İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YERALTI YAPILARININ TASARIMI VE SİSMİK ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Müh. Olcay GÜLDAĞLI

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2004

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YERALTI YAPILARININ TASARIMI VE SİSMİK ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
Müh. Olcay GÜLDAĞLI
(501011038)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25 Nisan 2004
Tezin Savunulduğu Tarih : 18 Mayıs 2004

Tez Danışmanı : Doç.Dr. Turgut ÖZTÜRK
Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)
Doç.Dr. Necdet TORUNBALCI (İ.T.Ü.)

MAYIS 2004

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YERALTI YAPILARININ TASARIMI VE SİSMİK ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Müh. Olcay GÜLDAĞLI

(501011038)

Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği
Programı: Yapı Mühendisliği

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Turgut ÖZTÜRK

NİSAN 2004

ÖNSÖZ

Yapmış olduğum bu yüksek lisans tez çalışmasında genel olarak yeraltı yapılarının tasarımı hakkında bilgiler verilmiş olup ayrıntılı olarak da sismik analizleri hakkında bir sunum yapılmıştır.

Bu çalışma sırasında değerli katkılarını esirgemeyen ayrıca lisans ve yüksek lisans eğitimimde de daima beni destekleyen hocam Sayın Doç. Dr. Turgut Öztürk'e ve yine her zaman için yardımlarını esirgemeyen Sayın Prof. Dr. Zekai Celep'e teşekkürü bir borç bilirim.

Çalışma hayatında göstermiş oldukları anlayıştan ve çalışmama vermiş oldukları destekten ötürü Dr. İnş. Müh. Selçuk İz'e ve İnş. Müh. Fikret Berker'e teşekkür ederim.

Ayrıca hayatım boyunca beni her zaman destekleyen, aldığım her kararda arkamda olan ve maddi manevi hiçbir fedakarlıktan kaçınmayarak benim bu noktalara gelmiş olmamda en büyük paya sahip olan aileme sonsuz teşekkür ederim.

Nisan 2004 Olcay GÜLDAĞLI

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ ii
KISALTMALAR vi
TABLO LİSTESİ vii
ŞEKİL LİSTESİ viii
SEMBOL LİSTESİ xi
ÖZET xiv
SUMMARY xvi

1. GİRİŞ 1
1.1 Çalışmanın Tanıtımı 1
1.2 Çalışmanın Amacı 1
1.3 Çalışmada İzlenecek Yol 2

2. YERALTI YAPILARI 3
2.1 Metro Hat Yapıları 4
2.2 Metro Yeraltı İstasyonları 4
2.3 Yeraltı Anayol Yapıları 7
2.4 Atık ve Temiz Su İletim Yapıları 7

3. YERALTI YAPILARININ GENEL TASARIM İLKELERİ 9

3.1 Yeraltı Yapılarına Etkiyen Yükler 9
3.1.1 Zati Yükler 10
3.1.2 Hareketli Yük, Çarpma ve Diğer Dinamik Yükler 10
3.1.3 Yatay Toprak Basıncı 13
3.1.4 Yeraltı Suyunun Kaldırma Etkisi 17
3.1.5 Rötre, Sünme ve Isı Etkileri 18
3.1.6 Deprem Kuvvetleri 18
3.1.6.1 Yanal Deplasman İçin Yapısal Analiz 19
3.1.6.2 Deprem Kuvvetleri Altında Yapının Uzun Yöndeki Tepkisi 20
3.1.6.3 Dinamik Zemin Basıncı 20
3.1.6.4 Boşluk Suyunun Hidrodinamik Etkileri 21
3.1.7 Yükleme Kombinasyonları ve Birim Gerilmeler 21

4. YERALTI YAPILARININ SİSMİK ANALİZİ 24

4.1 Sismik Olaylar Sırasında Yeraltı Yapılarının Performansı 25
4.1.1 Yeraltı Yapıları, ABD 26
4.1.1.1 Körfez Hızlı Ulaşım Sistemi, San Francisco 26

4.1.1.2 Alameda Yeraltı Tüpleri, Oakland Alameda 27
4.1.1.3 Los Angeles. Metrosu, Los Angeles 27
4.1.2 Yeraltı Yapıları, Kobe, Japonya 27
4.1.3 Yeraltı Yapıları, Tayvan 30
4.1.4 Bolu Tüneli, Türkiye 30
4.2 Yeraltı Yapılarının Sismik Performanslarının Değerlendirilmesi 31
4.3 Sismik Analiz ve Dizayna Mühendislik Yaklaşımı 31
4.4 Sismik Çevrenin Tanımı 36
4.4.1 Sismik Tehlike Analizi 36
4.4.1.1 Gerçekçi Sismik Tehlike Analizi (DSHA) 36
4.4.1.2 Muhtemel Sismik Tehlike Analizi (PSHA) 38
4.4.2 Dizayn Deprem Kriterleri 40
4.4.2.1 Maksimum Dizayn Depremi (MDE) 41
4.4.2.2 İşletme Dizayn Depremi (ODE) 41
4.4.3 Zemin Hareketi Parametreleri 41
4.4.3.1 İvme, Hız ve Deplasman Genlikleri 41
4.4.3.2 Hedef Tepki Spektrası ve Hareket Zaman Tanım Alanı 43
4.4.3.3 Yer Hareketinin Uzaysal Tutarsızlığı 43
4.4.3.4 Dalga Yayılışı ve Yer Özel Tepki Analizi 44
4.5 Deprem Etkisine Zemin Tepkisinin Değerlendirilmesi 45
4.5.1 Zemin Göçmesi 45
4.5.1.1 Sıvılaşma 45
4.5.1.2 Şev Göçmesi 46
4.5.1.3 Fay Deplasmanları 46
4.5.2 Zemin Hareketi ve Deformasyonlar 46
4.6 Yapının Deprem Etkisine Karşı Davranışının Değerlendirilmesi 47
4.6.1 Sismik Dizayn Yükleme Kriterleri 47
4.6.1.1 Maksimum Dizayn Depremi için Yükleme Kriterleri 47
4.6.1.2 İşletme Dizayn Depremi için Yükleme Kriterleri 49
4.6.2 Yeraltı Yapılarının Zemin Deformasyonlarına Tepkisi 51
4.6.2.1 Serbest Alan Deformasyon Yaklaşımı 51
4.6.2.2 Zemin Yapı Etkileşimi Yaklaşımı 59
4.6.3 Özel sismik Dizayn Konuları 82
4.6.3.1 Giriş Yapılarında ve İstasyonlarda Tünel Birleşim Noktaları 82
4.6.3.2 Tünel Parçalarının Bağlantı Dizaynı 83
4.6.3.3 Mevcut Yeraltı Yapılarının Sismik Güçlendirmesi 83
4.6.3.4 Yeraltı Yapılarında Yapısal Elemanlar için Göz Önüne Alınacak Durumlar 84
4.6.3.5 Zemin Göçmeleri için Dizayn Stratejileri 87
4.6.4 Araştırma Gereksinimleri 89

5. SAYISAL UYGULAMALAR **91**
5.1 Örnek Hesaplamalar 91
5.2 Deprem Hesabının İki Farklı Metotla Yapılması ve Sonuçların Karşılaştırılması 101
5.2.1 Uygulamanın Tanıtımı 101
5.2.2 Serbest Alan Deformasyon Metodu için Yapısal Analiz 103
5.2.3 Basitleştirilmiş Çerçeve Analizi Metodu 105
5.3 Sonuçların Karşılaştırılması 109
5.4 Sonuç 112

6. SONUÇLAR **114**

KAYNAKLAR **116**

EKLER **119**

ÖZGEÇMİŞ **135**

KISALTMALAR

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	: Amerikan Beton Enstitüsü (American Concrete Institue)
AREA	: American Railway Engineering Association
MDE	: Maksimum Dizayn Depremi (Maximum Design Earthquake)
ODE	: İşletme Dizayn Depremi (Ordinary Design Earthquake)
DSHA	: Gerçekçi Sismik Tehlike Analiz (Deterministic Seismic Hazard Analysis)
PSHA	: Muhtemel Sismik Tehlike Analizi (Probabilistic Seismic Hazard Analysis)
ASCE	: Amerikan İnşaat Mühendisleri Odası (American Society of Civil Engineers)
JSCE	: Japon İnşaat Mühendisleri Odası (Japanese Society Of Civil Engineering)
FEM	: Sonlu Elemanlar Metodu (Finite Element Method)
FDM	: Sonlu Farklar Metodu (Finite Different Method)
NATM	: Yeni Avustralya Tünel Metodu (New Avustrian Tuneling Method)
TBM	: Tünel Delme Makinesi (Tunnel Boring Machine)
SFBART	: San Francisco Körfezi Hızlı Ulaşım Sistemi (San Francisco Bay Area Rapid Transit)
MTA	: Metropolitian Transportation Authority
WMATA	: Washington Metropolitian Area Transportation Authority

TABLO LİSTESİ

		Sayfa No
Tablo 3.1	Çeşitli ülkelerde kullanılan metro araç yükleri……	11
Tablo 3.2	Çok katlı yeraltı metro istasyonları için hareketli yük değerleri…..	12
Tablo 3.3	Değişik zemin tiplerinin yatay basınç etkisi……	14
Tablo 4.1	Yeraltı yapısının sismik analizi ve dizayn yöntemi şeması…….	33
Tablo 4.2	Pik zemin hızının pik zemin ivmesine oranı (Power, 1996)…...…	42
Tablo 4.3	Pik zemin deplasmanının pik zemin ivmesine oranı (Power, 1996)	42
Tablo 4.4	Tünel derinliğindeki yer hareketinin yüzeydeki harekete oranı…..	45
Tablo 4.5	Cisim ve yüzey dalgalarından dolayı oluşan eğrilik ve birim deformasyonlar…….	54
Tablo 4.6	Yeraltı yapılarında sismik dizayn yaklaşımları…….…...	55
Tablo 5.1	Wang ve Penzien'in bulmuş olduğu sonuçların karşılaştırılması....	100

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1 : Tünel delme makinesi..... 4
Şekil 2.2 : Tünel kesitleri..... 4
Şekil 2.3 : Aç-kapa yeraltı yapılarının yapım şeklinin yapım..... 5
Şekil 2.4 : Los Angeles Country MTA 7. İstasyona ait bir kesit..... 6
Şekil 2.5 : Metro istasyonu ve tünel giriş yapısı..... 7
Şekil 2.6 : Standart çift kutu kesit, WMTA..... 8
Şekil 2.7 : San Francisco'da yapılmış yeraltı atıksu taşıma yapısı..... 8
Şekil 3.1 : Metro aracı..... 11
Şekil 3.2 : Uzun ve kısa dönem yüklemeleri, WMATA.....16
Şekil 3.3 : Yeraltı betonarme kutu yapısı eğilme deformasyonu.....19
Şekil 3.4 : Yeraltı yapısına etkiyen ek deprem kuvveti.....20
Şekil 3.5 : Depremden dolayı oluşan boşluk suyu dinamik basıncı.....21
Şekil 4.1 : 1995 Hyogoken-Nambu Depremi'nden sonra Daikai Metro İstasyonu.....28
Şekil 4.2 : Daikai Metro İstasyonu'nda çöken orta kolonlar..... 29
Şekil 4.3 : Tayvan'daki depremde tünel girişlerinde meydana gelen toprak kayması..... 30
Şekil 4.4 : Yeraltı yapılarında deprem dalgalarının etkileri..... 35
Şekil 4.5 : Gerçekçi sismik tehlike analizi yöntemi..... 38
Şekil 4.6 : Muhtemel sismik tehlike analizi yöntemi..... 40
Şekil 4.7 : Zemindeki sıvılaşmanın yeraltı yapılarında sebep olduğu etkiler..... 46
Şekil 4.8 : Basit harmonik dalga hareketi ve tünel aksı..... 53
Şekil 4.9 : Sismik dalgaların sebep olduğu boyuna ve eksenel eğilme birim deformasyonları..... 56
Şekil 4.10 : Boşluklu ve boşluksuz zeminde serbest alan kayma deformasyonları..... 57
Şekil 4.11 : Serbest alan eğilme deformasyonunun yeraltı yapısına etkisi 58
Şekil 4.12 : Yeraltı yapılarında plastik mafsal oluşumu durumu..... 59
Şekil 4.13 : Tünel aksı boyunca yayılan sismik dalgaların sebep olduğu kuvvet ve momentler..... 60
Şekil 4.14 : Tünel aksına dik olarak yayılan sismik dalgaların sebep olduğu kuvvet ve momentler..... 64
Şekil 4.15 : Dairesel tünellerde ve tam kayma arayüzey durumunda hat tepki katsayısı ve esneklik oranı..... 66
Şekil 4.16 : İtme tepki katsayısı ve sıkışabilirlik oranı arasındaki ilişki..... 68
Şekil 4.17 : Normalize edilmiş hat deformasyonu ve esneklik oranı..... 69
Şekil 4.18 : Dairesel hatlarda kuvvet bileşenleri için işaretlerin gösterimi 71
Şekil 4.19 : Zemin ve dikdörtgen çerçeve arasındaki rölatif rijitlik..... 72
Şekil 4.20 : Dairesel ve dikdörtgen tüneller için normalize edilmiş yapı 75
Şekil 4.21 : Basitleştirilmiş çerçeve analizi modelleri..... 77

