4 * 0.434 \approx 0.60$$

$$a = 0.60 * 7.6 = 4.56$$

olarak bulunacaktı. Açıktır ki sismik etkinliğin artması “b” katsayısının küçülmesi demektir.

8.2. TASARIM PERİYODU İÇİNDE GÖZLENEBİLECEK MAKSİMUM DEPREM BÜYÜKLÜĞÜNÜN TAHMİNİ

$$M_s = (a + \log \frac{T_d}{T_r}) / b \quad (8.4)$$

Fayın yırtılma aralığı–deprem yinelenme süresi– $T_r=150$ yıl ve tasarım periyodu $T_d=50$ yıl olduğuna göre

$$M_{\text{mak}} = 5.24 + \log \frac{50}{150} / 0.69 = 6.90 \quad (8.5)$$

Eğer proje ömrü depremin yenilenme süresi kadar alınsaydı ($T_d = T_r = 150$ yıl) yukarıdaki ifadeden görüleceği üzere, maksimum deprem büyüklüğü $M_{\text{mak}} = 7.6$ olacaktı.

8.3. MAKSİMUM DEPREM BÜYÜKLÜĞÜ $M_s = 7.6$ ' NİN TASARIM PERİYODU İÇİNDE AŞILMA OLASILIĞI

Anılan olasılık değeri;

$$R_d = 1 - e^{-T_d/T_r} = 1 - e^{(-50/150)} = 0.283 (\sim \% 28) \quad (8.6)$$

düzeyinde hesaplanır.

1 yıl içerisinde ($T_r = 1$ yıl) maksimum deprem büyüklüğünün aşılma olasılığı, beklenildiği gibi çok daha küçük mertebede olacaktır:

$$R_d = 1 - e^{(-1/150)} = 0.0066 (\sim \% 0.66)$$

İncelenen alanda ve yakın çevresinde Paleozoyik yaşlı (500 – 300 milyon yıl öncesi) bir ‘‘Temel Kütle’’ formasyonları yer almaktadır. Paleozoyik Temel Kütle Ordovisiyen, Silüriyen, Devoniyen ve Alt Karbonifer yaşlı değişik formasyonlardan ve bunlar içine sokulmuş iki granitik (granodiyoritik) masiften oluşmakta ve İstanbul Boğazı’ nın iki yakasında, Marmara denizi kıyı şeridinde, Adalar’ da ve Gebze’ de geniş alanlar kaplamaktadır (İSKİ İlave Geoteknik Etütler, 2003).

Söz konusu sismik verilerin geçerli olduğu bölgede yapılacak olan atık su tünel yapısının faya dik uzaklığı $D = 30$ km ve aks derinliği $H = 5$ metredir.

Atık su tünel yapılarında depremden kaynaklanan hasarların belirlenmesinde kullanılan temel büyüklükler kuvvetli yer sarsıntısına ait maksimum yatay yer ivmesidir. İlkın, bu rapor edilen maksimum büyüklük çeşitli ivme azalım bağıntıları kullanılarak hesaplanacaktır. Daha sonra literatürde rapor edilen maksimum yatay yer ivme–tünel hasarları değişiminden yararlanılarak olası tünel hasarının düzeyi belirlenecektir.

Ambraseys ve Bommer, (1995);

$$\log (a_y) = -1.43 + 0.245 M_s - 0.786 \log R - 0.0010 R \text{ (g cinsinden)} \quad (8.7)$$

619 adet yatay yer ivme kaydının kullanıldığı ivme azalım ifadesi $2 < M_s < 7.3$, maksimum odak derinliği $h_{\text{mak}} = 25$ km (sığ depremler) ve $1 \text{ km} < R < 313 \text{ km}$ aralıkları için geçerli olmaktadır.

$$R = \sqrt{D^2 + (h_f)^2}; \quad (8.8)$$

Fiktif odak derinliği $h_f = 2.7$ km (regresyon sabiti)

$$R = \sqrt{(30)^2 + (2.7)^2} \approx 30 \text{ km}$$

$$\log(a_y) = -1.43 + 0.245 * 7.6 - 0.786 \log 30 - 0.0010 * 30$$

$$\log(a_y) = -0.759 \rightarrow a_y \approx 0.174 \text{ g}$$

Hu, Liu ve Dong, (1996);

$$\ln(a_y/g) = 3.363 + 0.530 M_w - 2.216 \ln(R + 25) \quad (8.9)$$

Odak uzaklığı;

$$R = \sqrt{D^2 + (h)^2} = \sqrt{(30)^2 + (15)^2} = 33.54 \text{ km} \quad (8.10)$$

($h = 15$ km sığ deprem kabul edildi.)

$$\ln(a_y/g) = 3.363 + 0.530 * 7.6 - 2.216 \ln(33.54 + 25)$$

$$\ln(a_y/g) = -1.627 \rightarrow a_y \approx 0.196 \text{ g}$$

Thomans ve Bommer, (2003);

$$\log(a_y) = 2.080 + 0.214 M_s - 1.049 \log R + C_s \cdot Z_s + C_y \cdot Z_y + P \cdot \sigma, \text{ cm / sn}^2 \quad (8.11)$$

$$5.5 \leq M_s \leq 7.9; \quad 1 \text{ km} \leq D \leq 359 \text{ km}$$

$$R = \sqrt{D^2 + (h_f)^2}; \quad (8.12)$$

Fiktif odak derinliği $h_f = 7.27$ km (regresyon katsayısı)

Sıkı zeminlerde zemin faktörü $Z_s = 1$, $C_s = 0.058$, yumuşak zeminlerde $Z_y = 1$, $C_y = 0.085$
 $\sigma = \log(a_y)$ ' nin standart sapma değeri. Ortalama değer için $P = 0$; % 84 güven derecesi için hata faktörü $P = 1$ ' dir.

$$R = \sqrt{(30)^2 + (7.27)^2} \approx 31 \text{ km}$$

$$\log (a_y) = 2.080 + 0.214 * 7.6 - 1.049 \log 31 + 0.085 * 1$$

$$a_y \approx 195 \text{ cm / sn}^2; a_y \approx 0.199 \text{ g}$$

Özbey ve diğ., (2003);

Maksimum yatay yer ivmesi, Kuzey Anadolu Fay Sisteminde gözlenen 1999 yılı depremlerine ait 196 adet kuvvetli hareket kayıtlarının regresyon matematiği ile değerlendirilmesi sonucunda elde edilen;

$$\begin{aligned} \log (a_y) = & 3.287 + 0.503 (M_w - 6) - 0.079 (M_w - 6)^2 - 1.1177 \log \sqrt{D^2 + (14.82)^2} \\ & + 0.141 Z_1 + 0.331 Z_2 + P \cdot \sigma_{\log(a_y)} \end{aligned} \quad (8.13)$$

bağıntısından hesaplanabilir.

Zemin türü D olduğundan; $Z_1 = 0$ ve $Z_2 = 1$ ' dir.

Ortalama değer için standart sapmaya ilişkin faktör $P = 0$; % 84 güven derecesinde ise; $P = 1$ olmaktadır.

İnceleme verileri dikkate alındığında;

$$M_w = 7.6$$

$$D = 30 \text{ km}$$

$$\text{Zemin D türü; } Z_1 = 0 \text{ ve } Z_2 = 1$$

Özbey ve diğ., (2003) bağıntısından;

$$\begin{aligned} \log (a_y) = & 3.287 + 0.503 (7.6 - 6) - 0.079 (7.6 - 6)^2 - 1.1177 \log \\ & \sqrt{30^2 + (14.82)^2} + 0.331 \times 1 \end{aligned}$$

$$a_y \approx 250 \text{ cm / sn}^2 \rightarrow a_y = 0.254 \text{ g}$$

elde edilir.

Literatürde rapor edilen ivme ve hız azalım ifadelerinin sonuçları arasında kimi durumlarda ciddi farklılıklar gözlenmektedir. Bu durum büyük ölçüde kullanılan

makrosismik verilerin (büyüklük, kaynak uzaklıkları, istasyonun zemin / kaya kütlelerinin tam olarak tanımlanmasındaki eksiklikler, araştırmacıların yatay ivme bileşenlerini farklı şekilde regresyon analizine almaları –örneğin sadece en büyük yatay bileşeni veya iki yatay bileşenin geometrik ortalamasının alınması– vb.) farklılıklarından kaynaklanır. Mühendis değerlendirmelerinin daha sağlıklı yapılması açısından projelerde en az üç veya dört farklı azalım ifadesi kullanılmalıdır.

Hesaplanan maksimum yatay ivme değerlerinin aritmetik ortalaması alınırsa;

$$\bar{a}_y = \frac{0.174 + 0.196 + 0.199 + 0.254}{4} = 0.20 \text{ g}$$

Deprem moment büyüklük değeri ($M_W = 7.5$) ve faya dik uzaklık ($D = 30$ km) değerleri için $C_S = 750$ m/sn ve $C_P = 1245$ m/sn olarak alınabilir (Cüceoğlu, E.C., 2006).

Tablo 8.1 Atık su tünel yapısı ($M_W = 7.5$) için deprem parametreleri

S dalgası hızı	C_S	m/sn	750
P dalgası hızı	C_P	m/sn	1245
Zeminin birim hacim ağırlığı	γ_g	kN/m ³	17.32
Poisson oranı	ν	-	0.3
Üst tabaka kalınlığı	H	m	5
Hesaplanan maksimum yatay ivme	a_s	g	0.20
Fay sistemine uzaklık	D	km	30

7.7b bağıntısından;

$$V_S = (97)(0.20) = 19.4 \text{ cm/sn} = 0.19 \text{ m/sn}$$

$$\varepsilon = \left[\frac{0.19}{750} \sin 45 \cdot \cos 45 + 1.35 \frac{1.96}{750^2} \cos^3 45 \right] \quad (7.7b)$$

$$\varepsilon = 1.28 \cdot 10^{-4}$$

Tablo 8.2 Atık su tünel yapısı değerleri

Beton kaplama kalınlığı	t	m	0,25
Tünel yarıçapı	r	m	1,35
Tünel uzunluğu	L_t	m	100
Tünel yarı kesitinin eylemsizlik momenti	I	m^4	0,729402
Kesit alanı	S	m^2	0,962113
Beton Young's modülü	E	MPa	30000
Beton basınç dayanımı	f_c	MPa	25
Maksimum birim şekil değiştirme	ϵ_{maks}	-	0,003

Hesaplanan aksenal birim şekil değiştirme beton maksimum birim şekil değiştirme değerinden küçüktür. ($\epsilon < \epsilon_{maks}$) P dalgası etkisinde tünel ekseninde meydana gelecek maksimum şekil değiştirme, θ açısının 0 değerinde ortaya çıkmaktadır. Çünkü P dalgalarının tünel eksenine paralel ilerlemesi durumunda tünelde maksimum şekil değiştirmeler meydana gelir.

7.7a bağıntısından;

$$\epsilon = \left[\frac{V_p}{C_p} \cos^2 \theta + r \frac{a_p}{C_p^2} \sin \theta \cos^2 \theta \right] \quad (7.7a)$$

$$\epsilon = \frac{0.19}{1245} = 1.52 * 10^{-4}$$

P dalgalarının tünel ekseninde meydana getirdiği birim şekil değiştirme de maksimum şekil değiştirme sınırını aşmamaktadır ($\epsilon < \epsilon_{maks}$).

Yukarıdaki birim şekil değiştirme hesabında zemin-yapı etkileşimi göz önüne alınmamıştır. Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alındığı durumda yapıda birim şekil değiştirmenin hesabı için boyuna rijitlik katsayısı K_I nın bilinmesi gerekmektedir. Önerilen formülde boyuna rijitlik katsayısı K_I deprem dalgası boyunun bir fonksiyonudur (St. John ve Zahrah, 1987). Dalga boyu (L) nin bulunması için zemin doğal titreşim periyodunun bilinmesi gerekmektedir.

$$T = \frac{4H}{C_s} \quad (7.6)$$

$$T = \frac{4*5}{750} = 0.03s$$

$$L = T.C = 0.03*750 = 22.5 \text{ m} \quad (7.4)$$

$$G_g = \rho_g C^2 = \frac{1732}{1000} (750)^2 = 974772 \text{ kPa}$$

$$K_1 = \frac{16\pi G_g (1-\nu_g) d}{(3-4\nu_g) L} \quad (7.22)$$

$$K_1 = \frac{16\pi 974772 (1-0,3) 2,7}{(3-4*0,3) 100} = 514472 \text{ kPa}$$

Zemin yer değiştirme genliği (D_0) hesaplanması için 7.3 ve 7.5 bağıntularından yararlanılabilir.

$$\frac{2\pi D_0}{L} = \frac{V_S}{C_s} \sin\theta \cdot \cos\theta$$

$$D_0 = \frac{(100)(0,31)}{2\pi(750)} \sin 45 \cos 45 = 3.28 * 10^{-3} \text{ m}$$

Zemin-yapı etkileşimi göz önüne alındığı durumda tünelde meydana gelecek eksenel Şekil değiştirme ϵ ;

$$\epsilon = \frac{\frac{2\pi}{L}}{2 + \left(\frac{ES}{K_1}\right) \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} D_0 = \frac{\frac{2\pi}{100}}{2 + \left(\frac{(24.840.000)(1,92)}{514472}\right) \left(\frac{2\pi}{100}\right)^2} 3.28 * 10^{-3} = 8.7 * 10^{-5}$$

Zemin-yapı etkileşimi altında hesaplanan eksenel birim Şekil değiştirme de maksimum birim Şekil değiştirme değerinden küçüktür ($\epsilon < \epsilon_{maks}$). Söz konusu birim Şekil değiştirme neticesinde kesitte meydana gelen eksenel yük (N_{max}) 7.20 bağıntısından hesaplanabilir;

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} E S D_0 \frac{K_1}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_1}$$

$$N_{max} = E.S \epsilon = (24.840.000)(1,92)(8,7*10^{-5}) = 4179 \text{ kN}$$

Maksimum eğilme momenti (M_{\max}) 7.21 bağıntısından hesaplanacaktır. Birim kayma şekil değiştirmesinin hesabında kayma yer değiştirme genliğinin hesaplanması için 7.11 ve 7.12 bağıntılarından yararlanılabilir.