Şekil 4.22 : Basitleştirilmiş üç boyutlu model..... 80
Şekil 4.23 : Aç kapa yapısındaki maksimum deplasman dağılımı..... 81
Şekil 4.24 : Aç kapa yapısının deforme olmuş hali..... 81
Şekil 4.25 : Sıvılaşmadan dolayı tünelin hareketini önlemek için sızdırmazlık perdesi kullanımı..... 88
Şekil 5.1 : Uygulama 1,3,4 deki dairesel tünelin enkesiti..... 92
Şekil 5.2 : Uygulama 2 deki yeraltı yapısının enkesiti..... 95
Şekil 5.3 : Ankara Metrosu Botanik İstasyonu'nun 8-11 aksları arası SAP 2000 ile oluşturulan üç boyutlu..... 101
Şekil 5.4 : Ankara Metrosu Botanik İstasyonu'nun 4-8 aksları arası SAP 2000 ile oluşturulan üç boyutlu..... 101
Şekil 5.5 : Ankara Metrosu Botanik İstasyonu'nun 11-15 aksları arası SAP 2000 ile oluşturulan üç boyutlu..... 102
Şekil 5.6 : Sayısal uygulamada ele alınan iki katlı yeraltı istasyonu..... 102
Şekil 5.7 : İki boyutlu olarak oluşturulan SAP 2000 modeli..... 103
Şekil 5.8 : Yeraltı yapısın serbest alan deformasyon gösterimi..... 104
Şekil 5.9 : Dinamik zemin basıncı uygulaması..... 106
Şekil 5.10 : 1. durum yüklemesi..... 107
Şekil 5.11 : 2. durum yüklemesi..... 107
Şekil 5.12 : 3. durum yüklemesi..... 108
Şekil 5.13 : 4. durum yüklemesi..... 108
Şekil 5.14 : 5. durum yüklemesi..... 109
Şekil 5.15 : Moment sonuçlarının karşılaştırılması..... 110
Şekil 5.16 : Kesme kuvveti sonuçlarının karşılaştırılması..... 111
Şekil 5.17 : Normal kuvvet sonuçlarının karşılaştırılması..... 111
Şekil 5.18 : Maksimum deplasmanların karşılaştırılması..... 112
Şekil A.1 : 1.durumda 1. metoda ait moment diyagramı..... 120
Şekil A.2 : 1.durumda 2. metoda ait moment diyagramı..... 120
Şekil A.3 : 2.durumda 1. metoda ait moment diyagramı..... 121
Şekil A.4 : 2.durumda 2. metoda ait moment diyagramı..... 121
Şekil A.5 : 3.durumda 1. metoda ait moment diyagramı..... 122
Şekil A.6 : 3.durumda 2. metoda ait moment diyagramı..... 122
Şekil A.7 : 4.durumda 1. metoda ait moment diyagramı..... 123
Şekil A.8 : 4.durumda 2. metoda ait moment diyagramı..... 123
Şekil A.9 : 5.durumda 1. metoda ait moment diyagramı..... 124
Şekil A.10 : 5.durumda 2. metoda ait moment diyagramı..... 124
Şekil B.1 : 1.durumda 1. metoda ait kesme kuvveti diyagramı..... 125
Şekil B.2 : 1.durumda 2. metoda ait kesme kuvveti diyagramı..... 125
Şekil B.3 : 2.durumda 1. metoda ait kesme kuvveti diyagramı..... 126
Şekil B.4 : 2.durumda 2. metoda ait kesme kuvveti diyagramı..... 126
Şekil B.5 : 3.durumda 1. metoda ait kesme kuvveti diyagramı..... 127
Şekil B.6 : 3.durumda 2. metoda ait kesme kuvveti diyagramı..... 127
Şekil B.7 : 4.durumda 1. metoda ait kesme kuvveti diyagramı..... 128
Şekil B.8 : 4.durumda 2. metoda ait kesme kuvveti diyagramı..... 128
Şekil B.9 : 5.durumda 1. metoda ait kesme kuvveti diyagramı..... 129
Şekil B.10 : 5.durumda 2. metoda ait kesme kuvveti diyagramı..... 129
Şekil C.1 : 1.durumda 1. metoda ait normal kuvvet diyagramı..... 130
Şekil C.2 : 1.durumda 2. metoda ait normal kuvvet diyagramı..... 130
Şekil C.3 : 2.durumda 1. metoda ait normal kuvvet diyagramı..... 131
Şekil C.4 : 2.durumda 2. metoda ait normal kuvvet diyagramı..... 131

Şekil C.5 **:** 3.durumda 1. metoda ait normal kuvvet diyagramı..... 132
Şekil C.6 **:** 3.durumda 2. metoda ait normal kuvvet diyagramı..... 132
Şekil C.7 **:** 4.durumda 1. metoda ait normal kuvvet diyagramı..... 133
Şekil C.8 **:** 4.durumda 2. metoda ait normal kuvvet diyagramı..... 133
Şekil C.9 **:** 5.durumda 1. metoda ait normal kuvvet diyagramı..... 134
Şekil C.10 **:** 5.durumda 2. metoda ait normal kuvvet diyagramı..... 134

SEMBOL LİSTESİ

α	: Dairesel tünellerin, tünel-zemin eğilme oranının hesaplanmasında kullanılan katsayı
α^n	: Normal yükleme altında dairesel tünellerin tünel-zemin eğilme oranının hesaplanmasında kullanılan katsayı
β_1	: ODE için geliştirilen yükleme kriterlerinde kullanılan bir katsayı
ε^{ab}	: Toplam birim deformasyon
ε^{a}_{max}	: 45^0 li kayma dalgasının sebep olduğu maksimum eksenel birim deformasyonu
ε^{b}_{max}	: 0^0 li kayma dalgasının sebep olduğu maksimum eğilme birim deformasyonu
ε_l	: Boyuna birim deformasyon
ε_{lm}	: Maksimum boyuna birim deformasyon
ε_n	: Normal birim deformasyon
ε_{nm}	: Maksimum normal birim deformasyon
ϕ	: Deprem dalgasının tünel aksı ile yaptığı açı
γ_s	: Zeminin basit kayma birim deformasyonu
γ	: Kayma birim deformasyonu
γ_m	: Maksimum kayma birim deformasyonu
γ_{max}	: Ortamın maksimum serbest alan kayma birim deformasyonu
γ_t	: Zeminin birim ağırlığı
σ^{ab}	: Toplam eksenel gerilme
θ	: Tünel hattının açısal yerleşimi
ρ	: Eğrilik çapı
ρ_m	: Ortamın yoğunluğu
ρ_{max}	: Maksimum eğrilik çapı
τ	: Zeminin basit kayma gerilmesi
τ_{max}	: Maksimum kayma gerilmesi
Δ	: Yatay deformasyon
$\Delta_{structure}$	: Dikdörtgen tünelin eğilme deformasyonu
$\Delta d_{free\text{-}field}$	: Boşluksuz zeminlerde serbest alan deformasyonu
Δd_{lining}	: Hattın diametrik deformasyonu
Δd^{n}_{lining}	: Normal yükleme altında hattın diametrik deformasyonu
υ_l	: Tünelin poisson oranı
υ_m	: Toprağın veya kayanın poisson oranı
Ψ	: Dikdörtgen tünellerin esneklik oranının hesaplanmasında kullanılan katsayı
a_1, a_2	: Dikdörtgen tünellerin esneklik oranının hesaplanmasında kullanılan katsayı
a_P	: P dalgası ile ilgili olarak pik parçacık ivmesi
a_R	: Rayleigh dalgası ile ilgili olarak pik parçacık ivmesi

a_{RP} : Basınç bileşeni için Rayleigh dalgası ile ilgili olarak pik parçacık ivmesi

a_{RS} : Kayma bileşeni için Rayleigh dalgası ile ilgili olarak pik parçacık ivmesi

a_S : S dalgası ile ilgili olarak pik parçacık ivmesi

d : Tünelin çapı veya eşdeğer çapı

f : Tünel ile zemin arasındaki sınır sürtünme kuvveti

h : Toprak tabakasının kalınlığı

r : Dairesel tünelin yarıçapı

t : Tünelin kalınlığı

A : İdeal sinusodial S dalgasının serbest alan deplasman tepki genliği

A_a : A nın eksenel birim deformasyon hesaplarında kullanılan şekli

A_b : A nın eğilme birim deformasyon hesaplarında kullanılan şekli

A_c : Tünel hattının enkesit alanı

C : Tünelin sıkışabilirlik oranı

C_P : P dalgasının hızı

C_R : Rayleigh dalgasının hızı

C_S : S dalgasının hızı

$C_{s(R)}$: Kaya tabakasının etkisinden dolayı oluşan S dalgasının hızı

$C_{s(s)}$: Sadece toprağın etkisinden dolayı oluşan S dalgasının hızı

D : Zeminin deplasman genliği

D : Yapısal bileşenlerin zati yüklerinden oluşan etkiler

E : Çerçevenin düzlem birim gerilme elastik modülü

E1 : Toprağın ve suyun düşey yüklerinden dolayı oluşan etkiler

E2 : Toprağın ve suyun yatay yüklerinden dolayı oluşan etkiler

E_l : Tünel hattının elastisite modülü

E_m : Toprağın veya kayanın elastisite modülü

EQ : Dizayn deprem hareketinden dolayı oluşan etkiler

EX : Kazılardan dolayı oluşan statik yükleme etkileri

F : Tünel hattının esneklik oranı

G_m : Toprağın veya kayanın kayma modülü

H : Hidrostatik su basıncı etkileri

H : Tünel yüksekliği

I : Dairesel tüneller için tünelin eylemsizlik momenti

I_I : Dikdörtgen aç-kapa yapıların iç döşemesinin eylemsizlik momenti

I_c : Tünel hattının eylemsizlik momenti

I_R : Dikdörtgen aç-kapa yapıların çatı döşemesinin eylemsizlik momenti

I_W : Dikdörtgen aç-kapa yapıların duvarlarının eylemsizlik momenti

K : Cisim ve yüzey dalgalarının sebep olduğu serbest alan eğriliği

K_m : Cisim ve yüzey dalgalarının sebep olduğu maksimum serbest alan eğriliği

K_1 : Tam kayma hat tepki katsayısı

K_2 : Kaymasız hat tepki katsayısı

K_a : Zeminin boyuna yönde yay katsayısı

K_0 : Sukünetteki toprak basıncı katsayısı

K_t : Zeminin enine yönde yay katsayısı

L : Hareketli yükten dolayı oluşan etkiler

L : Sinüsodial kayma dalgasının dalgaboyu

L_t : Toplam tünel uzunluğu

$M(\theta)$: θ açılı tünel hattının eğilme momenti

$\mathbf{M_{max}}$ **:** Tünel enkesitinde kayma dalgalarından oluşan maksimum eğilme momenti

P **:** Dikdörtgen yapılara etki ettirilen yoğunlaştırılmış kuvvet

$\mathbf{Q_{max}}$ **:** Tünel kesitinde kayma dalgalarından oluşan maksimum eksenel kuvvet

$\mathbf{(Q_{max})_f}$ **:** Tünel ve zemin arasındaki maksimum sürtünme kuvveti

R **:** Hat-zemin eğilme oranı

$\mathbf{R^n}$ **:** Normal yükleme altında hat-zemin eğilme oranı

$\mathbf{S_1}$ **:** Dikdörtgen çerçeve yapısının bir birim eğilme deformasyonuna sebep olan kuvvet

T **:** Toprak tabakası içerisinde kayma dalgasının doğal peryodu

T(θ) **:** θ açısında tünel hattındaki itme kuvveti

$\mathbf{T_{max}}$ **:** Tünel hattındaki maksimum itme

U **:** Gerekli yapısal dayanım kapasitesi

V(θ) **:** θ açısında tünel hattındaki dairesel kayma kuvveti

$\mathbf{V_{max}}$ **:** Tünel kesitinde kayma dalgalarının sebep olduğu maksimum kesme kuvveti

$\mathbf{V_P}$ **:** P dalgaları ile ilişkili olarak pik parçacık hızı

$\mathbf{V_R}$ **:** Rayleigh dalgaları ile ilişkili olarak pik parçacık hızı

$\mathbf{V_{RP}}$ **:** Rayleigh dalgalarının basınç bileşeni ile ilişkili olarak pik parçacık hızı

$\mathbf{V_{RS}}$ **:** Rayleigh dalgalarının kayma bileşeni ile ilişkili olarak pik parçacık hızı

$\mathbf{V_S}$ **:** S dalgaları ile ilişkili olarak pik parçacık hızı

W **:** Yapının genişliği

Y **:** Kesitin tarafsız ekseninden uç life olan uzaklığı

YERALTI YAPILARININ TASARIMI VE SİSMİK ANALİZİ

ÖZET

Bu çalışmada, modern toplum altyapılarının önemli bir parçası olan yeraltı yapılarının genel olarak tasarımı ve sismik analizleri hakkında bir sunum yapılmıştır. Hızla gelişen dünyamızda farklı gereksinmelerden dolayı yeraltı yapılarının kullanım alanları artmaktadır. Büyüyen ve gelişen şehirlerde yeraltı yapılarının önemi daha da iyi anlaşılmıştır. Bu çalışmada ele alınan yeraltı yapıları yüzeye yakın ve daha çok aç kapa yöntemi ile yapılan yapılardır. Fakat yeri geldiğinde karşılaştırma yapma açısından diğer yeraltı yapılarından da bahsedilmiştir.

Çalışma toplam altı bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde çalışmanın tanıtımı yapılmış ayrıca çalışmanın amacından ve izlenecek yoldan bahsedilmiştir.

İkinci bölümde bu çalışmada yer alan yeraltı yapılarına örnekler verilmiş ve bu yapılar tanıtılmıştır.

Üçüncü bölümde yeraltı yapılarının genel tasarım ilkeleri üzerinde durulmuş ve çeşitli yeraltı yapılarına gelen yükler kısaca özetlemiştir.

Dördüncü bölümde ise genel olarak yeraltı yapılarının sismik analizi ile dizayn yöntemleri anlatılmıştır. Bu bölümde ilk önce dünya üzerindeki mevcut yeraltı yapılarının deprem sonrası durumları belirtilip, yapılan değerlendirmeler sonucunda çıkan sonuçlar maddeler halinde ortaya konmuştur. Bu bölümünün devamında yeraltı yapılarının sismik analizi anlatılmıştır. Bu çerçevede sismik çevrenin tanımı yapılmıştır. Gerçekçi ve muhtemel tehlike analizleri konunun daha iyi anlaşılması açısından kısaca anlatılmıştır. Yeraltı yapılarının sismik tasarımında önemli bir yeri olan dizayn deprem kriterleri açıklanmış ve bu konu başlığı altında maksimum ve işletme dizayn depremi tanımları yapılmıştır. Daha sonra zemin hareketinin parametreleri incelenmiştir. Deprem etkisine zemin tepkisinin değerlendirilmesi konu başlığı altında zemin göçme şekilleri ve zemin hareketi ile deformasyonlar anlatılmıştır. Yapının deprem etkisine karşı davranışının değerlendirilmesinin anlatıldığı bölümde sismik dizayn yükleme kriterleri, maksimum ve işletme dizayn kriterleri olmak üzere iki başlıkta incelenmiştir. Yeraltı yapısının zemin deformasyonuna tepkisinin açıklandığı bu bölümde çeşitli çözüm metotları incelenmiş ve bunlar bir tablo halinde sonuç olarak ortaya konmuştur. Bu bölümün devamında özel sismik dizayn konuları ele alınmış ve maddeler halinde anlatılmıştır.

Çalışmanın beşinci bölümünde 4 adet örnek çözüme yer verilmiştir. 4. bölümde verilmiş olan formülasyonların kullanıldığı bu çözümlerle bir önceki bölümün daha iyi anlaşılması amaçlanmıştır. Daha sonrasında yeraltı yapılarının sismik dizayn yöntemlerinden ikisinin karşılaştırılması bir yeraltı istasyonu üzerinde yapılmıştır. Bu çalışmada aç kapa metodu ile yapılmış iki katlı bir metro istasyon yapısı ele alınmıştır. Yeraltı yapısı sonlu elemanların kullanıldığı SAP 2000 programı ile modellenip 2 farklı metodun bu yapı üzerindeki sonuçları incelenmiştir.

DESIGN AND SEISMIC ANALYSIS OF UNDERGROUND STRUCTURES

SUMMARY

In this study, a presentation about seismic analysis and design of underground structures which are integral part of modern society is done. The usage of underground structures increases due to the high development of the world. The importance of underground structures is well understood in developing cities. Underground structures that are investigated in this study are structures which are close to the surface and made with cut and cover method. Also other types of underground structures are examined in order to make comparison.

The study is composed of six chapters. The first chapter, is an introduction to the subject where general aims are given.

In the second chapter examples for underground structures examined in this study are given. Also this structures are presented.

In the third chapter the main princibles of underground structures are investigated and loads effected to the underground structures are briefly summarized.

In the fourth chapter seismic analysis and design methods of underground structures are explained. In this chapter firstly the situation of recent underground structures in the world after earthquakes are given, later results obtained after conclusions are given. After that seismic analysis of underground structures are examined. Thus definition of seismic environment is given. Deterministic and probabilistic seismic hazard analysis are explained briefly in order to understand the subject easily. Design earthquake criteria which is an important factor in the seismic design of underground structures are explained and definitions of maximum and operating design earthquakes are given. After that parameters of ground motion is investigated. Ground deformation, ground motion and ground failure are explained in the subsection evaluation of ground response to earthquake effects. In the section where evaluation of response of the structure to the earthquake effect explained seismic design loading criteria is investigated in two sections as maximum and operating design criteria. In this section where the response of underground structure to the ground deformation is explained various types of solution methods are investigated and the results are given in a table. After this private seismic design subjects are explained.

In the fifth chapter four examples are given in order to understand the formulations given in the fourth section. After that the comparisons of two different underground subway structures design methods is done with an application. In this application two story subway station built with cut and cover method is investigated. Underground structure is modelized by SAP 2000 which uses finite element method. The results of these two different methods are investigated.

1. GİRİŞ

1.1 Çalışmanın Tanıtımı

Gelişen dünyamızda çeşitli ihtiyaçlardan dolayı yeraltı yapılarının kullanım alanları hızla artmaktadır. Özellikle gelişen metropollerde yeraltı yapılarının önemi daha da iyi anlaşılmıştır. Sonuç olarak yeraltı yapıları gittikçe kentleşen dünyada altyapının önemli bir parçası olmuştur. Genel olarak yeraltı yapıları metroları, yeraltında yapılan yolları, malzeme depolarını, alışveriş merkezlerini, otoparkları, temiz ve atık su tesislerini kapsamaktadır. Ayrıca nükleer santrallerde güvenlik açısından yeraltında inşa edilmektedir.

Yeraltı yapıları arasında kuşkusuz daha bir ön plana çıkan yeraltı metro yapılarıdır. Ulaşımın metro ile yeraltına indirilmesi büyük şehirler için kaçınılmaz bir sonuç olarak ortaya çıkmıştır. Gelişmiş ülkelere baktığımızda, yeraltı ulaşımının öneminin çok önceleri anlaşıldığını ve bu konuda da yapılan çalışmaların üst düzeyde olduğunu görmekteyiz. Yeraltı ulaşımın önemi geç olsa da ülkemizde de anlaşılmış ve çalışmalar bu yönde hızlandırılmıştır. Yine bu doğrultuda olmak üzere araç yollarının da mümkün olduğunca yeraltına indirilmesi için çalışmalar yapılmaktadır. Yerleşimin zor olduğu büyük şehirlerde alışveriş merkezleri ve özellikle otoparklar da yeraltına inşa edilmektedir. Ayrıca günümüzde büyük şehirlerin en büyük problemlerinden biri olan temiz ve atık su iletimi, ufak çapta yapılan borular veya kanallar ile değil daha büyük olan ve değişen ihtiyaca cevap verebilecek büyük çapta yeraltı yapıları ile sağlanmaktadır.

Bu yapılan çalışmada günümüzde daha bir önem kazanan ve kullanım alanları oldukça artan yeraltı yapıları ele alınmıştır. Burada üzerinde durulacak olan yeraltı yapıları daha çok yüzeysel ve aç kapa metodu ile yapılanlardır. Bunun sebebi ise yüzeysel yeraltı yapılarının diğer yeraltı yapılarına kıyasla tasarımlarının daha zor ve karmaşık olmasıdır.

1.2 Çalışmanın Amacı

Yapmış olduğum bu çalışmanın amacı, yeraltı yapıları hakkında genel olarak verilmiş olan bilgilerden sonra yapıların deprem etkilerine karşı olan davranışlarının

açıklanması olmuştur. Depremselliği yüksek olan bölgelerde bulunan yeraltı tesisleri hem sismik hem de statik etkilere maruz kalmaktadır. Yakın zamana kadar mevcut yeraltı yapılarındaki hasar durumu yerüstü yapılarına göre daha düşük olmuştur. Bununla birlikte son on yıl içinde olan büyük depremlerde yeraltı yapılarında önemli hasarlar olduğu gözlenmiştir. Bu olaylardan sonra yeraltı yapılarının tasarımı ve dizaynı özellikle de sismik analizi için yapılan çalışmalar üzerinde daha dikkatli durulmuştur. Başta 1995 Kobe Depremi olmak üzere meydana gelmiş olan büyük depremlerden sonra yeraltı yapılarında oluşan hasarlar ayrıntılı bir şekilde incelenmiş ve çıkan sonuçlar detaylı olarak değerlendirilmiştir.

Ülkemizde de son yıllarda büyük şehirlerin gereksinimi olan ve yeraltı yapılarının önemli bir parçası olan metroya önem verilmiş ve birçok büyük şehrimizde metro çalışmaları hızlandırılmıştır. Ne yazık ki ülkemizin henüz yeraltı yapılarına ilişkin bir şartnamesi mevcut değildir. Yeraltı yapıları hazırlanmış olan teknik şartnamelere göre ve yabancı şartnameler dikkate alınarak yapılmaktadır. Fakat bunlarında yeterli olduğunu söylemek mümkün değildir. Bu bilgiler belirli bir düzende olmadığı için proje mühendisleri tasarım aşamasında zorluk yaşamaktadır. Ayrıca bu şartnamelerin ülkemiz şartlarını da ne kadar dikkate aldığı tartışma konusudur. Yapılmış olan bu çalışmada yeraltı yapılarının genel olarak tasarımı ve daha çokta sismik dizaynı için gerekli bilgileri ortaya konmuştur. Bu çalışmada özellikle aç-kapa kutu yapıları incelenmiş olup daha çok metro yapılarında tercih edilen kutu kesitler ile dairesel tünellerde meydan gelen statik ve dinamik etkiler anlatılmıştır.

1.3 Çalışmada İzlenecek Yol

Çalışmada ilk önce yeraltı yapıları hakkında genel bilgiler verilmiştir. Derin yeraltı yapıları ile yüzeysel yeraltı yapılarına örnekler gösterilmiştir. Daha çok aç kapa metodu ile yapılan ve yüzeysel yeraltı yapıları olan metro yapıları konusunda biraz daha fazla bilgi verilmiştir. Günümüzde önem kazanan bu konunun daha iyi anlaşılması için ayrıca üzerinde durulmuştur. Yeraltı yapılarında depremler sonucu olmuş olan hasarlar ele alınarak bu olaylardan çıkarılan sonuçlar incelenmiştir. Daha sonrasında zemin ile yeraltı yapıları arasındaki etkileşimin nasıl olduğu konusu üzerinde durulmuştur. Bu etkileşimde ilk önce zeminin üstlendiği görev araştırılmıştır. Daha sonra yapının zemin hareketlerine karşı olan tepkisi ele alınmıştır. Ayrıca bu çalışmada şimdiye kadar bu konu hakkında yapılmış olan çalışmalar özetlenmiş olup geliştirilmiş olan metotlar arasında kıyaslamalar yapılmıştır.

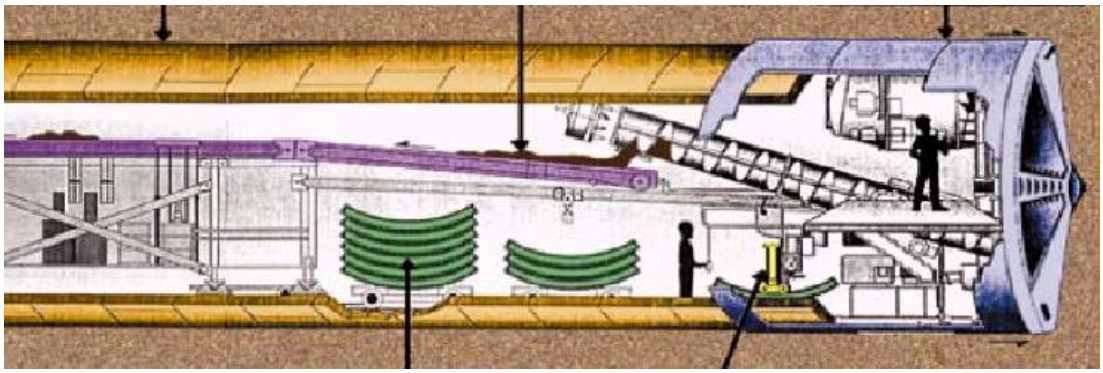
2. YERALTI YAPILARI

Yeraltı yapıları gelişen toplumların ihtiyaçlarını karşılamak üzere çok çeşitli alanlarda ve şekillerde yapılmaktadır. Yeraltı yapıları yapım derinliğine göre iki gruba ayrılır. Birincisi derin yeraltı yapıları ikincisi ise birincisine oranla derinliği daha az olan yüzeysel derinlikli yeraltı yapılarıdır.