$$\frac{4\pi^2 D}{L^2} = \frac{a_s}{c_s} \cos^3 \theta$$

$$D = \frac{100^2 (1,962)}{4\pi^2 (750)^2} = 8,84 * 10^{-4} \text{ m}$$

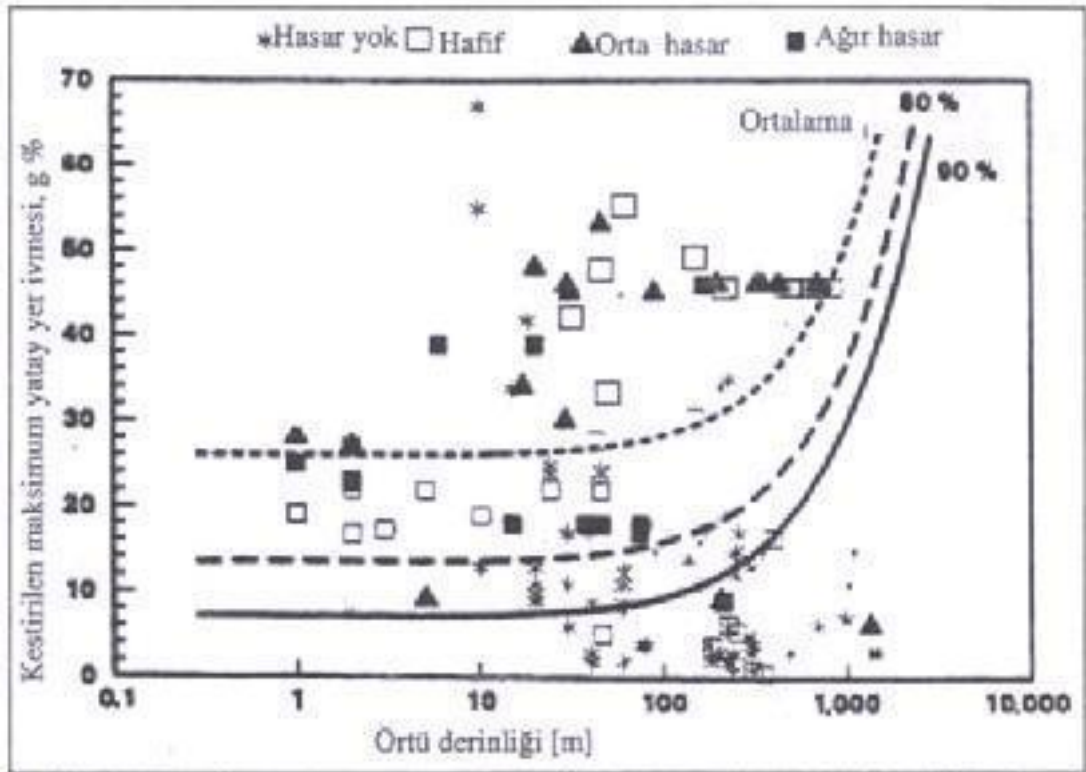
$$\varepsilon = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 D}{1 + \left(\frac{EI}{K_1}\right) \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r = \frac{\left(\frac{2\pi}{100}\right)^2 (8,84 * 10^{-4})}{1 + \left(\frac{(24840000)(0,0104)}{514472}\right) \left(\frac{2\pi}{100}\right)^4} 1,35 = 4,84 * 10^{-8} \text{ m}$$

Eğilme ve aksenal birim şekil değiştirmelerin kombinasyonu maksimum birim şekil değiştirme sınırını aşmamaktadır.

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 = 8,7 * 10^{-5} + 4,84 * 10^{-8} = 8,7 * 10^{-5} < 0,003$$

9. MAKSİMUM YER İVMESİ (YERÜSTÜNDE ÖLÇÜLEN / HESAPLANAN) – DERİNLİK BÜYÜKLÜKLERİNE GÖRE ATIK SU TÜNEL YAPISINDA DEPREMDEN KAYNAKLANAN HASARIN BELİRLENMESİ

$a_y = 0.20 \text{ g}$ ($\sim 22\% \text{ g}$), $H = 5 \text{ m}$ ve $\% 50$ güvenilirlik değerleri için Şekil 9.1’ den (Sharma ve Judd, 1991) atık su tünel yapısında ‘hafif’ ölçüde hasarın gözlenebileceği öngörülebilmektedir.



Şekil 9.1 Maksimum yatay yer ivmesi (yerüstünde ölçülen / hesaplanan) – tünel derinliği hasar ilişkisi, (Sharma ve Judd, 1991).

Şekil 9.1 incelendiğinde görülmektedir ki; artan tünel derinliği ile depremden kaynaklanan ‘hasar’ düzeyi azalmaktadır. Daha açık bir deyişle merkez üssüne yakın derin yer altı mühendislik yapıları depreme karşı dayanıklı davranış sergiler. Tüm deprem verilerinin dikkatle değerlendirilmesi bu sonucu tamamen desteklemektedir.

9.1. ATIK SU TÜNEL YAPISINDA OLASI DEPLASMAN HESABI

Tünel Çapı: $D = 2.7$ m,

Kalıcı Zemin Şekil Değişirme Bölgesi Uzunluğu: $L = 100$ m,

İşletme Şekil Değişirme Oranı = 0.0009,

$W = 40$ m

a) Kalıcı Zemin Şekil Değişirme Etkisi:

- Boyuna Kalıcı Zemin Şekil Değişirme Etkisi:

Önem katsayısı $I_p = 1.35$ alınmaktadır. O zaman $\delta_{dizayn} = 1.35 * \delta$ alınır. $L_0 = 3.0$ m olarak verilmektedir.

İşletme şekil değiştirme oranı nedeniyle oluşan düğüm noktası deplasmanı;

$$3 * 0.0009 = 0.0027 \text{ m olur.}$$

$\Delta u_{avg} = 2\delta \cdot L_0 / L$ bağıntısı kullanılarak;

$$\Delta U_{avg} = 2 * 1.35 * 3 / 100 \cong 8 \text{ cm}$$

- Çapraz Kalıcı Zemin Şekil Değişirme Etkisi:

$D / \delta_{dizayn} = 2.7 / 1.35 = 2$ olur. $\Delta x_t = \frac{L_0}{2} \left(\frac{\pi \delta}{W} \right)^2$ bağıntısından;

$$\Delta x = \frac{\pi^2 * 3 * 1.35^2 * 2 * 2.7}{40^2 * 1.35} = 0.135 \text{ m}$$

İşletme şekil değiştirme oranı nedeniyle oluşan düğüm noktası deplasmanı 0.0027 m idi.

Toplam deplasman: 13.77 cm olur.

b) Fay Hattı Geçişi Etkisi:

Eksenel deplasman, $\delta_f = \delta_{fn} \cos\Psi \sin\beta = 1.5 * \cos35 * \sin60 = 1.06$ m olur. İşletme şekil değiştirme oranı nedeniyle oluşan düğüm noktası deplasmanı ile toplam deplasman yaklaşık 107 cm olarak hesaplanır.

Ek yeri deplasman kapasitesi 20 cm olarak düşünüldüğün de 6 adet düğüm noktası ile oluşan bu deplasman karşılanabilir.

c) Sismik Dalga Yayılım Etkisi:

Burada $\lambda = 1000$ m, $V_m = 2.268$ m/s ve $C = 2000$ m/s olarak verilmektedir.

$$\varepsilon_g = 2\delta / L \text{ bağıntısından;}$$

$$\varepsilon_g = 2.268 / (2 * 2000) = 0.00058 \text{ bulunur.}$$

İşletme şekil değiştirme oranı 0.0009 idi.

$$\text{Toplam deplasman: } 0.00058 * 300 + 0.0009 * 300 \approx 0.5 \text{ cm bulunur.}$$

9.2. ATIK SU TÜNEL YAPISINDA OLASI DEPLASMANIN SAP2000 ANALİZİ İLE HESABI

Maksimum parçacık hızı $V_s = 31.23$ cm/s

S dalga hızı $C_s = 750$ m/s

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_s} = 0,0004164$$

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{\max} (1 - V_g) \text{ bağıntısından;}$$

Birim çap değişimi $\Delta d = 0,00058296$ m olarak bulunur.

$$T = \frac{4H}{C_S} = 0.0533333 \text{ s}$$

$$L = T.C = 40 \text{ m}$$

$$G_g = \rho_g C^2 = 974250 \text{ kpa}$$

$$E = 2G_g (1 + \nu_g) = 2533050 \text{ kpa}$$

$$F = \frac{E(1-\nu_g^2)r^3}{6E_S I(1-\nu)} = 350.5368$$

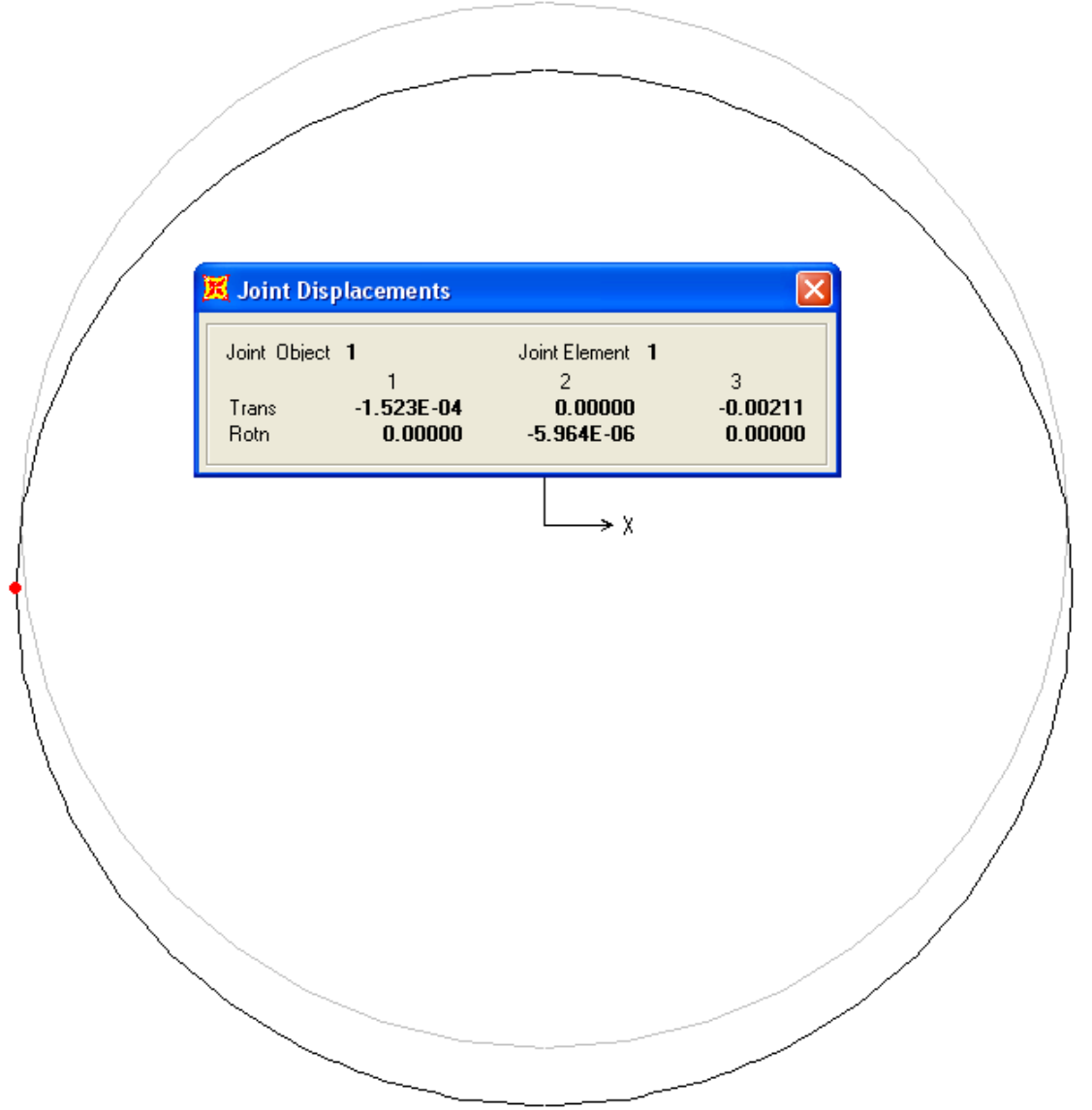
$$K_\alpha = \frac{12(1-\nu_g)}{12F+5-6\nu_g} = 0.011927182$$

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_\alpha F \gamma_{\max} = 0.000580311$$

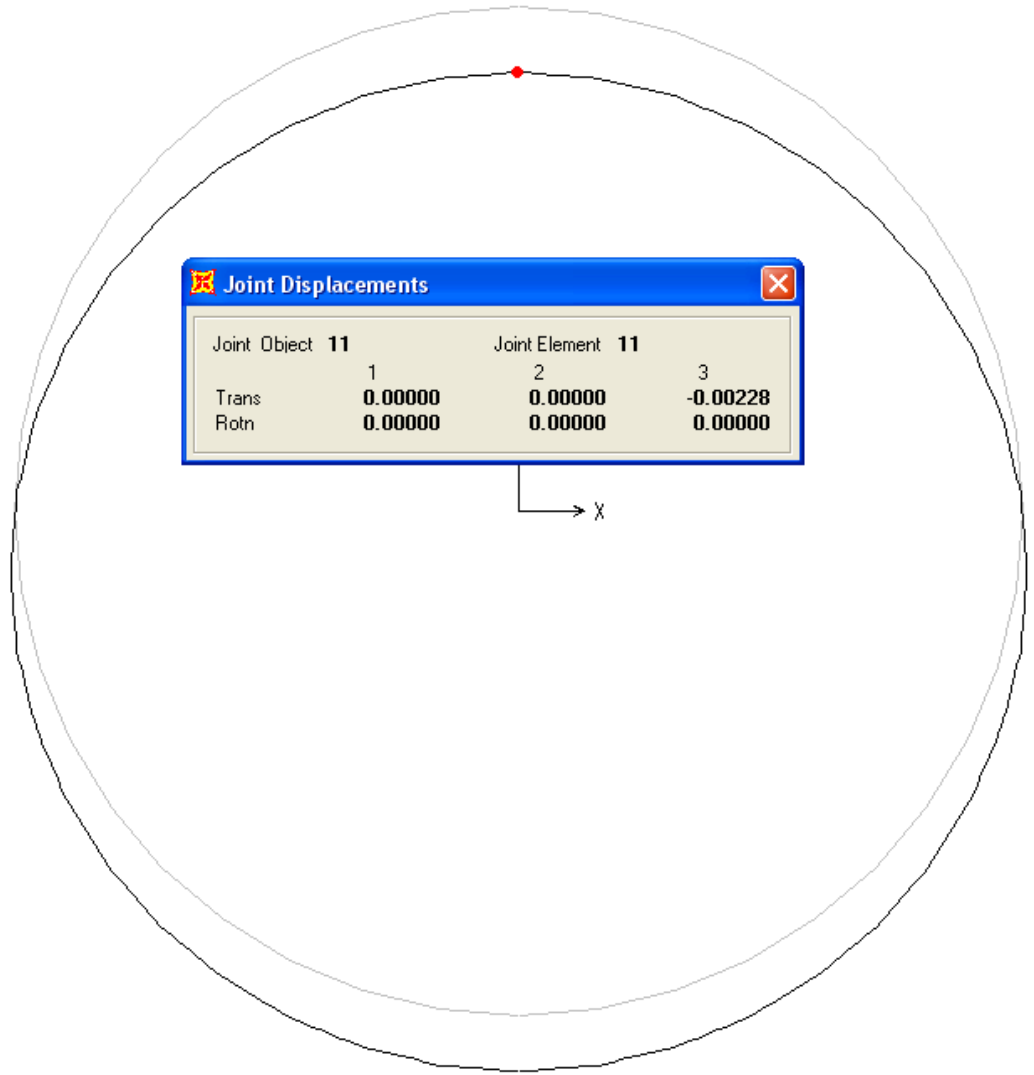
Birim çap değişimi $\Delta d = 0.000580311 \text{ m}$ olarak bulunur.

Hesaplamalarda Tablo 8.1 ve Tablo 8.2 değerlerinden faydalanılmıştır.

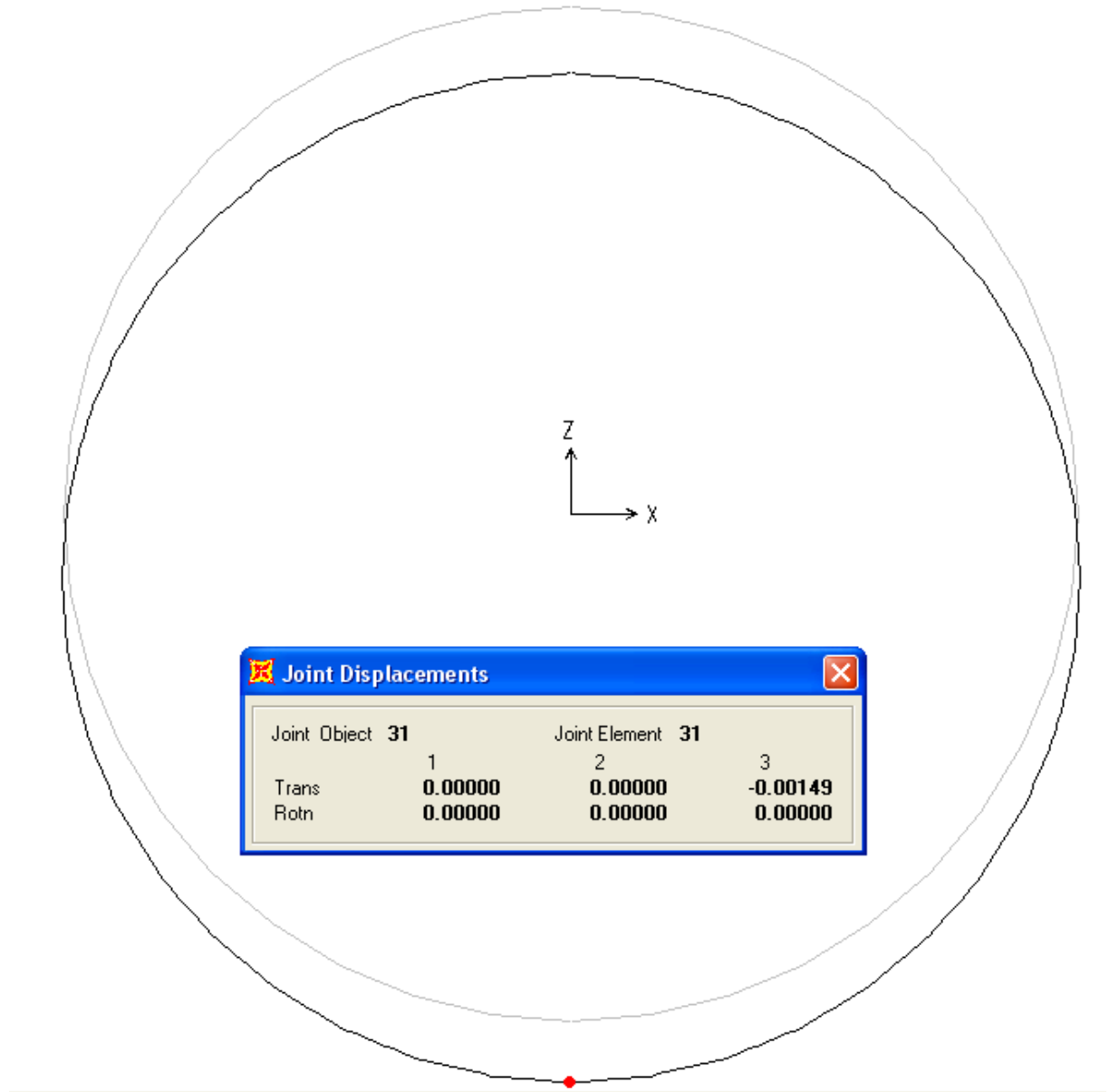
9.3. ATIK SU TÜNEL YAPISINDA OLASI HAREKETLİ VE ZATİ YÜK DAĞILIMLARI



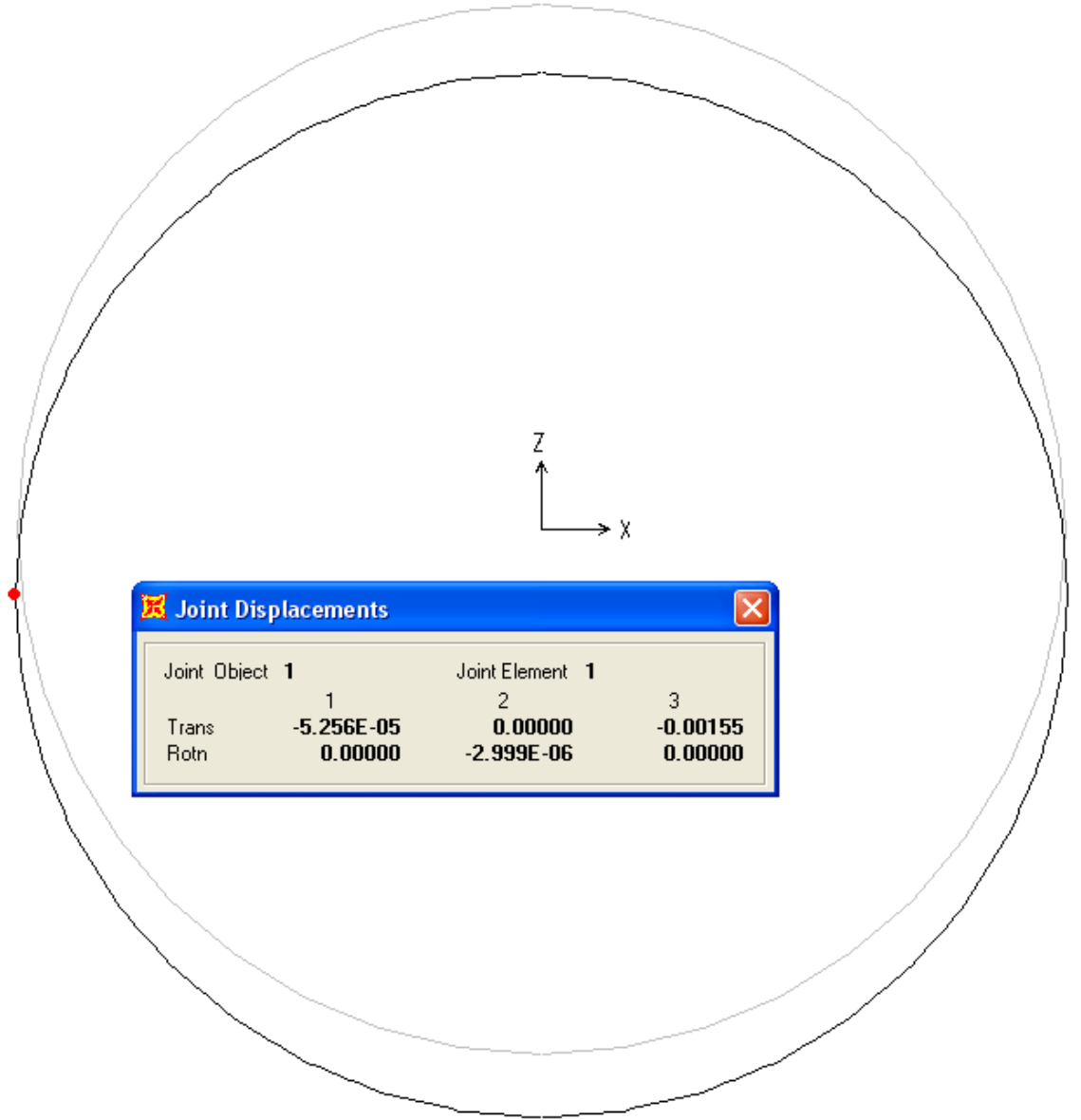
hareketli yük deplasmanı.



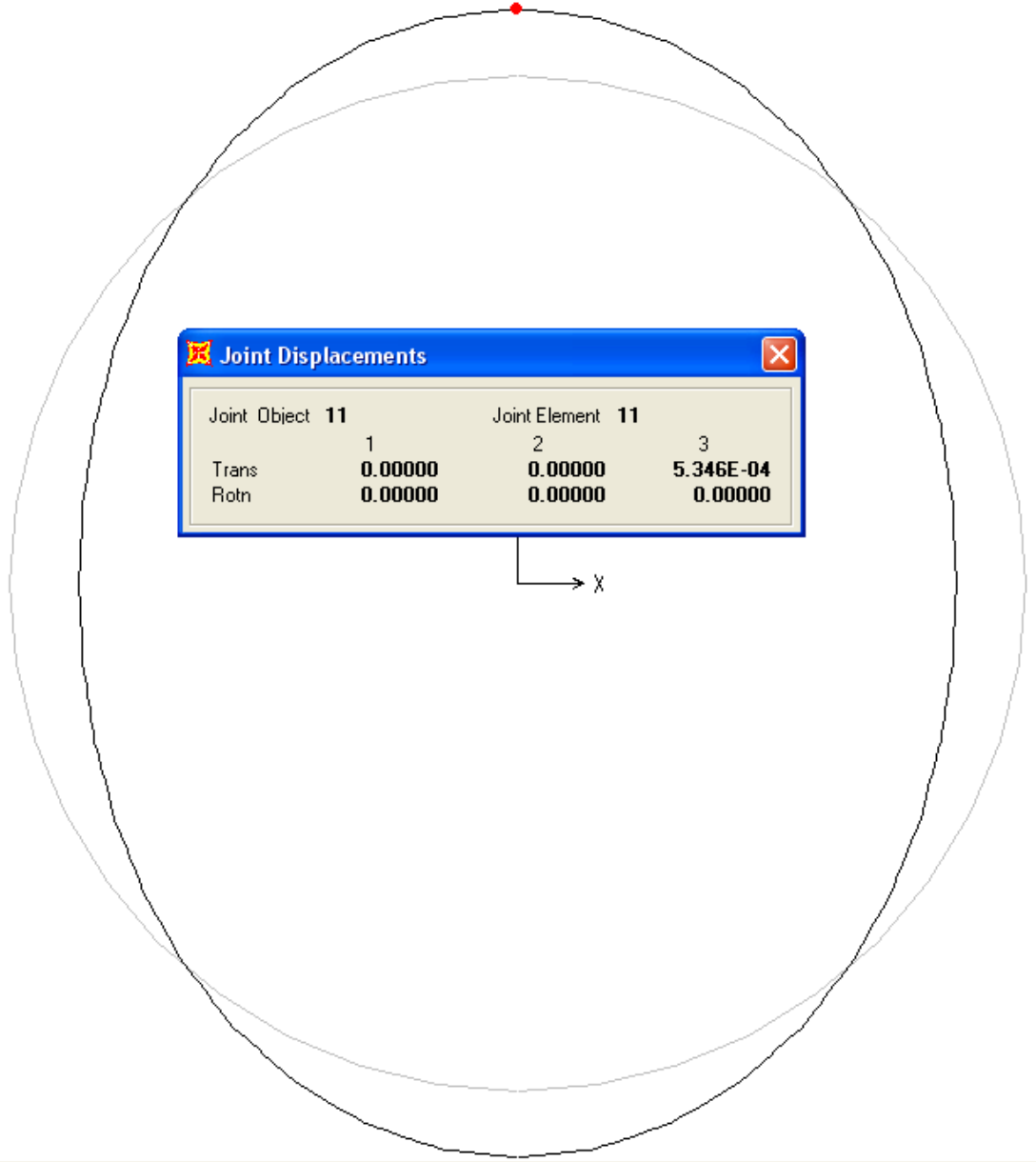
hareketli yük deplasmanı.



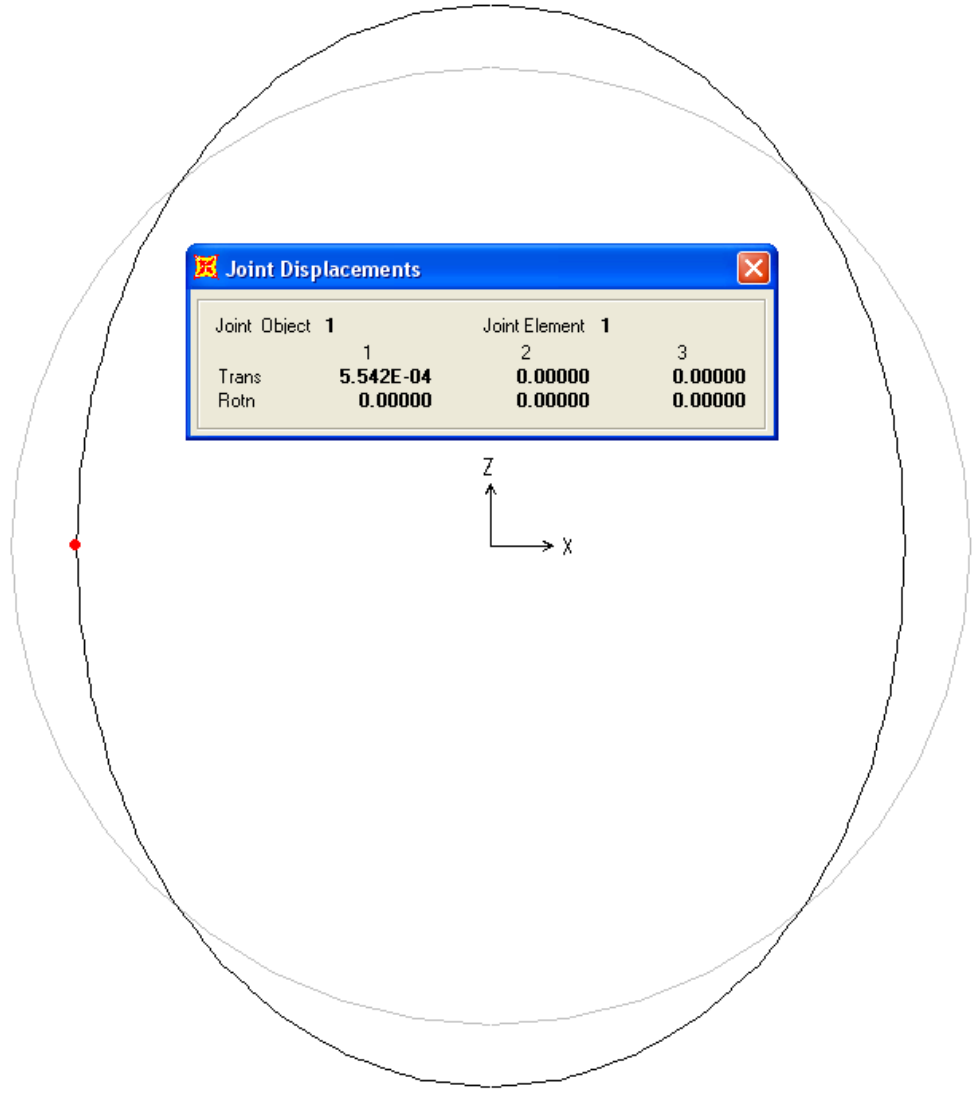
zati yük deplasmanı.



zati yük deplasmanı.



deprem yükü deplasmanı.



deprem yükü deplasmanı.