Birinci gruba giren yeraltı yapıları derinliği fazla olan yeraltı yapılarıdır ve genellikle tünel delme makineleri ile yapılmaktadır. Bu yapılarda doğal çevre korunur ve yapı yeraltındaki zemin tabakasının içerisine inşa edilir. Derin yeraltı yapılarının inşasında genellikle TBM (tunnel boring machine) adı verilen tünel delme makineleri kullanılır (Şekil 2.1). Derin yeraltı yapılarına en iyi örnek olarak maden tünelleri gösterilebilir. Daldırma tüp tünelleri de derin yeraltı yapılarına girmektedir. Bu tür tüneller daha çok nehrin veya denizin altına inşa edilmektedir. Bu yapı türünde prefabrik elemanların kullanımı tercih edilmektedir.

Yüzeysel derinlikli yeraltı yapıları derinliği daha az olan ve genellikle aç-kapa (cut and cover) metodu ile inşa edilen yapılardır. Yüzeysel derinlikli tünellere örnek olarak geniş atık ve temiz su, araç ve hızlı ulaşım tünelleri gösterilebilir. Aç kapa yeraltı yapılarında inşaat sahası ilk önce kazılarak açılır. Bu kazılar duruma göre destekli veya normal olarak yapılır. Yeraltı yapısının inşası tamamlandıktan sonra kazı sahası tekrar toprakla kapatılır. (Şekil 2.3) Aç kapa yapıları 10-14 m arası derinlik için diğer yeraltı yapı şekillerine göre daha ucuz ve pratik olmaktadır. Ayrıca 20 m ye kadar olan zemin yüksekliklerinde yaygın olarak tercih edilmektedir. Aç kapa yeraltı yapılarındaki en önemli engel şehir yerleşiminin buna izin vermemesidir. Bu gibi alanlarda kazı çalışmaları destekli kazılar şeklinde yapılır. Bu yüzden şehir merkezlerinin dışında yapılan aç kapa yeraltı yapıları şehir merkezinde olan yapılanlara göre daha ekonomik olmaktadır. Bu tür aç-kapa yeraltı yapıları şehirlerde daha çok yolların altına inşa edilmektedir. Bu yüzden yapım aşamasında şehir trafiğinin bir süreliğine aksaması söz konusu olacaktır.

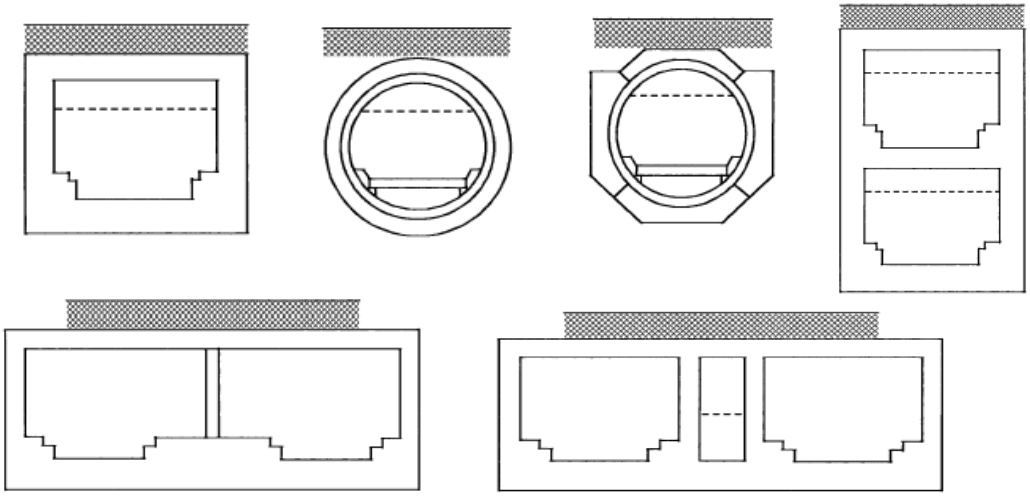
Bu bölümde dizaynda ve pratikte alışılmış ve dünyanın birçok yerinde yapılmış ve yapılmakta olan aç kapa yapılarına birkaç örnek verilecektir. Bu yapıların farklı yerlerdeki yapılış ve kullanılış şekilleri benzerdir.



Şekil 2.1 Tünel delme makinesi (TBM)

2.1 Metro Hat Yapıları

İstasyonlar arasındaki aç kapa yapıları çoğunlukla çift kutu şeklinde inşa edilmektedir. Dışta bulunan duvarlar ortada bir duvarla veya kiriş kolon sistemi ile desteklenir. Bu tünel yapıları çoğunlukla çizgisel veya hat yapıları diye adlandırılır (Şekil 2.2). Ray merkezleri mümkün olduğunca birbirine yakın yerleştirilir. Tipik bir çift kutu yeraltı yapısında her metro yolu temiz açıklık olarak 430 ile 460cm arasında değişen mesafeye sahiptir (Şekil 2.6). Aradaki mesafe tünellerde kullanılacak araç ve yaya yolu genişliğine ayrıca ekipmanların boyutlarına bağlıdır.



Şekil 2.2 Çeşitli tünel kesitleri

2.2 Metro Yeraltı İstasyonları

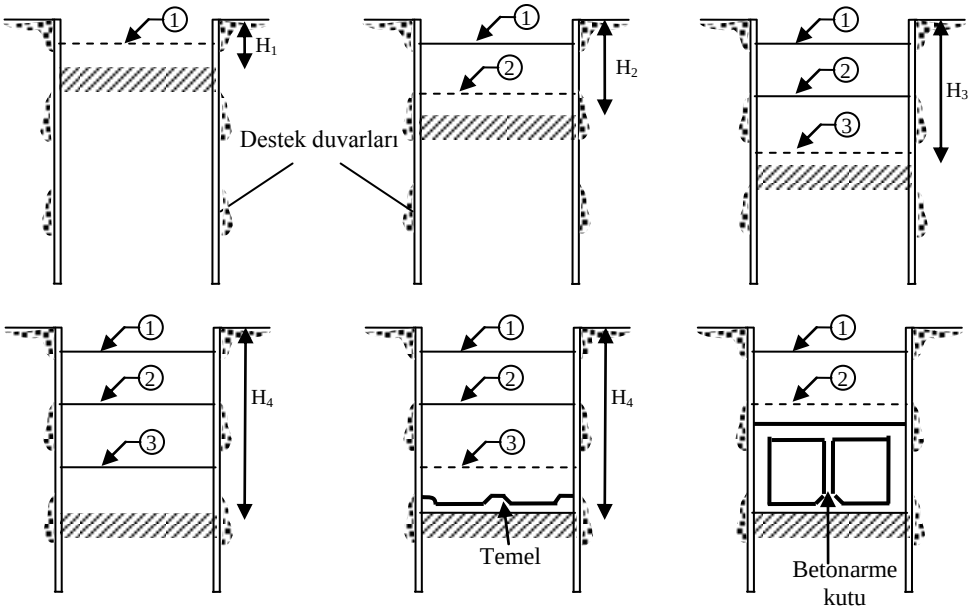
Yeraltı metro istasyon yapıları metro için metro yolunu, inme ve binme platformlarını, merdivenleri, yürüyen merdivenleri, bilet gişelerini, servis ve

mekanik odalarını içerir. Eğer çizgisel yapı tünel metoduyla yapılmış iki dairesel tünelden meydana gelmişse istasyon tek merkez platform şeklinde tasarlanabilir. Eğer çizgisel yapı çift aç kapa kutu yapı şeklinde ise istasyon içerisinde yolcu indirme bindirme peronları sistem standartlarına uygun olarak ayrı yapılır.

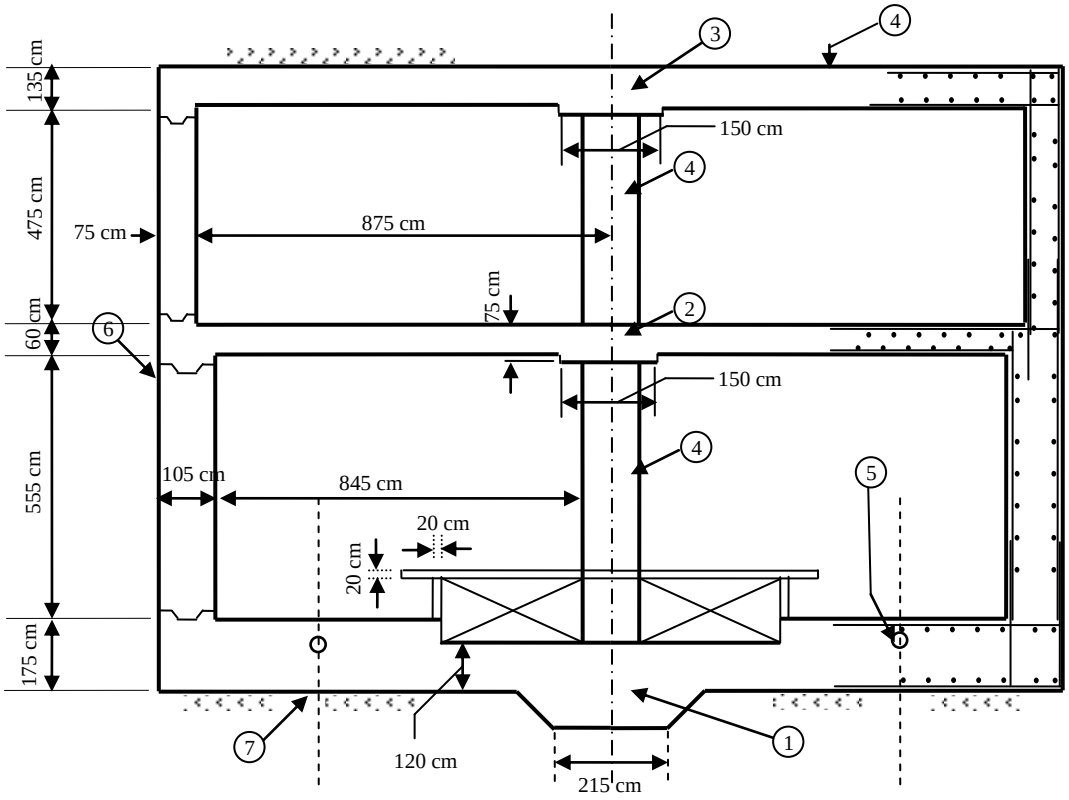
Alışa gelmiş olan aç kapa yeraltı metro istasyonları genelde iki veya üç katlı olarak inşa edilmektedir (Şekil 2.4). İstasyonların inşa edildiği dikdörtgensel kazı bölgesinin yaklaşık boyutları 15 ile 20 m arası genişlik, 150 ile180 m arası uzunluk ve derinlik olarak da 15 ile 20 m arasındadır.

Tamamlanmış olan metro istasyonları çok daha kompleks bir yapı olacaktır. İstasyonları iç biçimi yürüyen merdivenler, merdivenler, havalandırma gereksinmeleri mekanik ve elektrik odaları ve diğer bakım ve güvenlik, servis faaliyetleri açısından tekrardan dikkate alınmaktadır. Şekil 2.5 de bir metro istasyonun iç görüntüsü verilmiştir. Ayrıca istasyonların mimari bakımdan işlenişi ve ele alınışı da yapının dizaynını etkileyen önemli faktörlerdendir. İstasyonun dış görünüşü istasyona giriş yapılarının olmasından dolayı bazı yerlerde düzensizlik gösterebilir.

Her ne kadar geleneksel olarak iki kat istasyon yapıları yaygın olsa da özellikle yoğun yerleşimin olduğu kentsel bölgelerde daha kompleks ve alışılmışın dışında istasyonlarda yapılmaktadır. Önemli sistem hatlarının kesişim noktalarında alışılmışın dışında ve daha karmaşık olan yer altı istasyonlarının inşa edilmesi gerekli olmaktadır.