Comb1 = 1.4 zati + 1.6 hareketli

Comb2 = 1 zati + 1 hareketli + 1 deprem

10. TARTIŞMA VE SONUÇ

Bu çalışmada atık su tünel yapıların deprem etkisi altındaki yapısal davranışları incelenmiştir. Konu hakkındaki çalışmalar, deprem raporları ve çeşitli ülke yönetmelikleri incelendiğinde deprem etkisi sonucu atık su tünel yapılarda oluşan hasarların;

- Deprem hareketinin dalga boyuna,
- Yüzey tabakasının doğal periyoduna,
- Yüzey tabakasındaki kayma dalgası hızına,
- Ana kayanın derinliğine,
- Tünel yapının derinliğine

bağlı olduğu görülmüştür. Atık su tünel yapıların depreme dayanıklı tasarımında dikkat edilmesi gereken en önemli unsur yapının tamamen jeolojik malzeme ile çevrili olduğudur. Bu nedenle yer altı yapılarındaki deprem şekil değiştirmeleri zemin şekil değiştirmeleri ile bağıntılıdır. Bir başka deyişle yer altı yapılarındaki deprem yükleri serbest alan şekil değiştirmeleri neticesinde oluşan tepki kuvvetleridir.

Atık su tünel yapıların depreme dayanıklı tasarımında ilk aşama yapının bulunduğu bölgenin deprem üretme potansiyelidir. İkinci aşamada ise beklenen deprem parametreleri altında yapının bulunduğu zeminin serbest alan şekil değiştirmeleri irdelenmelidir. Bu noktadan sonra atık su tünel yapının deprem etkisi altındaki davranışı iki kısımda ele alınacaktır. İlk olarak deprem dalgalarının atık su tünel hattı eksenine boyunca ilerlemesi ile oluşabilecek şekil değiştirmeler ve kuvvetlerin hesaplanmasıdır. Hesaplanması gereken iki ana şekil değiştirme durumu aksel şekil değiştirme ve boyuna eğilmedir. Bu yapısal şekil değiştirmeler zemin hareketlerinin yapıda meydana getirdiği hareketlerdir. Dolayısıyla yapısal şekil değiştirmeler zemin şekil değiştirmelerinin fonksiyonudur. Serbest alan zemin şekil değiştirmeleri deprem ve zemin parametrelerine göre atık su tünel hattının incelenen bölümü boyunca

hesaplandıktan sonra yapının bu şekil değiştirmelere ne kadar uyacağı veya karşı koyacağı incelenmelidir. Yapısal şekil değişimlerinin bulunması zemin-yapı etkileşiminin çözümüdür. Bu noktada ilk olarak zemin-yapı etkileşimi göz ardı edilerek yapının zemin şekil değiştirmelerine aynen uyduğu kabulü ile hesaplamalar yapılır. Bu yaklaşımda serbest alan zemin şekil değiştirmeleri yapıya aynen tatbik edilerek hesaplamalar yapılır. Zemin-yapı etkileşimi göz önüne alınarak hesaplama yapılmak istenirse başvurulacak yöntem atık su tünel yapının elastik zemine oturak sürekli giriş gibi modellenmesidir. Bu yöntemde elastik zemini karakterize eden yay katsayıları zemin-yapı etkileşimini de idealize edecektir. Söz konusu yay katsayı değerleri için tünel çapı, deprem dalgası boyu ve zemin üst tabaka kalınlığı gibi parametrelerin bulunduğu bağıntılara başvurulabilir.

Atık su tünel yapıların deprem etkisi altındaki yapısal davranışının incelenmesinde ikinci aşama ise yapı boyuna dik deprem hareketlerinin incelenmesidir. Bu aşamada da öncelikle deprem ve zemin parametreleri altında serbest alan zemin şekil değiştirmeleri hesaplanır. Yapı boyuna dik deprem hareketleri sonucunda atık su tünel yapıda meydana gelecek şekil değiştirme eğilmedir. Dairesel kesitli yapılardaki eğilme şekil değişimi ovalleşme olarak da adlandırılabilir. Ovalleşme şekil değişimi birim çap değişimi olarak tanımlanabilir. Yapı boyuna dik deprem etkisi incelendiğinde zemin-yapı etkileşimi probleminin çözümü için farklı yöntemler önerilmektedir. Eğilme şekil değişiminde zemin-yapı etkileşimini belirlemek için en basit yaklaşım zemin ve yapı rijitliklerinin oranıdır. Zemin ve yapının kayma modülleri oranı yapının serbest alan zemin şekil değiştirmelerine ne kadar uyacağı veya karşı koyacağı hakkında bilgi verir. Tasarım aşamasında etkileşimin göz önüne alınmadığı durumlar da ise zemin şekil değiştirmeleri yapıya aynen tatbik edilecektir. Etkileşimin göz önüne alınması durumunda ise serbest alan şekil değiştirmeleri yapı ve zemin rijitlikleri oranında yapıya uygulanacaktır.

Atık su tünel yapıların deprem etkisi altında yapısal davranışı zemin davranışı ile bir bütünlük teşkil eder. Deprem esnasında yapıda meydana gelen pozisyon değişimleri zeminin yapıya empoze ettiği şekil değişiminden başka bir şey değildir. Dolayısıyla zemin şekil değiştirmeleri yapı şekil değiştirmeleri için her zaman bir üst sınırdır. Yapı rijitliği oranında bu şekil değişimlerine uyar veya karşı koyar. Atık su tünel yapıların yapısal davranışının incelenmesinde odak noktası zemin-yapı etkileşiminin

anlaşılmasıdır. Zemin-yapı etkileşiminin göz ardı edildiği yaklaşımlar özellikle yumuşak zeminlerdeki rijit yapılarda büyük yükler ve dolayısıyla aşırı güvenli çözümler ortaya çıkarır. Bu nedenle atık su tünel yapılarının deprem etkisi altında yapısal davranışının incelenmesinde zemin-yapı etkileşiminin önemi artmaktadır.

Bu çalışmada Beykoz Atık Su Tünel Yapısının deprem etkisi altındaki yapısal davranışının incelenmesinde ilk olarak bölgede deprem riski araştırılmış, mevcut Kuzey Anadolu Fay sisteminde (KAF) meydana gelen 17 Ağustos 1999 Doğu Marmara Depremi ($M_w = 7.6$) göz önüne alınmıştır. Atık su tünel yapılarda depremden kaynaklanan hasarların belirlenmesinde kullanılan temel büyüklük kuvvetli yer sarsıntısına ait maksimum yatay yer ivmesi olduğundan literatürde belirtilen dört farklı ampirik bağıntı ile maksimum yatay yer ivme değeri (a_y) 0.20g olarak hesaplanmıştır. Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı durumda maksimum eksenel şekil değiştirme $1.52 \cdot 10^{-4}$ olarak hesaplanmış, zemin-yapı etkileşimi göz önüne alındığında ise bu değer $8.7 \cdot 10^{-5}$ bulunmuştur. Görüldüğü gibi zemin-yapı etkileşiminin hesaplamaya katılması ile yapısal yer değiştirmeler %60 oranında azalmaktadır. Hesaplanan eğilme ve eksenel birim şekil değiştirmelerin kombinasyonu, maksimum birim şekil değiştirme sınırını aşmamaktadır ($8.7 \cdot 10^{-5} < 0.003$). Kalıcı zemin şekil değiştirme etkisi ile oluşabilecek toplam deplasman 13.77 cm, fay hattı geçişi ve sismik dalga yayılım etkisi ile meydana gelebilecek toplam deplasman 0.5 cm olarak hesaplanmıştır. SAP2000 analizi ile hesaplanan olası birim çap değişimi (Δd) 0.058 cm olarak bulunmuştur.

Sonuç olarak atık su tünel yapılarının deprem etkisi altındaki yapısal davranışının incelenmesinde zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı çözümler yapılabilir. Fakat Beykoz Atık Su Tünel Hattı incelemesinde de görüldüğü gibi etkileşimin yok sayılması aşırı büyük deprem yükleri ortaya çıkarabilmektedir. Bu nedenle yer altı yapılarının yapısal davranışı incelenirken zemin-yapı etkileşimi göz önüne alınmalıdır. Zemin-yapı probleminin çözümü için bu çalışmada kullanılan basitleştirilmiş metotlar ve SAP2000 analizi mühendislik açısından yeter yakınsaklık sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

- ABE, K., KANAMORI, 1980, *Complement to Magnitudes of Large Shallow Earthquakes from 1904 to 1980*, Hokkaido University, Sapparo 060, Japan.
- AMBRASEYS, N.N., 1998, Engineering Seismology, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.17, No.1, Wiley, Chichester.
- AMBRASEYS, N.N., BOMMER, J.J., 1995, Attenuation Relation for Use in Europa: An Overview, *European Seismic Design Practice*, Elnashal (ed), Balkema, Rotterdam.
- AMBRASEYS, N.N., DOUGLAS, J., SARMA, S.K., SMITH, P.M., 2005, Equation for the Estimation of Strong Ground Motions from Shallow Crustal Earthquakes Using Data from Europa and the Middle East: Horizontal Peak Ground Acceleration, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Chapter.3, 55-73.
- ARIOĞLU, E., ARIOĞLU, N., YILMAZ, A.O., GİRGIN, C., 2000, *Deprem ve Kurtarma İlkeleri*, Evrim Yayınevi, İstanbul.
- ARIOĞLU, E., YILMAZ, A.O., 2006, *Tünel / Galerilerin Sismik Analizi*, Beril Yayınevi, İstanbul, 9944-89-103-7.
- ATIMTAY, E., 2000, *Açıklamalar ve Örneklerle Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (Betonarme Yapılar)*, Cilt.I, Bizim Büro, Ankara.
- BAYINDIRLIK VE İSKAN BAKANLIĞI, 2007, *Afet Bölgelerinde Yapılan Yapılar Hakkında Yönetmelik*, Ankara.
- BAYRAK, Y., 2004, *Spatial and Temporal Variations of the Aftershock Sequences of the 1999 İzmit and Düzce Earthquakes*, 56, 933-944.
- BAYRAK, Y., YILMAZTÜRK, A., 1999, *Türkiye ve Civarında Sismik Moment ve Gerilim Dağılımı*, No.18, 253-268.
- BOLT, B.A., 2004, *Engineering Seismology*, Chapter-2, (Editors: Bozorgnia, Y. and Campbell), CRC Press LLC, 2.1-2.34.
- BOMMER, J.J., MARTINEZ-PEREIRA, A., 1999, The Effective Duration of Earthquake Strong Motion, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.3, 127-172.
- BOZORGNIA, Y., CAMPBELL, K.W., 2004, Engineering Characterization of Ground Motion, Chapter-5, *Earthquake Engineering*, (Editors: Bozorgnia, Y. and Bertero V.V.), CRC Press Boca Raton, 5.1-6.9.
- BURNS, J.Q., RICHARDS R.M., 1964, Attenuation of Stresses for Buried Conduits, *Proc. Symp. Soil-Structure Interaction*, University of Arizona.

- CÜCEOĞLU, E.C., 2006, *Yer Altı Yapılarının Depreme Dayanıklı Tasarımı*, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- ÇİNİCİOĞLU, S.F., ÖZTOPRAK, S., KELEŞOĞLU, M.K., 2003, Yerleşimine Uygunluk Çalışmalarında Mikro Bölgeleme Çalışmalarının Önemi ve Standardizasyon Gereksinimi, *Küçükçekmece ve Yakın Çevresi Teknik Kongresi*, Deprem ve Planlama, 8-10 Ekim, İstanbul, 669-680.
- DOBRY, R., OWEIS, L., URZUA, A., 1976, Simplified Procedures for Estimating the Fundamental Period of a Soil Profile, *Bull, Seismol Soc., Am.*, 66, 4, 1293-1321.
- EKSTRÖM, G., DZIEWONSKI, A.M., 1980, Centroid Moment Tensor Solutions for 515 Earthquakes, *Global Seismicity of 1980*, Harvard University, Cambridge, MA 02138, U.S.A.
- ERDİK, M. VE DİĞ., 2002, Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, Deprem Mühendisliği Bölümü, *Earthquake Risk Assessment for Istanbul Metropolitan Areas*, Amerikan Kızılhaçı ve Türk Kızılay Derneği.
- FILRATRAULT, A., 1998, *Element of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Polytechnic International Press, Montreal.
- FRENCH ASSOCIATION FOR SEISMIC ENGINEERING (AFPS), FRENCH TUNNELING ASSOCIATION (AFTES), 2001, *Earthquake Design and Protection of Underground Structures*.
- FUKUSHIMA, Y., TANAKA, T., 1990, A New Attenuation Relation for Peak Horizontal Acceleration of Strong Earthquake Ground Motion in Japan, *Bull. Seism. Soc., Am.*, Vol. 80, No. 4, 757-783.
- FUKUSHIMA, Y., IRIKURA, K., UETAKE, T., MATSUMOTO, H., 2000, Characteristics of Observed Peak Amplitude for Strong Ground Motion from the 1995 Hyogoken Nanbu (Kobe) Earthquake, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 90, pp 545-565.
- GODARD, J.P., Urban Underground Space and Benefits of Going Underground, *World Tunnel Congress 22-24 May 2004 General Assembly*, Singapore
- HASHASH, Y.M.A., HOOK, J.J., SCHMIDT, B., YAO, J., 2001, IC 2001 Seismic Design Analysis of Underground Structures, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16, 247-293.
- HEATON, T.H., HARTZEL, S.H., 1986, Rupture History of the 1984 Morgan Hill, California, Earthquake From the Inversion of Strong Motion Records, *Bull, Seismol. Soc., Am.* 76.
- HOEG, K., 1968, Stresses Against Underground Structural Cylinders, *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE 94 (SM4), 833-858.
- HU, Y.X., LIU, S.C., DONG, W., 1996, *Earthquake Engineering*, E&FN Spon, London.

- IMAI, T., 1977, P and S Wave Velocities of the Ground in Japan, *Proc. Ninth ICSMFE*, Vol.2, 257-260.
- İSKİ, 2003, *Beykoz Atık su Tüneli İlave Geoteknik Etütler*, İstanbul.
- İYİSAN, R., 1996, Zeminlerde Kayma Dalgası Hızı ile Penetrasyon Deney Sonuçları arasındaki Bağlantı, *İ.M.O. Teknik Dergi*, 7, Sayı.2, T.M.M.O.B. İnş. Müh. Odası, Ankara.
- JAPANESE SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 1975, *Specifications for Earthquake Resistant Design of Submerged Tunnels*.
- KALAFAT, D., KULELİ, S., LI, X., TOKSÖZ, M.N. AND GÜLEN, L., 2002, The Afyon Turkey Earthquake: Source Characteristics and Implications for Earthquake Triggering, *Eastern Section of the Seismological Society of America*, Program & Abstracts p.16, 74th Annual Meeting October 20-22, 2002 Boston College, Chestnut Hill, MA.
- KALKAN, E., GÜLKAN, P., 2004a, Site Dependent Spectra Derived from Ground Motion Records in Turkey, *Earthquake Spectra*, Vol.20, No.4, 1111-1138.
- KANAMORI, H., 1977, The Energy Release in Great Earthquakes, *J. Geophys. Res.*, 82, 2981-2987.
- KETİN, İ., 1998, *Genel Jeoloji-Yerbilimlerine Giriş*, İ.T.Ü. Vakfı Yayınları, No.22, 5. Baskı, İstanbul.
- KRAMER, S.L., 1996, *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.
- KRAMER, S.L., 2003, *Geoteknik Deprem Mühendisliği*, Gazi Kitapevi, İstanbul.
- KRINITZSKY, E.L., GOULD, J.P., EDINGER, P.H., 1993, *Fundamentals of Earthquake Resistant Construction*, John Wiley&Sons, Inc., New York.
- LAY, T., WALLACE, T.C., 1995, *Modern Global Seismology*, Academic Press, San Diego, California.
- LILLIE, E.J., 1999, *Whole Earth Geophysics*, Prentice Hall, New Jersey.
- METRO RAIL TRANSIT CONSULTANTS (DMJM/PBQD/KE/HWA), 1984, *Informational Annexes to Supplemental Criteria for Seismic Design of Underground Structures*, Los Angeles.
- NAEIM, F., KELLY, J.M., 1999, *Design of Seismic Isolated Structures*, John Wiley, New York.
- NEWMARK, N.M., 1967, Problems in Wave Propagation in Soil and Rock, *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*.
- NISTIR, *National Institute of Standards and Technology*, June 1999.

- OHTA, Y., GOTO, N., 1978, Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6.
- OKAMOTO, T., Effects of Near Source Seafloor Topography on Long-Period Teleseismic P Waveforms, *Geophysical Research Letters*, 16, 1309-1312.
- ÖZAYDIN, K., 1996, *Zemin Dinamiği*, Deprem Mühendisliği Türk Milli Komitesi Yayınları No.1, İstanbul.
- ÖZBEY, C., SARI A., MANUEL, A., ERDİK, M., FAHYAN, Y., 2003, Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations for Northwest Turkey, 5. *Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, T.M.M.O.B. İnş. Müh. Odası, 26-30 Mayıs 2003, İstanbul, 1-10.
- PECK, R.B., HENDRON, A.J., MOHRAZ, B., 1972, State of the Art in Soft Ground Tunneling, The Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference, *American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers*, New York, pp.259-286.
- PUNCARU, H., BERKCHEMER, H., A Magnitude Scale for Very Large Earthquakes, *Tectonophysics*, 49, 189-198.
- ROLLINS, K.M., 1998, Shear Modulus and Damping Relationship for Gravels, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- SCOTT, J.H., 1973, Seismic Refraction Modeling by Computer, *Geophysics*, Vol.38, No.2, 271-284.
- SEED, H.B., UGAS, C., LYSMER, J., 1974, Site-Department Spectra for Earthquake Resistant Design, *Earthquake Engineering Research Center*, Report No.EERC 74-12, University of California Berkeley.
- SHARMA, S. JUDD, W.R., 1991, Underground Opening Damage from Earthquakes, *Engineering Geology*, 30, Elsevier, Amsterdam.
- SINGH, S.K., HAVSKOV, J., 1980, On Moment-Magnitude Scale, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 70, 379.
- ST. JOHN, C.M., ZAHRAH, T.F., 1987, Aseismic Design of Underground Structures, *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol.2, No.2, Pergamon Press, Oxford, 165-197.
- ŞENDİR, S., 2005, *Zemine Gömülü Boruların Sismik Etkiler Altındaki Davranışı*, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- TEZCAN, S., 1996, Probability Analysis of Earthquake Magnitudes, *Türkiye Deprem Vakfı*, TDV/TR 96-001 Raporu, İstanbul.
- TEZCAN, S., ÖZDEMİR, Z., 2004, Liquefaction Risk Analysis and Mapping Techniques, *Higher Education Research Foundation*, İstanbul.

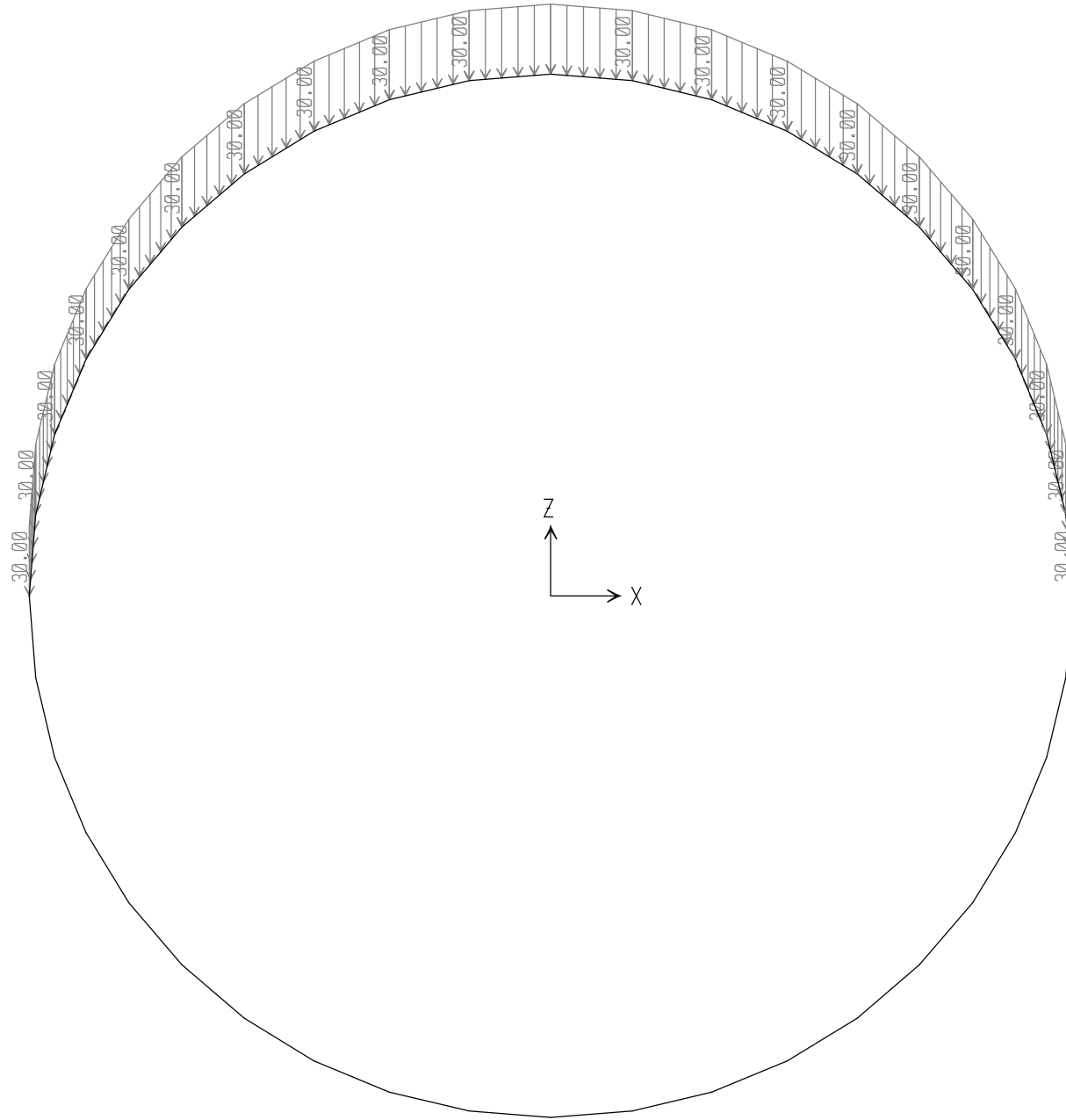
- THOMANS, I.J., BOMMER, J.J., 2003, The Attenuation of Strong-Motion Peaks in Europa, *12th European Conference on Earthquake Engineering*, Elsevier, 1-10.
- UTSU, T., 2002a, Relationship Between Magnitude Scales, Chapter.44, *International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology*, Part A, Academic Press, Amsterdam, 733-746.
- UTSU, T., 2002b, Statistical Features of Seismicity, Chapter.43, *International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology*, Vol.81a, Academic Press, Amsterdam, 719-732.
- VELETOSOS, A.S., 1994, Dynamic Soil Pressures on Rigid Retaining Walls, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, 275-301.
- WANG, J.N., 1993, *Seismic Design of Tunnels*, Parsons Brinckerhoff Monograph-7, Parsons Brinckerhoff Quade Douglas Inc., New York.
- WELLS, D.L., COPPERSMITH, K.J., 1994, New Empirical Relationship Among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area and Surface Displacement, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.84, No.4.
- YAPI MERKEZİ, 2001, *İvme Azalım Bağlılıları ve Bu Bağlılıların 17 Ağustos 1999 Doğu Marmara Depremi Açısından İrdelenmesi*, Dahili Rapor No: YM/AR-GE/2001-2, Bilgi Belge Bölümü, Çamlıca, İstanbul.