Şekil 2.3 Aç-kapa yeraltı yapılarının yapım aşamaları



Notasyonlar:

1. Boyuna doğrultuda temel kirişi (180 cm x 210 cm)
2. Boyuna doğrultuda döşeme kirişi (75 cm x 150 cm)
3. Boyuna doğrultuda tavan döşeme kirişi (140 cm x150 cm)
4. 9.15 m ara ile betonarme kolon
5. Ray oluğu
6. Dış yalıtım ve koruyucu tabaka
7. Su geçirmez tabaka ve grobeton

Şekil 2.4 Los Angeles County, MTA 7. istasyona ait bir kesit



Şekil 2.5 Metro istasyonu ve tünel giriş yapısı

2.3 Yeraltı Anayol Yapıları

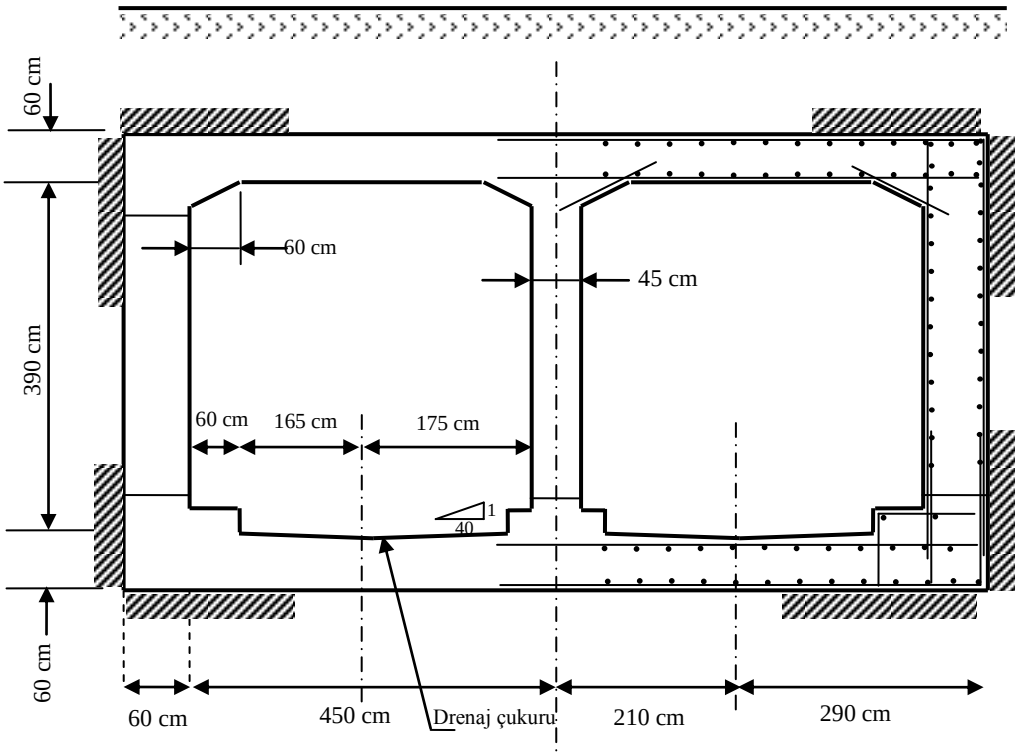
Aç kapa metodu ile yapılan yeraltı yol yapıları yaygın olarak yapılmazlar. Bunun sebeplerinden biri bu araç tünellerinin yüksek maliyetli olmasıdır. Ayrıca ilk kurum ve daha sonraki işletme havalandırma maliyetleri de oldukça yüksektir. Bundan dolayı yükseltilmiş yollar daha yapılabilir olarak düşünülmektedir. Bununla birlikte aç kapa araç tünellerinin uygulanabilir ve cazip olduğu durumlarda vardır.

Aç kapa araç tünelleri çoğunlukla su altındaki araç tünellerine yaklaşım yerlerinde tercih edilmektedir. Bu uygulamalar yeraltı su seviyesinin altında olmaktadır. Bu tür yapılar genellikle büyük ve ağır betonarme yapılardır.

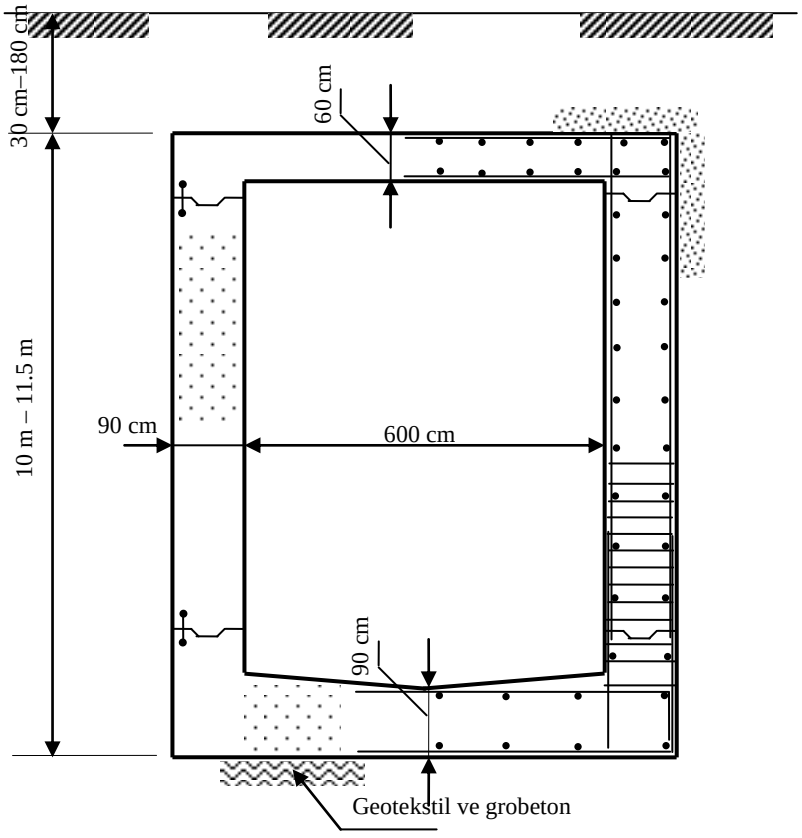
Aç kapa araç tünellerinin yapımının da uygun olacağı zorlayıcı sebepler olabilir. Güzergahın doğal halinin kalması gerektiğinde, yüzey alanlarının verimli kullanımı istendiğinde dezavantajlarına rağmen aç kapa araç tünel şekli uygulanabilir. Örneğin aç kapa araç tünelleri kentlerde bulunan önemli havaalanı yollarının altında inşa edilmektedir.

2.4 Atık ve Temiz Su İletim Yapıları

Burada ele alınan aç kapa atık ve temiz su tünelleri geniş betonarme kutu yapılardır. Bu yapılar atık ve temiz suyun taşınmasında ve depolanmasında kullanılır. Aç kapa olarak yapılan bu kutu yapılar, betonarme borulardan ve prekast beton silindir yapılarından daha geniştir. Geniş olan bu iletim ve depolama tünelleri San Francisco'da yapılmıştır. Bu yeraltı yapılarının genişliği yaklaşık 6m, yüksekliği ise 10m civarındadır (Şekil 2.7).



Şekil 2.6 Standart çift kutu kesit, WMTA



Şekil 2.7 San Francisco'da yapılmış yeraltı atıksu iletim yapısı enkesiti

3. YERALTI YAPILARININ GENEL TASARIM İLKELERİ

3.1 Yeraltı Yapılarına Etkiyen Yükler

Bir yeraltı yapısı tüm yükleri ve etkileri yeterli güvenlikte taşıyabilecek yapısal kapasiteye sahip olacak şekilde dizayn edilmelidir. Yapının kullanım ömrü boyunca oluşabilecek değişiklikler sonucu ortaya çıkacak durumlar ve bunların neticesinde değişecek yüklerde dikkate alınmalıdır. Başlıca temel yükler yeraltı yapısına ömrü boyunca etkiyecek olan yanal toprak ve su basıncı olup, zati yükler yani yapının kendi ağırlığı, yapının üzerinde bulunan toprak yükü, sürşarj yükü ve hareketli yüktür.

Tasarım aşamasında mevcut ve olma ihtimali olan yükler American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) da olduğu gibi benzer şekilde sınıflandırılabilir. Dikkate alınan bu yükler;

- Zati Yükler (Dead load) (DL)
- Hareketli Yükler (Live load) (LL)
- Çarpma Yükü (Impact) (I)
- Merkezkaç Kuvveti (Centrifugal force) (CF)
- Demeraj Kuvveti (Rolling force) (RF)
- Fren Kuvveti (Longitudinal braking and tractive force) (LF)
- Yeraltı Suyunun Kaldırma Etkisi (Buoyancy) (B)
- Taşkınlar (Flood) (FL)
- Büzülme Etkileri (Shrinkage force) (S)
- Isı Etkileri (Thermal force) (T)
- Yatay Toprak Basıncı (Horizontal earth pressure) (E)
- Deprem Kuvvetleri (Earthquake force) (EQ)

Önemli sismik aktiviteye sahip yerlerde yapılacak olan gömülü yapılarda deprem kuvveti de göz önüne alınmalıdır. Yapılacak olan deprem kuvveti hesabın için bölgenin depremselliği çok iyi araştırılmalı ve gelebilecek olan deprem kuvvetleri yapının tasarımında dikkate alınmalıdır. Dünyamızda son yıllarda olmuş büyük depremlerde ne yazık ki yeraltı yapılarında meydana gelen hasarlar deprem etkilerinin yeteri kadar dikkate alınmadığını göstermektedir.

3.1.1 Zati Yükler

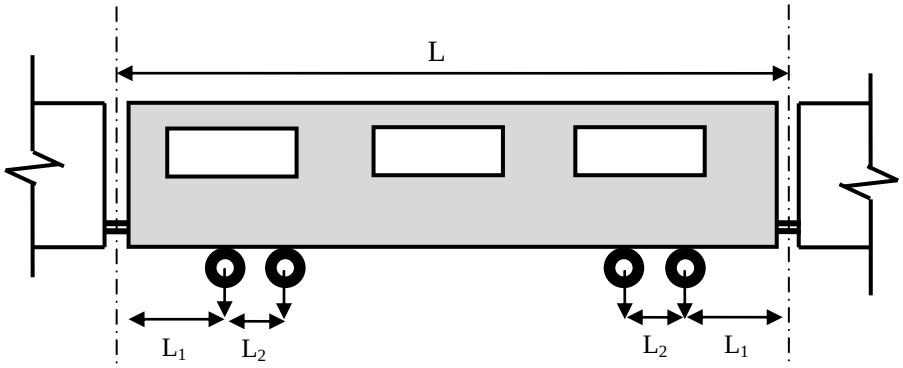
Yeraltı yapılardaki zati yükte dikkate alınan yükler yapının kendi ağırlığı ve yüzey kaplamalarında kullanılan malzemelerin ağırlıklarından oluşmaktadır. Yeraltı yapısı üzerindeki toprağın birim ağırlığı 1.92 t/m^3 den az alınmalıdır. Eğer yapı üzerindeki toprağın nemli olma durumu varsa bu değer 2.09 t/m^3 den aşağı alınamaz. Bazı projeciler ileride değişebilecek şartları da düşünerek daha güvenli tarafta kalmak için minimum birim toprak ağırlığının yeraltı su seviyesinin altında veya üstünde olmasına bakılmaksızın 2.09 t/m^3 alınmasından yanadırlar. Ankara Metrosu 3. aşamasında yapılan yeraltı yapılarında birim toprak ağırlığı 1.96 t/m^3 olarak alınmıştır.

Yüzeye yakın yeraltı yapılarında sadece üzerinde bulunan toprak yükünü dikkate almak yeterli olmayabilir. İnşa aşamasında yapıya etki edebilecek yüklü kamyonların ağır iş makinelerinin çalışması sırasında oluşabilecek ek kuvvetlerin dikkate alınması gerekir. Bu sebeplerden dolayı gömülü yapıların üzerindeki toprak yükünün yaklaşık olarak minimum 2.5 m alınması uygundur. Bu yaklaşım proje mühendisi ile müşavir firma ve işin sahibi arasında yapılacak olan görüşmelerle daha net olarak ortaya konabilir. Ankara Metrosu'nun üçüncü aşamasında yapılan aç kapa istasyon yapılarında minimum toprak yüksekliği 2.0 m olarak alınmıştır. Ayrıca yeraltı yapısının kullanım süresi boyunca karşı karşıya kalabileceği safhaları dikkate almak gerekir. Yeraltı yapısının üzerindeki toprak miktarının ileride azalabileceği veya tümden kaldırılabileceği dikkate alınıp dizayn aşamasında bu durumun yapılan yüklemelere yansıtılması faydalı olacaktır. Böylece en olumsuz şartlar dikkate alınmış ve yapının güvenliği de sağlanmış olur.

3.1.2 Hareketli Yük, Çarpma ve Diğer Dinamik Yükler

Yeraltı yapılarındaki hareketli yük, insan trafiğinden oluşan yükler ile sistemde çalışan yolcu ve bakım araçlarının yük toplamından meydan gelmektedir. Standart araç yükü kullanılan San Francisco, Los Angeles, Toronto, Washington ve Ankara Metrolarındaki araç yükleri Şekil 3.5 de gösterilmiştir. Ayrıca Ankara yeraltı metro

istasyon yapılarında kullanılan hareketli yükler de Tablo 3.2 de verilmiştir. Buna ek olarak yapılarda darbe, demeraj merkezkaç kuvveti ve fren kuvvetleri de dikkate alınmalıdır.



Şekil 3.1 Metro aracı

Tablo 3.1 Çeşitli şehirlerde kullanılmış olan metro araç yükleri

	San Francisco	**Washington**	**Toronto**	**Los Angelas**	**Ankara**
L	21.33 m	22.86 m	22.86 m	22.86 m	22.79 m
L_1	1.75 m	2.51 m	2.44 m	2.16 m	3.165 m
L_2	2.44 m	1.98 m	1.52 m	2.08 m	1.04 m
Toplam ağırlığı	50 t	60 t	70 t	64.5 t	56.5 t
Aks ağırlığı	12.5 t	15 t	17.5 t	16.125 t	14.12 t

Darbe yükü hesaplarında statik araç yükleri, darbe faktörü (I) ile çarpılacaktır. Ayrıca dinamik etkiler ve ray kusurları da dikkate alınmalıdır.