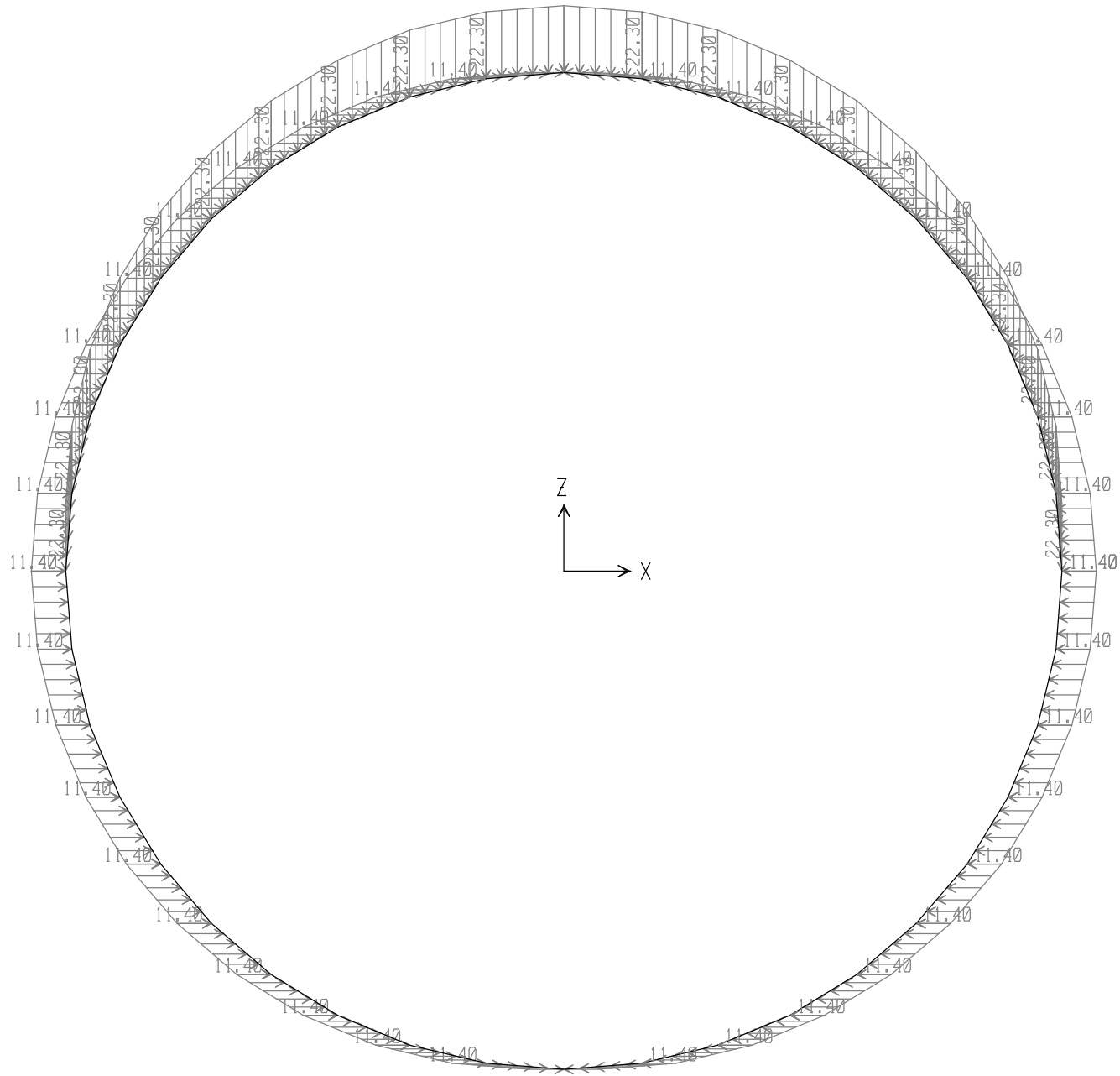
EKLER

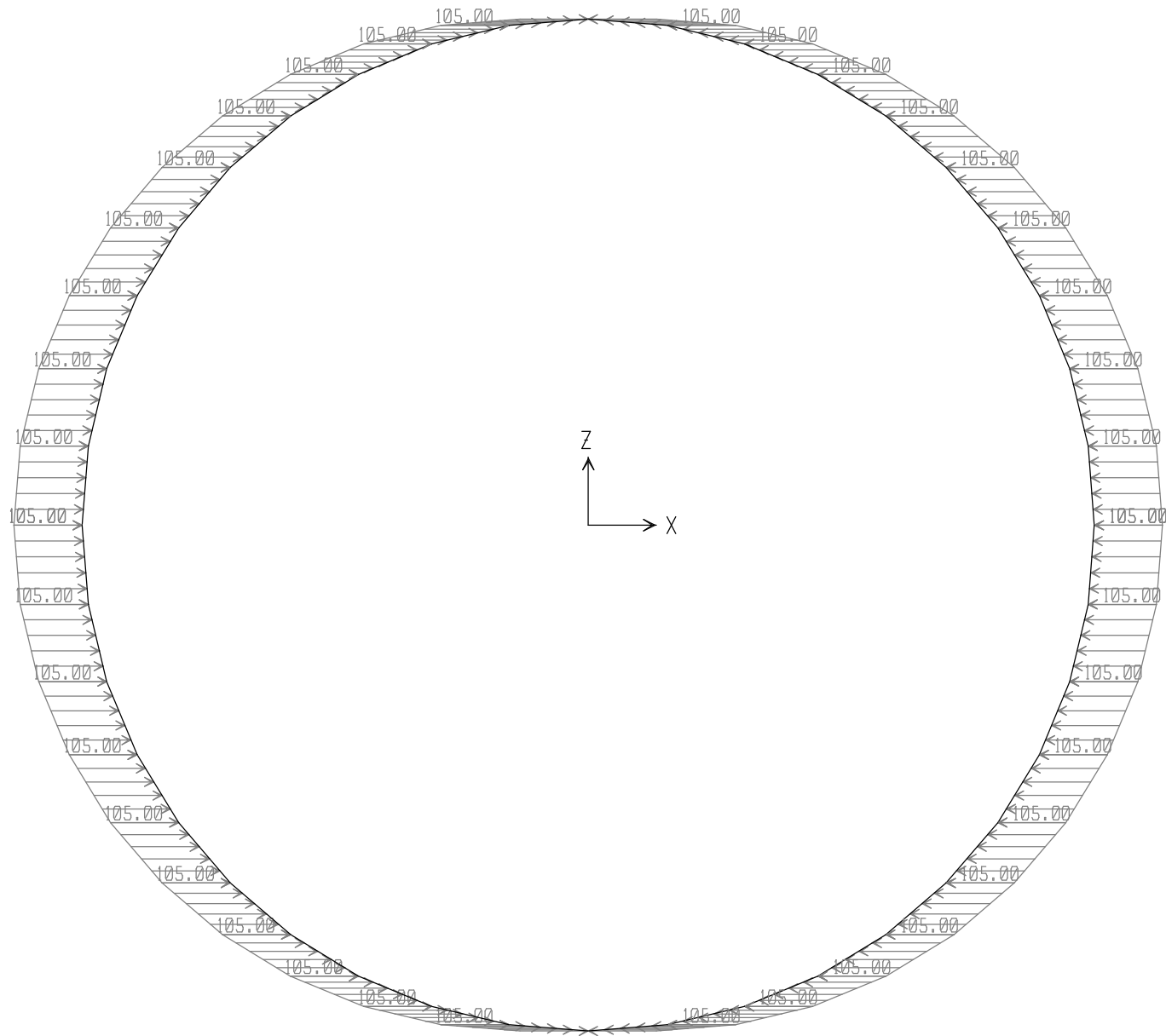
1. Atık su tünel hattı A – A kesiti.
2. Atık su tünel hattı güzergahı.
3. Atık su tünel hattına deprem etkisi altında etkiyen yük dağılımlarının SAP2000 programı ile analizi.

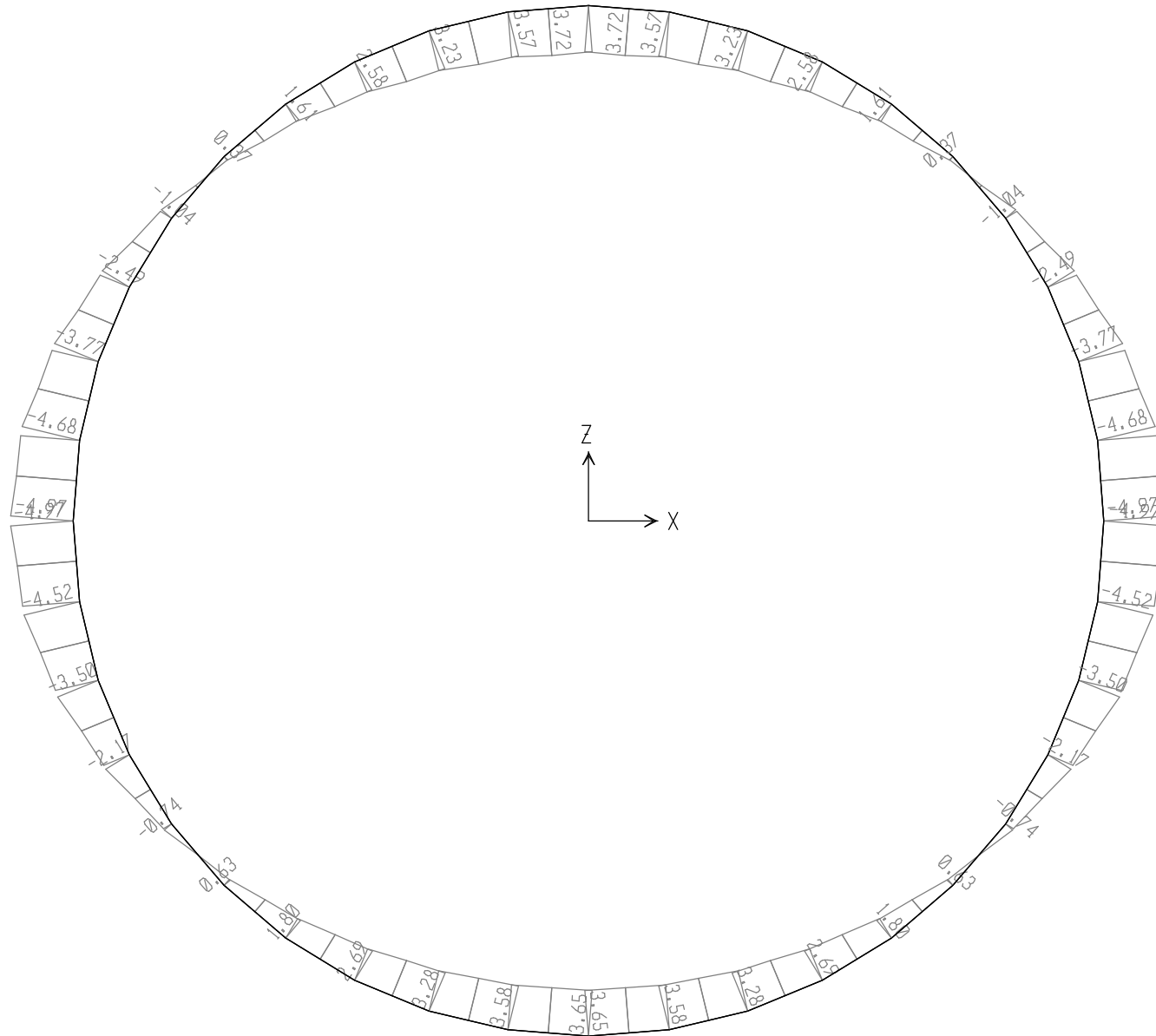
ÖZGEÇMİŞ

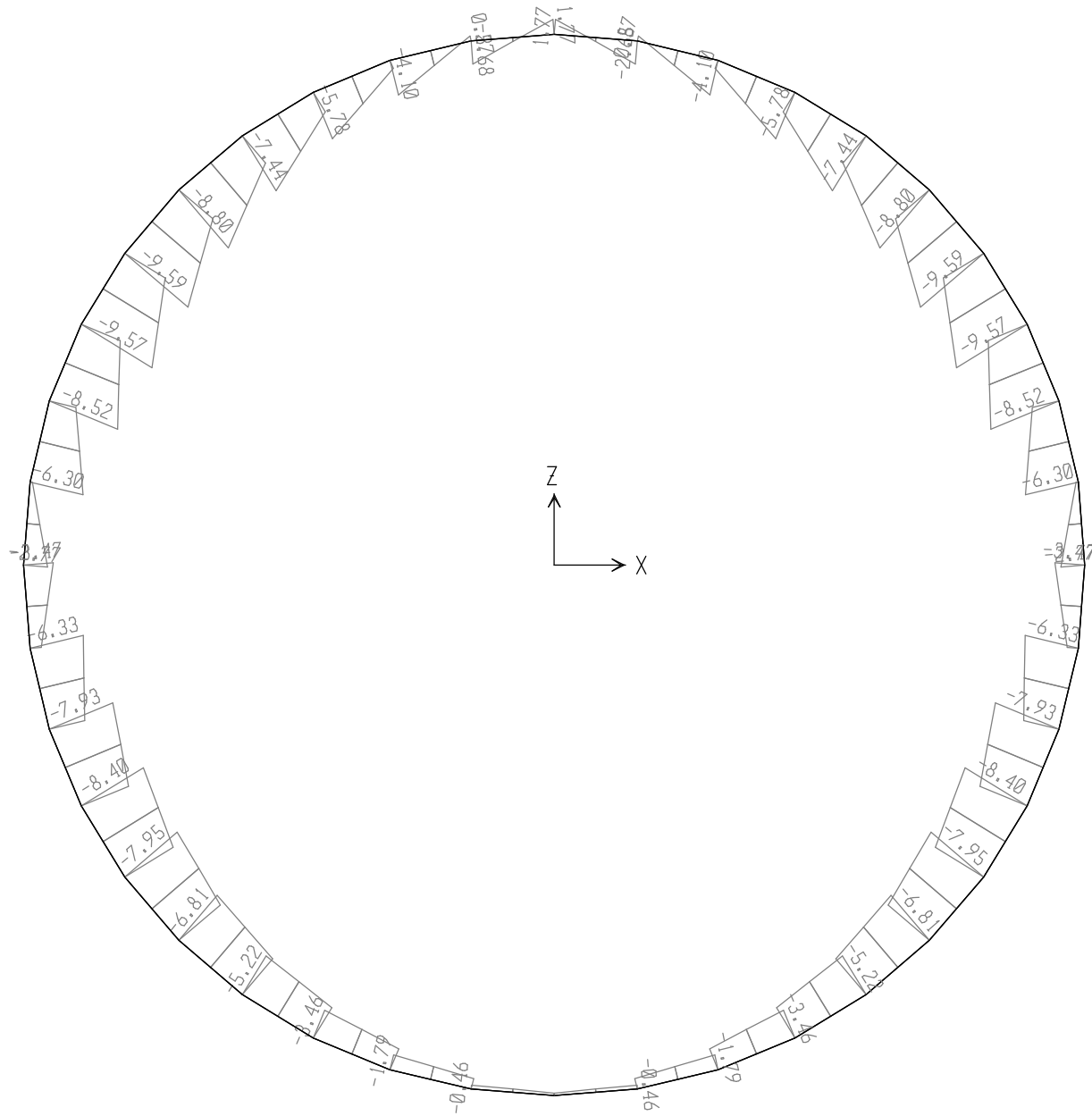
Çağatay TURGUT 1983 yılında İstanbul' da doğdu. 2001 yılında Eskişehir Anadolu Lisesi' nden mezun oldu. Lisans öğrenimine Yıldız Teknik Üniversitesi Makine Fakültesi Makine Mühendisliği Bölümü' nde 2001 yılında başladı ve 2005 yılında tamamladı.