Sürekli kaynaklı ray için, I = 1.10

Ray ek yerlerinde, I = 1.3

Ön boyutlandırma hesaplarında darbe yükü statik araç yükü %30 arttırılarak dikkate alınır. AASHTO ve AREA şartnamelerinde çarpma yükü daha ayrıntılı bir şekilde hesaplanmaktadır.

Tablo 3.2 Çok katlı yeraltı metro istasyonları için hareketli yük değerleri

<table>
<tr><th colspan="2">Yük Alanı</th><th>Hareketli Yük Değeri (kN/m^2)</th><th>Not</th></tr>
<tr><td colspan="2">Peronlar, meydanlar, geçitler</td><td>7</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">Rampa ve merdivenler dahil olmak üzere kamuya açık alanlar</td><td>7</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">Tesisat ve elektrik teçhizat odaları</td><td>Trafo ve aküler olduğunda</td><td>12</td><td rowspan="2">Her iki durum içinde ekipmanın gerçek ağırlığından az olmamak üzere</td></tr>
<tr><td>Trafo ve aküler olduğunda</td><td>7</td></tr>
<tr><td colspan="2">Bürolar ve tuvaletler</td><td>5</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">Servis yaya yolları ve acil durum tahliye peronları</td><td>4</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">Yürüyen merdivenler</td><td>7</td><td>İmalatçının verdiği değerden az olmamak üzere</td></tr>
<tr><td colspan="2">İstasyon civarında zemin üstü sürşarj</td><td>12</td><td></td></tr>
</table>

Ayrıca AASHTO ve Ankara Metrosu şartnamelerinde trafik yükünü taşıyan yeraltı yapıları için üzerindeki toprak örtüsüne göre aşağıda belirten şekilde uygulanmıştır.

- 0-0.3 m arası toprak yükü I = %30LL (2.1a)
- 0.3-0.6 m arası toprak örtüsü I = %20LL (2.1b)
- 0.6-1.0 m arası toprak örtüsü I = %10LL (2.1c)
- 1.0 m den fazla toprak örtüsü I = %0LL (2.1d)

Merkezkaç kuvveti statik metro araç yükünün bir fonksiyonu olarak hesaplanır. Hesaplanan merkezkaç kuvveti dizayn hızına ve kurb çapına bağlıdır. Kurblarda merkezkaç etkilerinden dolayı yatay kuvvet, (CF), aracın ağırlık merkezinden enine olacak şekilde uygulanır.

Merkezkaç kuvveti:

$$CF = \frac{V \times v^2}{R \times g} - V \times \tan A \text{ (kirişlerde)} \quad (2.2a)$$

$$CF = \frac{V \times v^2}{R \times g} \quad \text{(kolonlarda)} \quad (2.2b)$$

V : Maksimum araç ağırlığı

v : Vogon hızı (m/sn)

R : Hattın eğrilik yarıçapı (m)

tan A : Dever açısının tanjantı

g : Yerçekimi ivmesi (9.81 m/sn^2)

Boş bir araç için (V_e) ağırlık merkezinin konumu rayın tepe noktasından yaklaşık 1016 mm yukarıdadır. Çok yüklü bir vagon için (V_m) ağırlık merkezi rayın tepe noktasından yaklaşık 1522 mm yukarıdadır. Enine boyuna olarak ağırlık merkezi V_e ve V_m yük durumlarının her biri için vagonun merkezinde konumlandırılmıştır.

Demeraj kuvveti (RF) raylardan birine düşey doğrultuda yukarı doğru, diğerine ise düşey doğrultuda aşağı doğru bir kuvvet olarak uygulanmalıdır.

$$RF = 0.1 \times V \quad (V = V_n = \text{nominal araç ağırlığı}) \tag{2.3}$$

RF, raylara tekerlekler tarafından uygulandığı için tekerlek başına yuvarlanma kuvveti için, RF, aracın bir tarafındaki tekerlek sayısına bölünür.

Hareketli yükler metro araç yükünü içerdiği gibi yaya yükünü de kapsar. Bununla birlikte yeraltı yapısı tek katlı ise yaya hareketli yükü, metro araç yükü, darbe yükü ve diğer dinamik yükler (CF, RF, LF) doğrudan doğruya temele ve oradan zemine aktarılacağı için gömülü yapının yapısal elemanlardaki etkisi diğer etkilerin yanında oldukça küçüktür. Bu yüklerin sisteme etkisi yeraltı yapısının iki veya daha çok katlı olması durumlarında proje mühendisi tarafından dikkate alınmalıdır.

3.1.3 Yatay Toprak Basıncı

Yatay toprak basıncı (E) toprağın ve varsa yeraltı suyunun etkisi sonucu oluşan yatay kuvvet olarak dikkate alınır. Yatay toprak basıncı ayrıca sürşarj yüklerinin meydana getirdiği yatay kuvveti de içerir. Sürşarj yükleri olarak çevredeki yapı temel yükleri, trafik yükü ve diğer yüzey hareketli yüklerinin toplamı dikkate alınmalıdır. Bütün bu yük bileşenlerinin oluşturduğu yatay toprak kuvveti hesaplanırken bugünkü koşullar ve daha sonraki yıllarda oluşabilecek koşullar göz önüne alınmalıdır. Özellikle değişen yeraltı su seviyesi oldukça önemlidir. Dikkate alınmayan yeraltı suları yapıya zarar vermesi dışında yatay kuvvet hesabında önemli bir yer tutar. Aynı şekilde olduğundan düşük seviyede alınan yeraltı su seviyesi ileride olumsuz koşulların meydan gelmesine sebep olabilir.

Yatay toprak basıncı toprağın fiziksel özelliklerine bağlıdır. Dizayn aşamasında geoteknik uzmanlar tarafından hazırlanmış yeraltı durumunu gösteren kapsamlı bir rapora ihtiyaç vardır. Bu raporda uzun ve kısa dönem yanal toprak basıncı değişimlerinin olması gerekir. Bu bilgiler ve tavsiye edilen diyagramlar genelde belirli düzeydeki geoteknik raporlarda bulunur.

Tablo 3.3 farklı zeminlerin yeraltındaki yapılara olan yatay toprak basıncını göstermektedir. Örneğin katı, aşırı konsolide olmuş çatlak killer yeraltındaki yapıların yan yüzeylerine yüksek yanal basınç uygulayabilir. Ayrıca yeraltı yapılarının içerisinde bulundukları ortamlarda birden çok zemin çeşidinin olması da mümkündür. Doğal olarak bu karışık zemin ortam değerlerinin tablolara yansıtılması mümkün olmayacaktır. Birde bu yeraltı yapılarının bazıları yeraltı su seviyesin altında olabilir. Yeraltı su seviyesinin altında, yapıya dayanmış olan toprağın yaptığı yatay basınç zemindeki düşey etkili gerilmenin bir fonksiyonu olarak alınabilir. Sonuç olarak yatay toprak basıncının zemin bileşeni, tutulan toprak ve sudan oluşan toplam yatay basınçla karşılaştırıldığı zaman daha küçük kalacaktır. Sonuç olarak modern uygulamalardaki analiz ve dizaynlarda kriter olarak kullanılan yanal toprak basınç diyagramları, önerilen maksimum yatay basınç çoğu kez tam düşey gerilmeye eşit veya yaklaşıktır (örneğin düşey etkili gerilme artı su basıncı).

Tablo 3.3 Değişik zemin tiplerinin yatay basınç etkisi (genelleştirilmiş)

Zemin tipi	N sayısı	Karakteristik özelliği	Yatay basınç
Sıkı kum	> 30		Düşük
Gevşek kum	< 30		Orta
Sert kil veya silt	> 16	Tırnak ile çentilebilir	Orta
Orta sert kil	< 16	Parmak ile çentilebilir	Yükseğe yakın
Yumuşak kil	< 4		Yüksek

Yatay toprak basınçlarındaki uzun ve kısa dönem değişimler dikkate alınmalıdır. Yeraltı yapısının kullanım süresi boyunca bu yüklemelerde büyük ve önemli değişiklikler olacaktır. Yeraltı yapısının tamamlanmasından sonraki aşamada kısa dönem toprak basıncı uzun dönem dizayn basıncından oldukça küçük olabilir. Gelecekte paralel kazılar veya bitişik tüneller yapıldığı takdirde dengelenmemiş yatay basınçlar ortaya çıkabilir. Bunun sonucunda bir yüzeye fazla basınç etkirken diğer yüzeye daha az basınç etkiyecektir. Bu sebeplerden dolayı aç kapa tünelleri hem kısa dönem hem de uzun dönem yüklemelere göre dizayn edilmelidir. Aslında bu konuda birçok farklı düşünce mevcuttur. Yapının yatay deplasmanlara karşı tutulması, dengelenmemiş yatay basınçların sebep olduğu gerilmeler için sistemi yatay deplasmanlara karşı engellemek veya deplasmanı engelleyen kuvvetlerle orantılı bir karşı kuvveti koymak şeklinde olur. Bu yaklaşımlar yerel gereksinmelere

de bağlı olabilir. Yeraltı yapıları için yaygın bir tavsiye eğer tek katlı veya daha çok katlı olması durumlarında yanal sallanma sadece en üst kat için dikkate alınır. Bu varsayımlar dikkate alınarak ilerde çevredeki yapılardan meydana gelebilecek olumsuzluklara karşı yeterli güvenlik katsayısı sağlanmalıdır. Bu gibi yerlerde dengelenmemiş yanal yüklere karşı ankrajlı duvarlar kalıcı sisteme dahil edilmelidir.

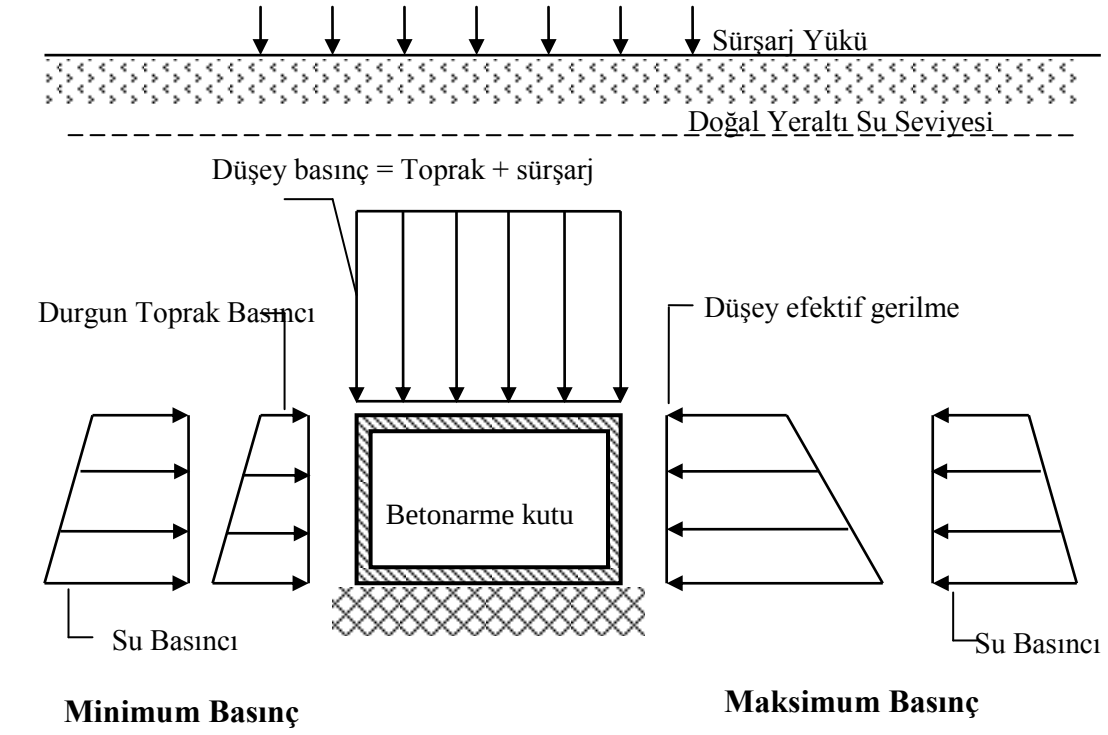
Yeraltı yapılarındaki yatay topak basıncının uzun ve kısa dönem için düşünülen büyüklüğü o bölgeyi iyi bilen uzmanlar tarafından değiştirilebilir. Bu değerler kısmen tünelin tipine, yerleşimine, diğer yerel faktörlere ve de toprağın fiziksel özelliklerine bağlıdır. Bununla birlikte yatay toprak basıncının zemin bileşeni, asla uygun durgun toprak basıncı (K_0) katsayısı ile çarpılarak elde edilen düşey efektif gerilmeden daha az alınmamalıdır.

Birbirine benzer şekilde dengelenmemiş yatay toprak basıncını açıklamak için kullanılan kriterler bazen projeden projeye azda olsa değişebilmektedir. Toronto Metrosu'nun dizaynı sırasında yeraltı su seviyesi yeraltı yapılarının altında kalmaktaydı. Gelecekte yapılacak bitişik yapılardan dolayı oluşacak kısa dönem azaltılmış yüklemesi 0.5 katsayısı ile azaltılan yatay toprak basıncının dizayn değeri ile çarpılarak belirlendi. WMATA metro dizaynı için dengelenmemiş yatay toprak basıncı uygulaması, yeraltı yapısının bir yüzeyine uzun dönem yatay toprak basıncı uygularken diğer tarafa ise kısa dönem yatay toprak basıncını uygulanması şeklinde olmuştur.

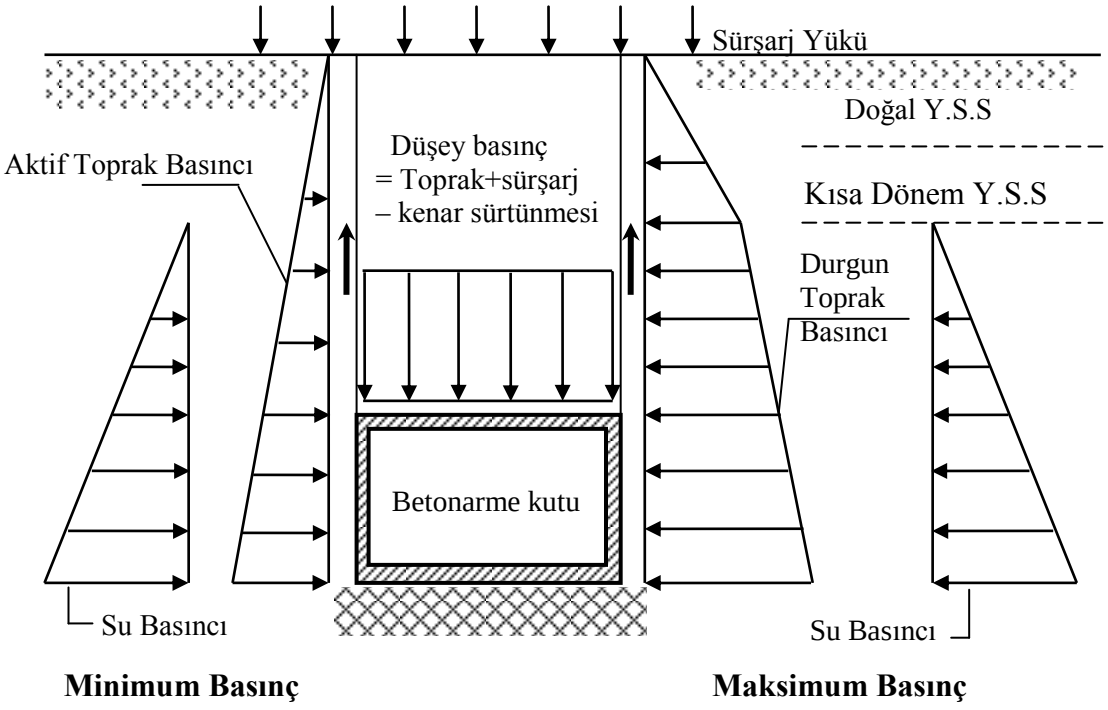
WMATA tarafından, aç kapa yeraltı yapıları için kullanılan yükleme kriterleri Şekil 3.2 de gösterilmiştir. Burada maksimum ve minimum toprak ve su basınçları hesaplanmıştır. Hem uzun dönem hem de kısa dönem yüklemeler gösterilmiştir. Bu genelleştirilmiş diyagramlar kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerin bulunduğu Washington D.C bölgesi içinde uygulanmıştır. Maksimum yatay zemin basıncının toprak bileşeni efektif düşey toprak basıncına eşit alınmıştır. Bunun sebebi metronun sürekli titreşim yapması ve yapının dışa doğru deformasyonudur.

Araç aç-kapa tünellerinin dizayn yapım ve performans deneyimleri bu yapıların hızlı transit sistemleri ile kıyaslanamayacağını göstermiştir. Bununla birlikte mühendislik uygulamasında araç aç kapa tünellerindeki yatay toprak basınç yüklemesi hızlı transit tünellerdeki ile tünellerindeki ile benzerlik gösterir.

Atık su şebekesi için yapılan aç-kapa tünellerinde daha az bir yaklaşıklıkla uzun dönem yatay toprak basıncı yapılan hesaplarda kullanılabilir. Örneğin San Francisco Temiz Su Programı dahilinde betonarme kutu yapılar inşa edilmiştir. Bu yapılar uzun dönem yatay toprak basıncına göre dizayn edilmiştir. Uzun dönem yatay toprak



UZUN DÖNEM YÜKLEMESİ



KISA DÖNEM YÜKLEMESİ

Şekil 3.2 Uzun ve kısa dönem yüklemeleri, WMATA

basıcını, sükunetteki toprak basıncı, su basıncı ve trafik sürşarj yükünden oluşan yanal basıncın toplamı şeklinde hesap edilmiştir. Kohezyonsuz ve diğer sağlam zeminler için sükunetteki basınç hesaplanırken K_0 katsayısı kullanılmıştır. Bu katsayı

$$K_0 = 1 - \sin \phi \tag{3.6}$$

ifadesine eşittir. Buradaki ϕ zeminin içsel sürtünme açısıdır. Doymuş zayıf ve orta killer ayrıca siltli killer için K_0 katsayısı laboratuarda yapılan test ve analizler sonucunda belirlenmiştir. Yanal basınca ek olarak trafik sürşarj yükünden gelen ve düşük sayılabilecek 732 kgf/m^2 lik bir basınçta alınmıştır.

3.1.4 Yeraltı Suyunun Kaldırma Etkisi

Eğer yeraltı su seviyesi yeraltı yapısının temelinden veya tünel tabanından daha üst kottaysa temelin altındaki yukarı yöndeki basınç hesaplanmalıdır. Yukarı yöndeki basınçların toplamı o seviyedeki basınç yüküne eşittir. Dikdörtgen kutu için temel genişliği ile çarpılan yukarı yöndeki basınç değeri yeraltı yapısı için suyun kaldırma kuvvetini verir. Güvenilir minimum yapı ağırlığı ile üzerindeki toprak ağırlığının toplamı yeterli bir güvenlik katsayısını da sağlayacak şekilde suyun kaldırma kuvvetini aşmalıdır. Böylece yapının suyun kaldırma kuvvetine karşı sağlam olduğunu düşünülebilir. Buradaki güvenlik katsayısı için birçok farklı fikir mevcuttur. Amerika'da yapılmış olan San Francisco Körfezi Hızlı Ulaşım Sisteminde, yan sürtünmelerin ihmal edilmesi şartıyla güvenlik katsayısı FS $\geq$1.1 olarak düşünülmüştür. Yeraltı yapısının duvarları ile toprak arasında oluşan yanal sürtünme etkisi suyun kaldırma kuvvetine karşı koyucu yöndedir. Yapılan hesaplarda daha güvenli tarafta kalmak için bu katkı ihmal edilmektedir.

Suyun kaldırma kuvveti, minimum yapı ağırlığı ile üzerindeki toprak yükünün toplamını aştığı takdirde dizayn aşamasında bazı önlemlerin alınması gerekmektedir. Bu önlemlerden bazıları şunlardır.

- Yeraltı yapısının ağırlığı duvarların, döşemelerin veya temelin kalınlıkları arttırılarak arttırılabilir.

- Yeraltı suyunun kaldırma kuvvetine karşı çekme kazıkları kullanılır. Kazıklı yapılan temelle kaldırma kuvveti kazıklar tarafında karşılanır. Bu uygulamada hem çelik hem de beton kazıklar tercih edilebilir.

- Yapılacak olan ankrajlarla da suyun kaldırma kuvvetine karşı bir direnç sağlamak mümkündür. Ankrajlar için yapılan sondajlar temel döküldükten uygun bir zaman sonra tamamlanmalıdır. Ankraj başları temelde bulunan oyuklara yerleştirilir. Düşey olarak aşağı doğru yapılan ankrajların yerleştirilmesi bittikten sonra bu oyuklar beton ile doldurulur. Bu tip ankrajlar yapının altında anakaya veya yeterli dayanımda zemin olması durumlarında uygulanabilir.

3.1.5 Rötre, Sünme ve Isı Etkileri

Yeraltı yapılarının enine birleşim yerleri arasında rötre ve sünme ayrıca farklı ve lineer ısı değişimleri gerilme yığılmalarına yol açabilir. Bu kuvvetlerden oluşan gerilmeler zati ve hareketli yüklerin sebep olduğu başlıca gerilmelere göre normal kuvvetler meydana getirir. Bu yüzden yapının çerçeve analizinde bu kuvvetler yer almayabilir.

3.1.6 Deprem Kuvvetleri

Amerika'daki başlıca şartnamelerde yeraltı yapılarının sismik dizaynına ait herhangi bir koşul ve şart yoktur. Bu genel bakış açısının sebebi sismik hareketlerin yeraltı yapılarını yerüstü yapılarına göre daha az etkilenmesinden kaynaklanmaktadır. Her ne kadar birkaç şiddetli hasar gözlenmiş olsa da yeraltı yapılarının sismik olaylar sırasındaki performansı sınırlı sayıda gözlemle de olsa ispatlanmıştır. Önemli sismik aktiviteye sahip bölgeler olarak tanımlanan alanlarda deprem kuvvetinin boyutunun belirlenmesi dizayn aşaması için oldukça önemlidir. Bu saptamanın yapılması sırasında yapının önemi, deprem kuvvetleri altındaki davranışı, yapının bulunduğu zeminin tipi, sıvılaşma potansiyeli ve aktif fay hatlarına olan mesafesi dikkate alınmalıdır.

Deprem kuvvetlerini belirlemek ve riskleri değerlendirmek için deneyimli ve zemin özelliklerini iyi bilen bir geoteknik uzman tarafından hazırlanmış olan bilgilere ve raporlara ihtiyaç vardır. Bu bilgilere ek olarak geoteknik uzman, olabilecek olan depremlerin büyüklüğü ve dağılımı için dizayn değerleri geliştirmelidir. Deprem kuvvetine ait çoğu değerlendirme, yatay toprak basıncına ilave olarak yeraltı yapısının yan yüzeyine deprem kuvveti olarak ilave yanal basınç kuvvetinin eklenmesi şeklinde sonuçlanmıştır. Böylece hem dayanmış zeminin sebep olduğu yanal basınçtaki artış hem de deprem sırasında yapıdaki eğilme etkisi dizayn amaçları için şart koşulur. Depremle ilgili yapılmış değerlendirmelerde ortak sonuç

olarak, depremli yüklemelerin depremsiz yüklemelere göre daha az etkili olduğu ortaya çıkmıştır. Yeraltı yapılarındaki depremin etkisi sık sık ihmal edilebilir olarak düşünülebilir. Bunun sebebi yapının içerisinde bulunduğu toprağın rijitliğinden ve yapıyı oluşturan elemanlarda izin verilen gerilme değerlerinin depremin eklenmesiyle arttırılmasından kaynaklanmaktadır.

3.1.6.1 Yanal Deplasman İçin Yapısal Analiz

Esnek bir yeraltı yapısı çevresindeki zemin ortamı kesme deformasyonuna aynen uyacak ve yanal deformasyona uğrayacaktır. Zemin yanal deformasyonu, yapı üzerine etki ettirilerek yanal deplasman yük halleri elde edilebilir.

Yanal hareket halinde kesme deformasyonu şu şekilde hesaplanır:

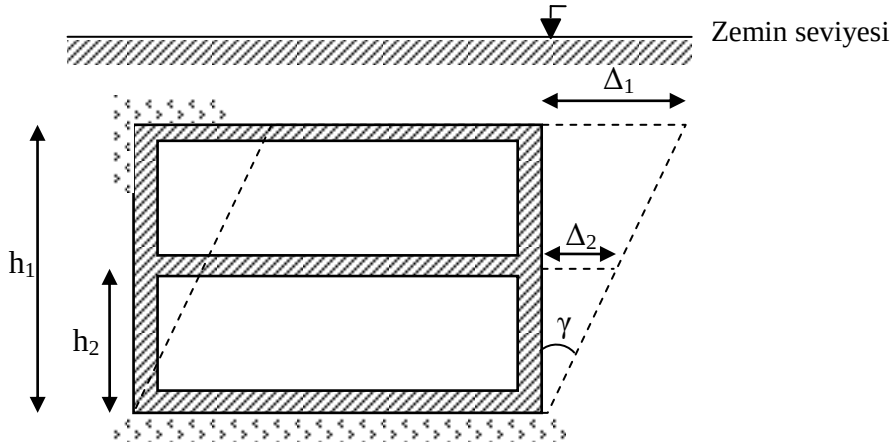
$$\gamma = \frac{V_{h\,\max}}{C_S} \tag{3.7}$$

$$C_S = 61.6 \times N^{(0.254)} \times H_S^{(0.222)} \tag{3.8}$$

γ : Yatay kesme deformasyonu,

C_s : kesme dalgası sismik hızı (m/s), V_{hmax} : Yatay pik zemin hızı (m/s),

N : Zemin için standart penetrasyon darbe sayısıdır.