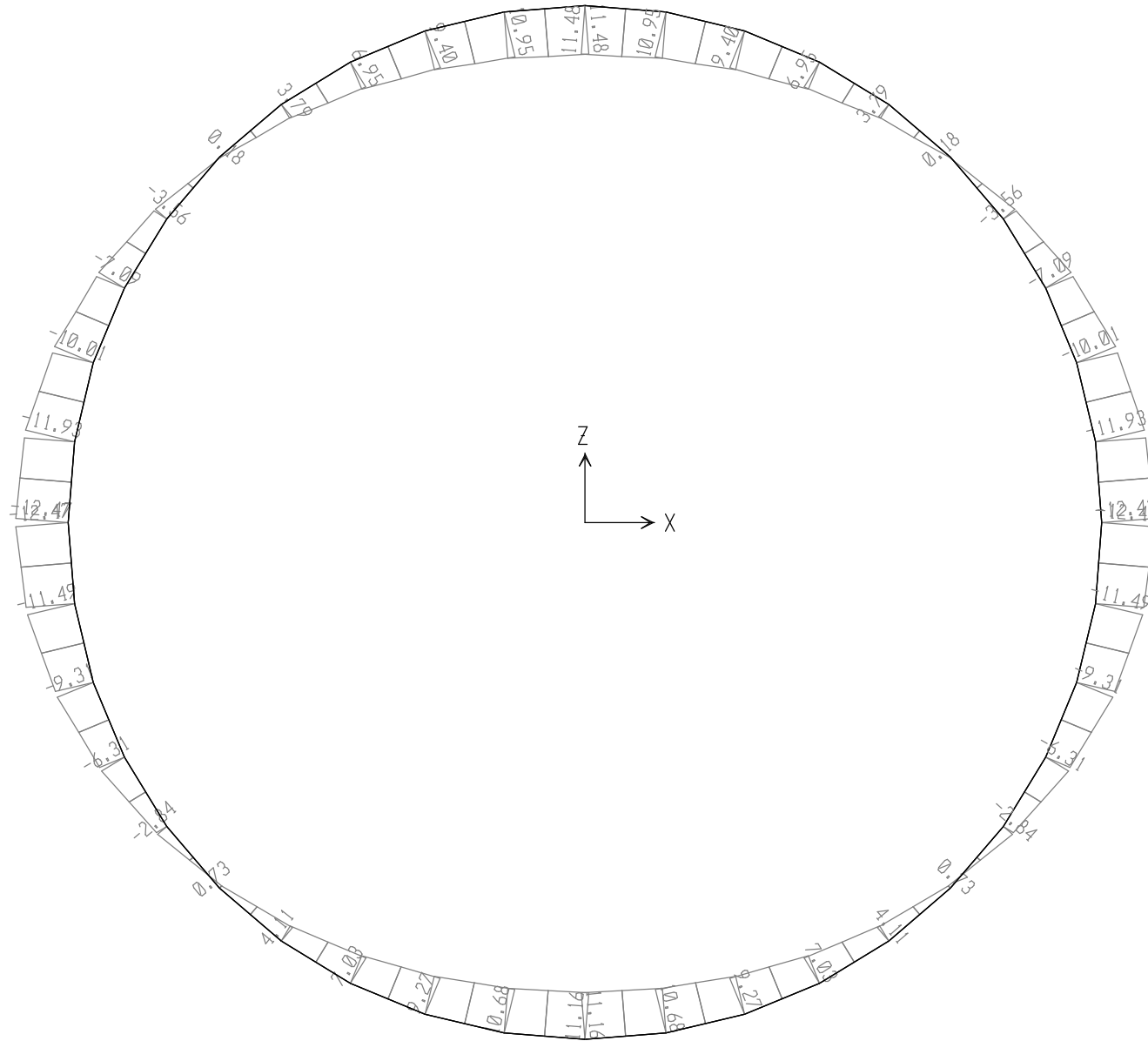


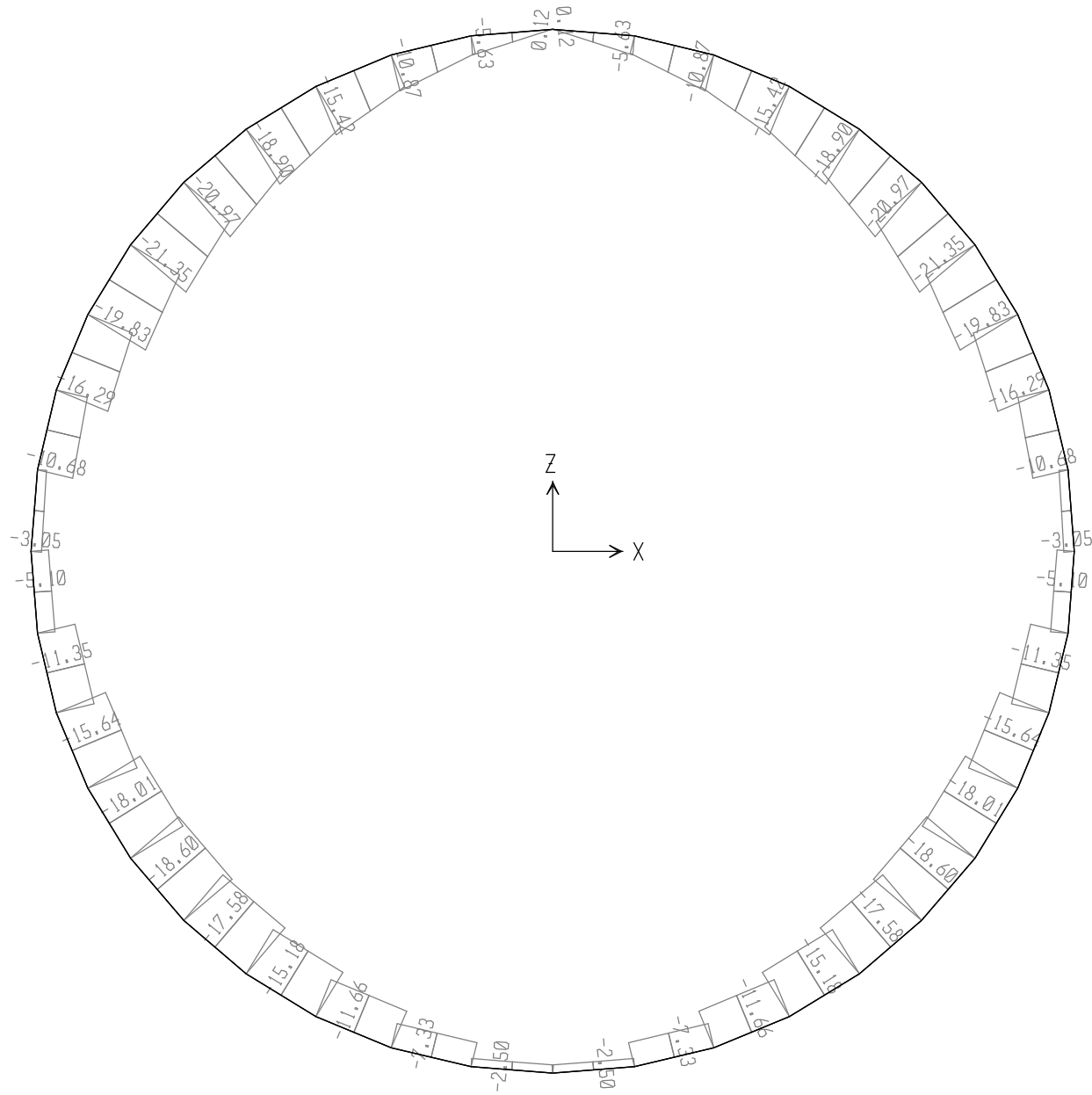


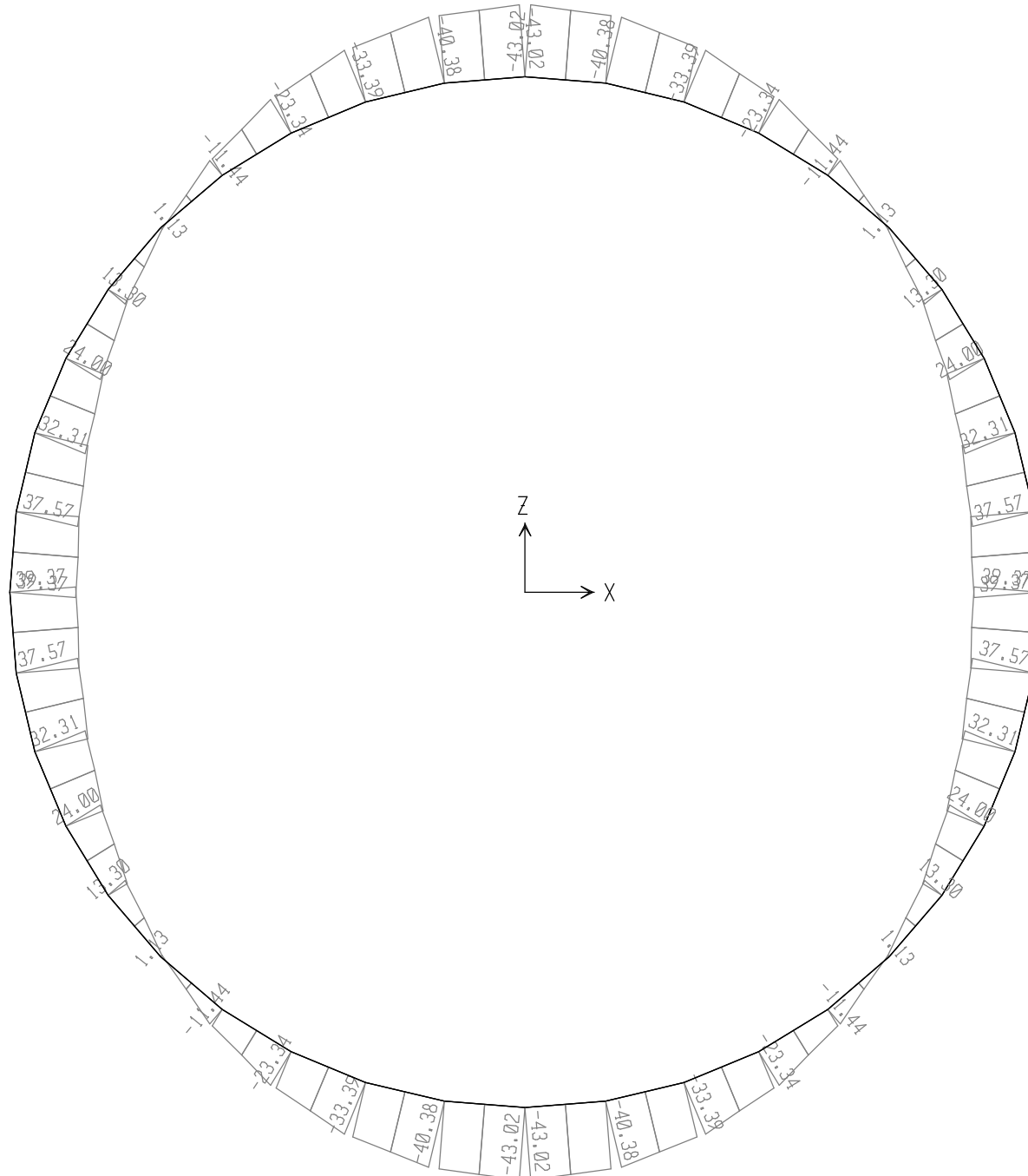


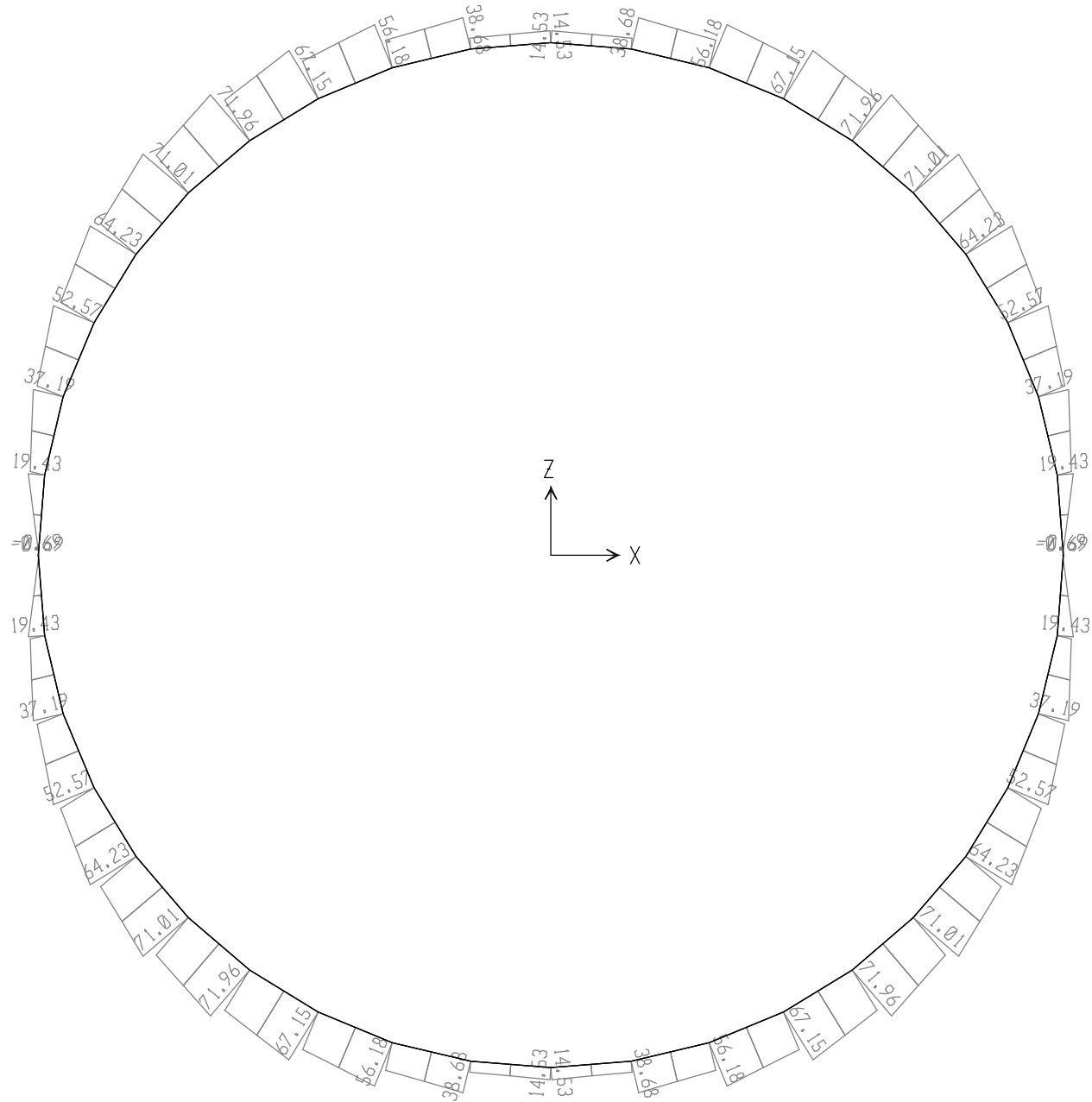


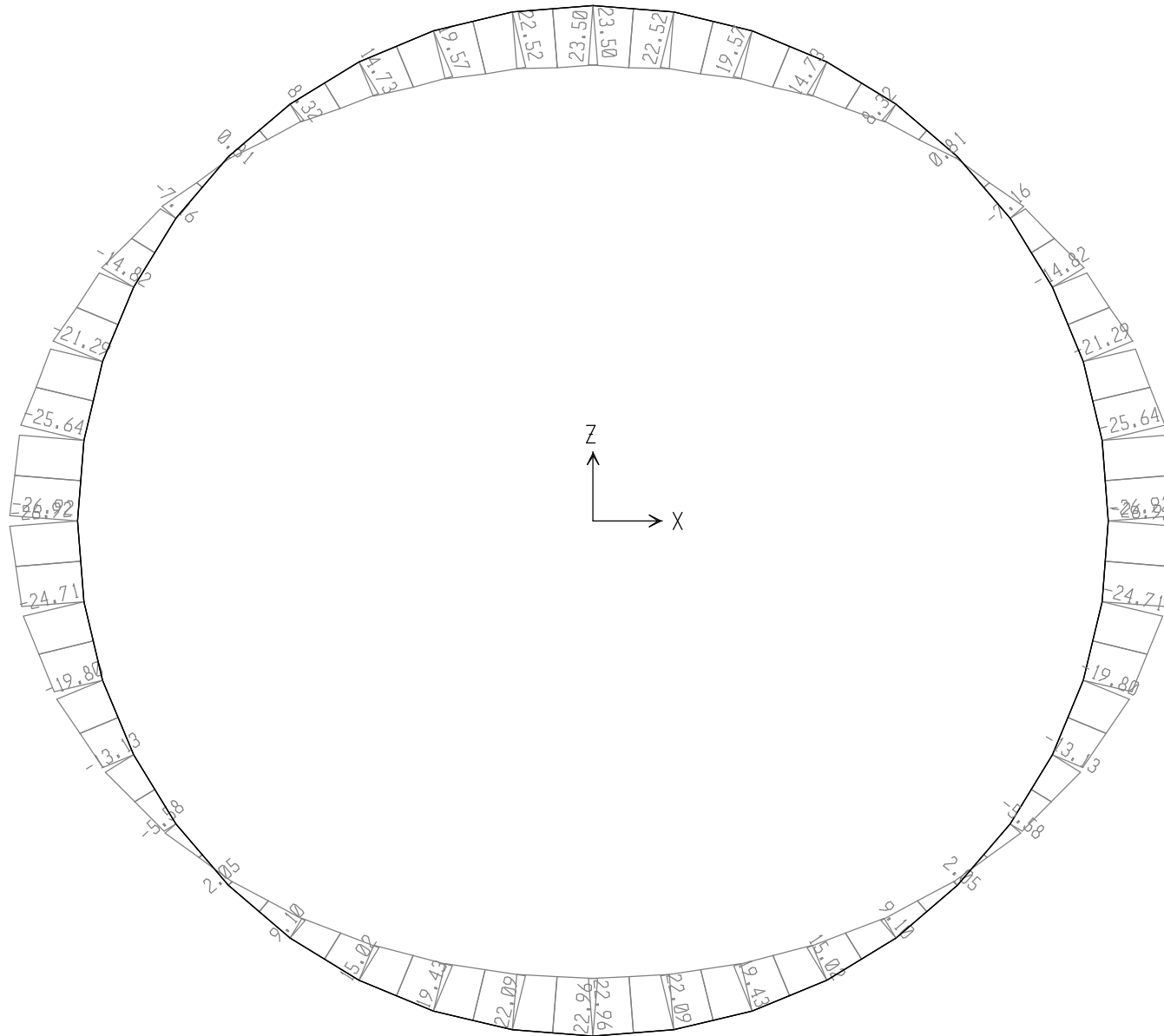


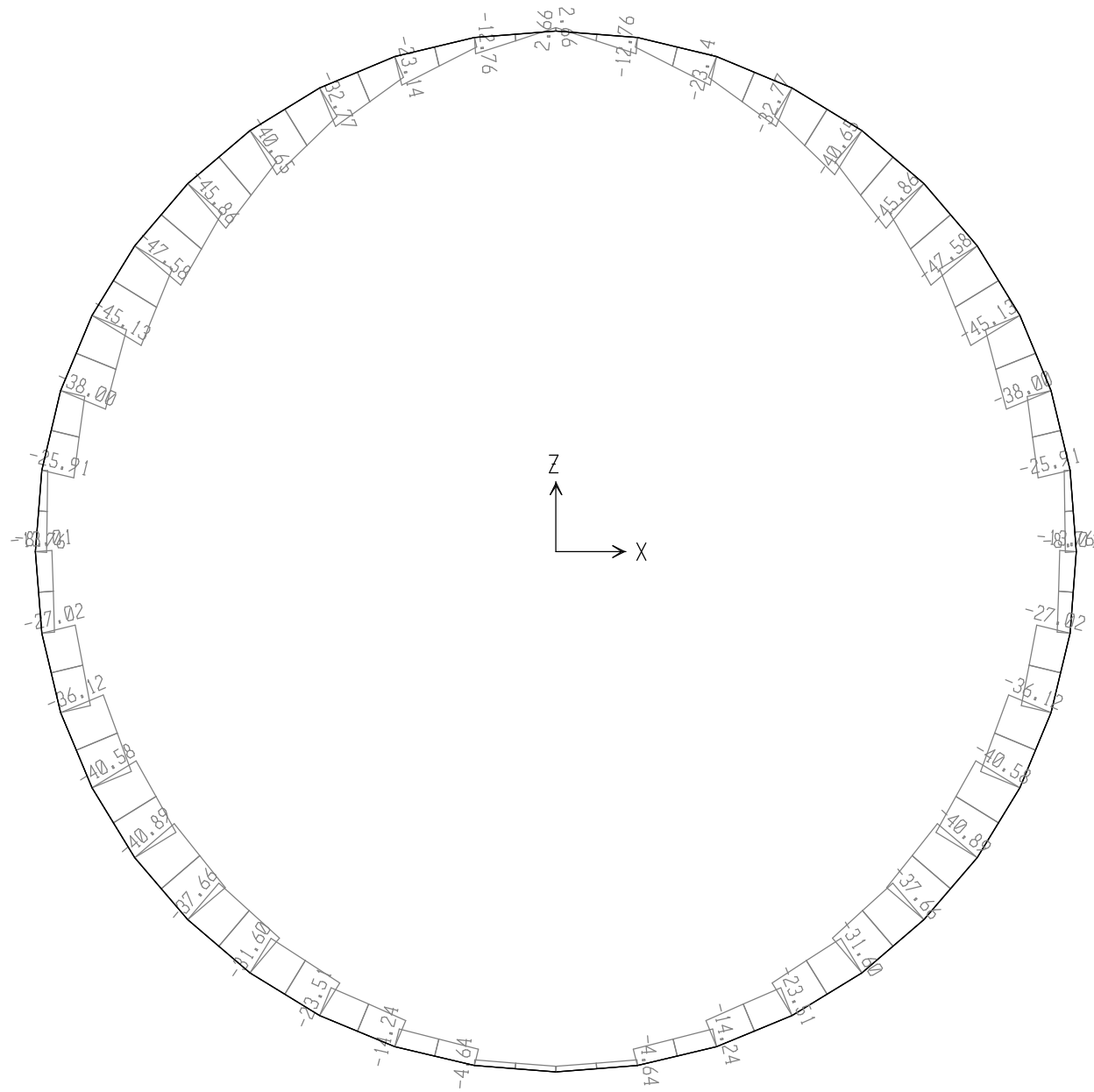


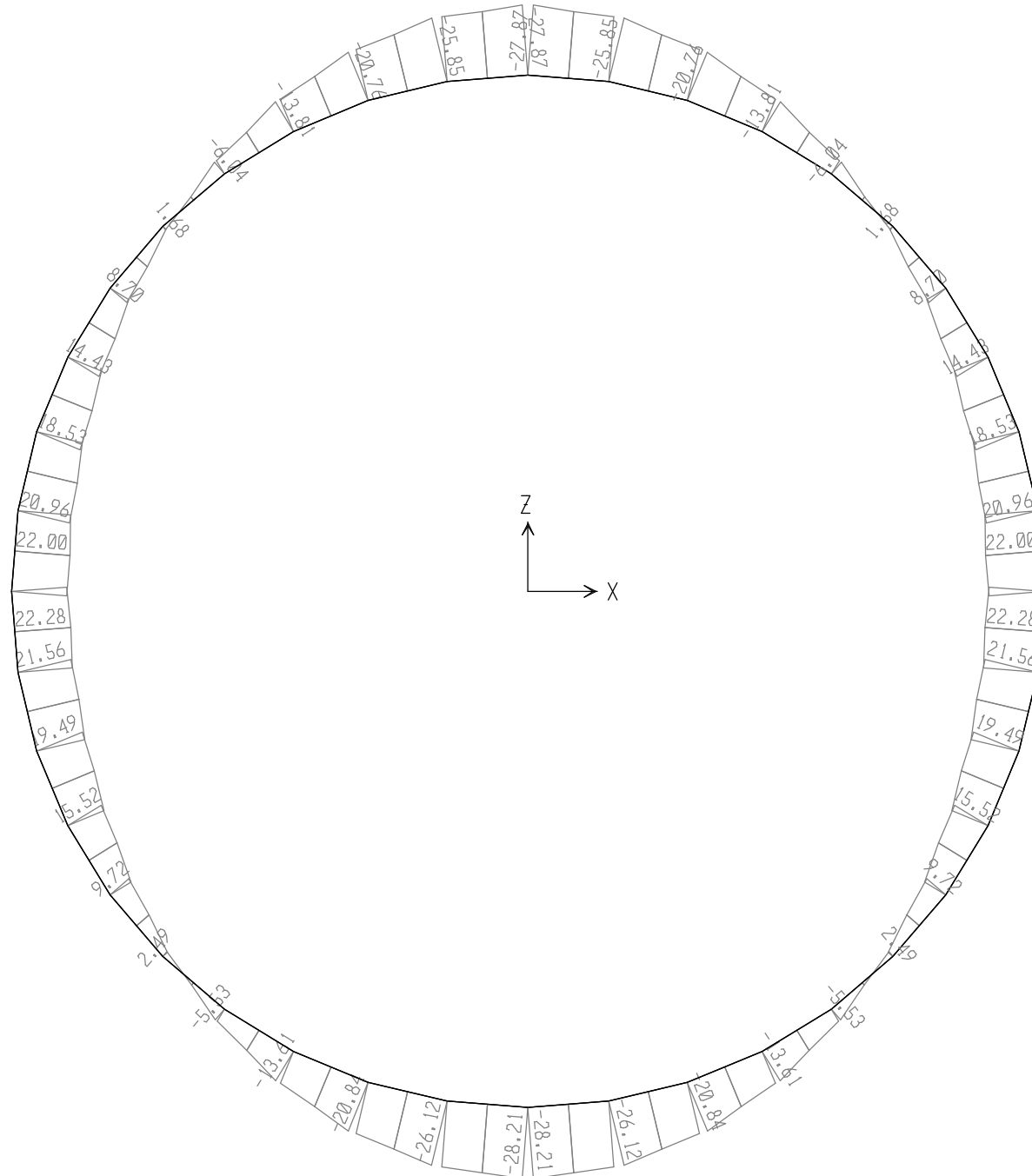


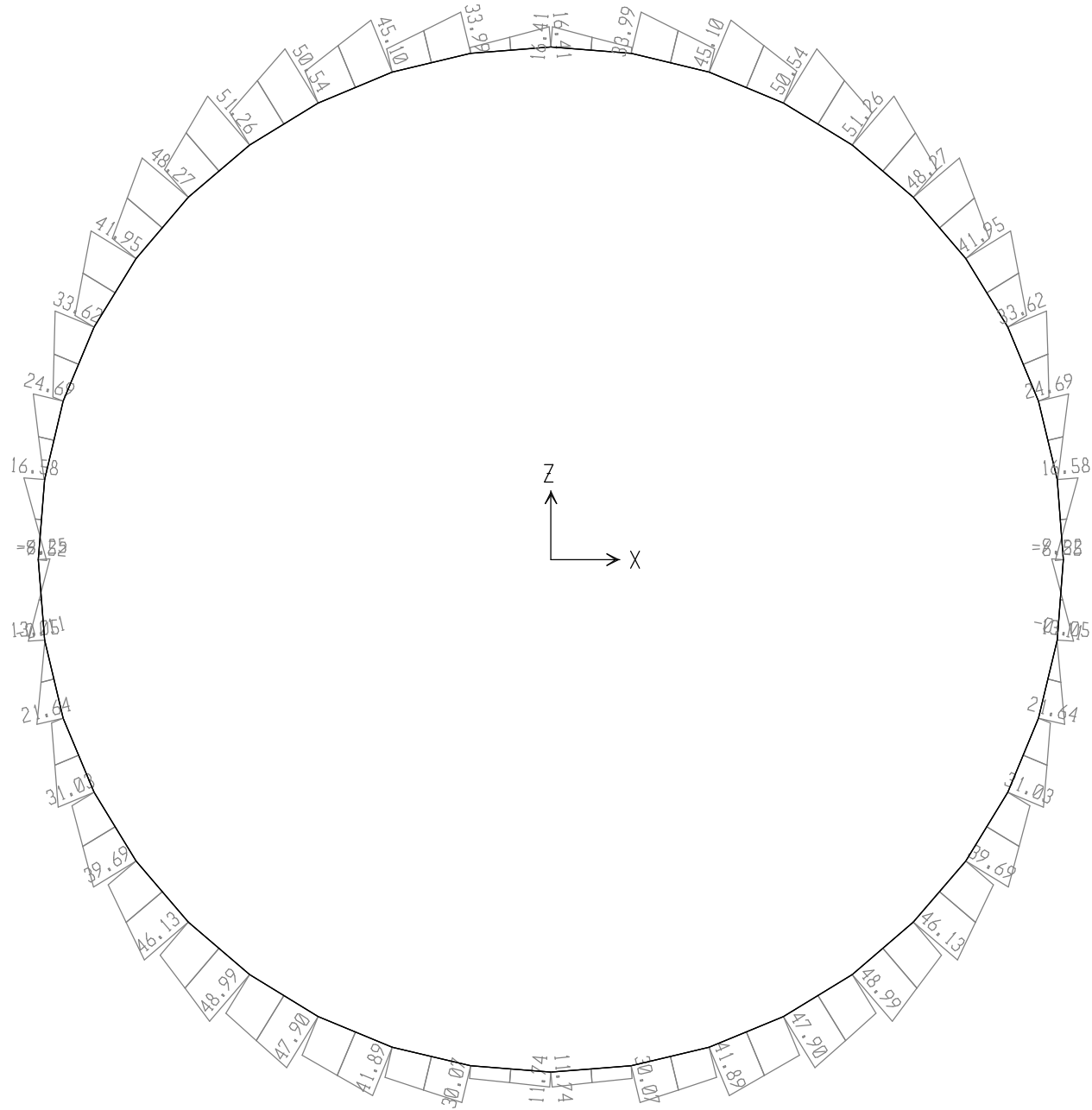






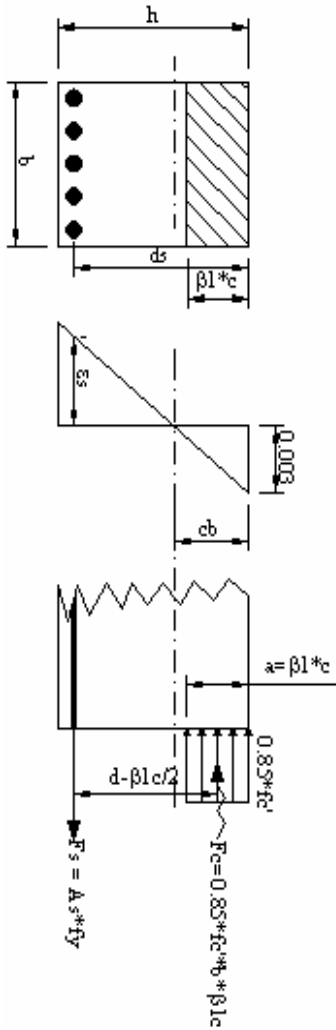






EĞİLME KONTROLLERİ (S 5.7.3.2)

Moment	M_n	=	30	kN.m
Donatı akma gerilmesi	f_y	=	500	N / mm ²
Beton emniyet gerilmesi	f'_c	=	45	N / mm ²
Beton elastisite modülü	E_{ci}	=	30000	N / mm ²
Basınc bölgesi derinlik katsayısı	β_1	=	0.85	
Moment emniyet katsayısı	ϕ	=	0.9	
Kesit yüksekliği	h	=	250	mm
Kesit genişliği	b	=	1000	mm
Paspayı	d'	=	30	mm
Kesit hesap yüksekliği	d_s	=	220	mm



Seçilen İlave	T 8	/ 75	/ 50	=	670	mm ²	
Toplam donatı alanı	A_s	=			670	mm ²	
Gerilme bloğu derinliği	$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$	=			9	mm	S 5.7.3.1.1-4
Eğilme dayanımı	$M_n = A_s * f_y * (d_s - \frac{a}{2})$	=			72	kN.m	S 5.7.3.2.2-1
Katsayılı eğilme dayanımı	$M_r = \phi * M_n$	=			65	kN.m	S 5.7.3.2.1-1
	M_r	>			M_u		Tamam

Maksimum donatı kontrolü (S 5.7.3.3.1)

Basınc lifinin tarafsız eksene uzaklığı	$c = \frac{a}{\beta_1}$	=	10	mm			
Basınc lifi - çekme donatısı mesafesi	$d_e = d_s$	=	220	mm			
Gereken koşul	$\frac{c}{d_e}$	=	0.05	<	0.42		Tamam S 5.7.3.3.1-1

Minimum donatı kontrolü (S 5.7.3.3.2)

Beton kopma gerilmesi	$f_r = 0.625 * \sqrt{f'_c}$	=	4.192627458	N / mm ²	S 5.4.2.6
Kesit mukavemet momenti	S_c	=	1.04E+07	mm ³	
Çatlama momenti	$M_{cr} = f_r * S_c$	=	44	kN.m	S 5.7.3.3.2-1
Minimum tasarım momenti	$1.2 * M_{cr}$	=	52	kN.m	
	$1.33 * M_u$	=	40	kN.m	
	M_r	>	$\min (1.2 * M_{cr}, 1.33 * M_u)$		Tamam

* AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2005 esas alınarak yapılmıştır.