Şekil 3.3 Yeraltı betonarme kutu yapısı eğilme deformasyonu

Δ_1,Δ_2 : Yanal harekette yatay deplasmanlar olmak üzere;

$$\Delta_1 = h_1 \times \tan\ \gamma \tag{3.9}$$

$$\Delta_2 = h_2 \times \tan\ \gamma \tag{3.10}$$

olarak hesaplanacaktır.

3.1.6.2 Deprem Kuvvetleri Altında Yapının Uzun Yöndeki Tepkisi

Yapının deprem sonucu oluşan uzun yöndeki tepkisi, yapının uzunluğu doğrultusundaki aksına 45^o de yol ilerleyen kesme dalgaları etkisiyle en dış kesimlerde oluşacak bileşik uzunlamasına birim deformasyon olarak ölçülür ve aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\varepsilon_S = \pm\left\{\left(\frac{V_{h\max}}{2C_S}\right)^2 + \left(0.177\, d\, \frac{a_{h\max}}{C_S^2}\right)^2\right\}^{1/2} \tag{3.11}$$

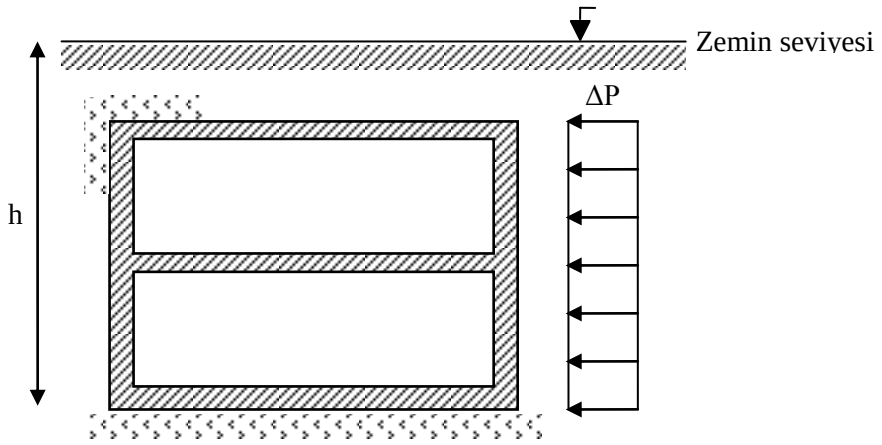
buradaki a_{hmax} : yatay pik zemin ivmesi (m/sn^2) dir.

Deprem yükleri altında bileşik uzunlamasına birim deformasyonu (3.11) deki gibi hesaplanmalı ve ε_s (en dış kesimlerde hem basınç hem çekme) sınır değerleri aşmamalıdır.

3.1.6.3 Dinamik Zemin Basıncı

Her yeraltı yapısı mevcut olan bünyesel rijitlikten dolayı dinamik zemin basıncı bir dereceye kadar harekete geçirilecektir. Bu etki yanal deplasman imkanı olmayan katı yapılarda daha belirginleşir.

Dinamik zemin basıncı (depremden dolayı zemin basıncında meydana gelen artma) yapının yüksekliği boyunca eşit olarak dağıtılır ve aşağıdaki gibi hesaplanır.



Şekil 3.4 Yeraltı yapısına etkiyen ek deprem kuvveti

$$\Delta P_{ODE} = A \times \gamma_S \times h \tag{3.12}$$

$$\Delta P_{MCE} = B \times \gamma_S \times h \tag{3.13}$$

γ_s : Zeminin efektif birim ağırlığı

h : Yapının tabanının zemin seviyesinden ölçülen derinliği

A ve B katsayıları yapılan değerlendirmeler sonucunda maksimum ve işletme dizayn depremleri için yapılan projeye göre belirlenecektir.

3.1.6.4 Boşluk Suyunun Hidrodinamik Etkileri

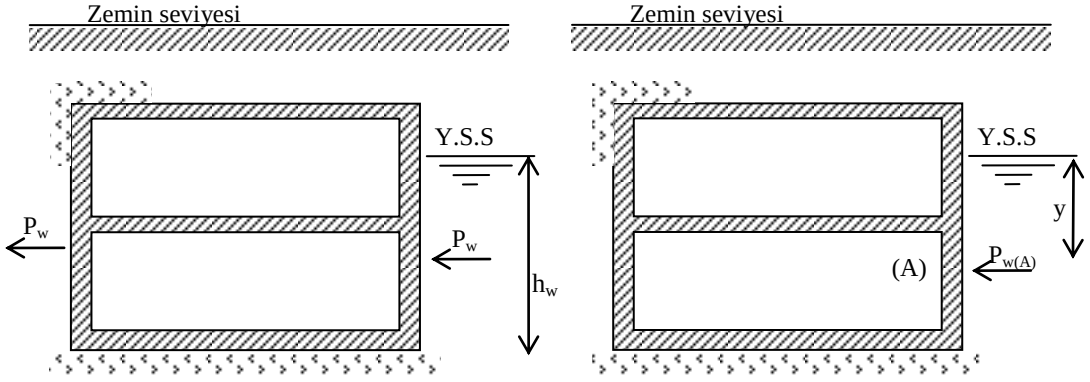
Sismik bir olay boşluk suyu basıncınca değişikliğe neden olacak, yapının bir yanındakini azaltırken diğer yanındakini artıracaktır. MDE ve ODE için bu yük halinin dinamik kuvvet bileşenleri birim uzunluk için (3.14) den hesaplanır.

$$P_w = 0.4083 \cdot \left(\frac{a_{h\,\max}}{g} \right) \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 (kN / m^2) \tag{3.14}$$

Toplam kuvvet 0.6 h_w de yapıya uygulanabilir. Burada h_w, su seviyesinden yapı tabanına olan mesafe, γ_w ise suyun özgül ağırlığıdır.

Basınç dağılımının denklemi birim uzunluk için (3.15) deki gibidir (y derinliğin bir fonksiyonu olarak).

$$P_w = 0.6125 \cdot \left(\frac{a_{h\,\max}}{g} \right) \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 \cdot y^{1/2} (kN / m) \tag{3.15}$$



Şekil 3.5 Depremden dolayı oluşan boşluk suyu dinamik basıncı

3.1.7 Yükleme Kombinasyonları ve Birim Gerilmeler

Deprem kuvvetleri dışında, bu bölümde tanımlanan özel kombinasyonlar veya yükleme guruplarından oluşan ve izin verilen gerilme değerleri aşan yükleme kombinasyonları yeraltı yapıların dizaynında uygulanmayacaktır. Depremi dışarıda

bıraktığımız zaman, eş zamanlı olabilen yüklemelerin herhangi bir kombinasyonu temel birim gerilmeyi aşan gerilme değerleri ortaya çıkarmamalıdır. Temel birim gerilme, yapıyı oluşturan her yapısal malzeme için izin verilen birim gerilmelerle, uygulan şartnamelerde belirtildiği gibi dikkate alınmalıdır.

Emniyet gerilmeleri yönteminde deprem kuvvetleri dikkate alındığı zaman, emniyet gerilmelerinde artışa izin verilir. Betonarme dizayn için alışılmış uygulamalarda kullanılan servis yüklemesi metodunda temel birim gerilmelerin % 133 oranındaki artışına izin verilebilir. Bu yükleme kombinasyonu DL + E + B + FL + EQ şeklinde olabilir. Yük faktör metodu yani taşıma gücü ile yapılan hesaplarda, gerilmelerdeki karşılaştırılabilir durum, uygulanan şartnamelerde azaltılmış dizayn dayanım değerleri ile gösterilir.

- Yükleme durumları;

Yeraltı yapıları bulundukları ortam içerisinde toprağı tutarlar ama buna karşı serbest değillerdir. Yani yapının diğer tarafında da hareketi kısıtlayan zemin mevcuttur. Bununla birlikte bu tür yapılardaki dengelenmemiş ve sıra dışı yüklemeleri dikkate almak gerekir. Yapı analizi için gerekli özel yükleme durumları yapı tipine, yapının konumuna, zemin tipine, yeraltı su seviyesine ve diğer yerel faktörlere bağlıdır. Makul görülen ve yapının dizaynını etkileyebilecek geçici ve kalıcı tüm yükleme durumları araştırılmalıdır. Bu tür sistemlerin dizayn kriterleri WMATA tarafından betonarme kutu ve istasyon bölümleri için geliştirilmiştir. Bunlar minimum dört temel yükleme durumu için şu şekilde belirtilmiştir.

Durum I : Tüm düşey yükler ve uzun dönem yatay yükler

Durum II : Tüm düşey yükler ile yalnız bir tarafa olmak üzere uzun dönem yatay yükler ve diğer tarafa da kısa dönem yatay yükler şeklinde dikkate alınır. Yeraltındaki yapılar eşit olmayan yatay basınçlara maruz kalırlar. Yapısal analizde üst döşemenin hem kontrollü hem de kontrolsüz yükler sonucu maksimum kesme, itme kuvveti ve momentlerin oluştuğu yatay deplasmanlar dikkate alınmalıdır.

Durum III : Tüm düşey yükler ile birlikte ihmal edilmiş yeraltı su basıncı hariç kısa dönem yatay yükler.

Durum IV : Sadece zati ve düşey yükler ile hidrostatik basıncının da dahil olduğu uzun dönem yükler.

Hem WMATA hem de MTA şartnamelerinde bir doğal zeminin elastik desteğindeki gerilme analiz değişimleri farklı yükleme durumlarına uygun olarak dikkate alınması gerektiği belirtilir.

Aç kapa araç tünelleri ile daha küçük boyutlara sahip atık su tünellerinin dizaynında kullanılan yükleme kombinasyonları benzer bir yaklaşımla aynı özelliklere sahiptir. San Francisco Temiz Su Sisteminin bir parçası olarak yapılan geniş betonarme kutu yapıların inşasında aşağıdaki yükleme durumları yapının dizaynı için belirlenmiş ve kullanılmıştır.

Durum I :	Düşey	DL + LL
	Yatay (iki taraflı)	E + trafik sürşarjı
Durum II :	Düşey	DL + LL
	Yatay	E
Durum III :	Düşey	DL
	Yatay	E + trafik sürşarjı
Durum IV :	Düşey	DL + LL
	Yatay	yükleme yok

Bu yükleme kombinasyonlarında hareketli yük (LL), AASHTO HS20-44'deki trafik yükü olarak, zati yükler (DL) yapının üzerindeki dolgunun ve yapının kendi ağırlığı ve yatay yükler ise daha önce belirtilmiş olan yükler şeklinde alınmıştır.

4. YERALTI YAPILARININ SİSMİK ANALİZİ

Depremselliğin yoğun olduğu bölgelere yapılan yeraltı tesisleri hem statik hem de sismik yüklere karşı dizayn edilmelidir. On yıl öncesine kadar yeraltı yapılarındaki deprem hasarları yerüstü yapılarına oranla daha az olmuştur. Aslında böyle bir kanıya varılmasının sebebi yeraltı yapılarının son 70 yıldır yapılıyor olması ve bu zaman diliminde de büyük depremlerin olmamasıdır. Bununla birlikte son yıllardaki büyük depremlerde bazı yeraltı yapılarında önemli hasarların meydana geldiği gözlenmiştir. 1995 yılında Japonya'daki Kobe, 1999 yılında Tayvan'daki Chi-Chi, ve 1999 yılında Türkiye'deki Kocaeli Depremi'nde yeraltı tesislerinde önemli hasarlar meydana gelmiştir. Bu olaylar sonrasında yeraltı yapılarının sismik analizleri üzerinde yapılan çalışmalara ağırlık verilmiştir. Bu bölümde yeraltı yapıları için geçerli sismik analiz ve dizayn durumu anlatılmıştır.

Yeraltı yapıları yüzey yapılarına göre sismik davranış bakımından farklı özelliklere sahiptirler. Başta yer altında toprak veya kaya ile çevrili ve önemli uzunluğa sahip olanlar dikkatle incelenmelidir. Yeraltı yapılarının dizaynı da yerüstü yapılarına göre farklı bakış açılarına sahiptir.

Burada üzerinde durulacak olan konular nispeten kentsel alanlarda kullanılan geniş yeraltı tesisleridir. Bunlar geniş çaplı tünelleri, aç kapa yapılarını ve yeraltı giriş yapılarını içermektedir.

Geniş çaplı tüneller doğrusal yeraltı yapılarıdır. Bunların uzunluğu kesitlerinin boyutundan oldukça büyüktür. Bu yapılar genel olarak üç kategoride gruplandırılabilir.

- Maden tünelleri
- Aç kapa yapıları
- Gömme tüp tünelleri

Bu tüneller çoğunlukla metro yapılarında, yeraltı yollarında, temiz ve atık su yapılarında kullanılır.

Delme ve maden tünelleri tek tiptir. Çünkü bu tip yapılar önemli bir etki olmadan toprağın veya kayanın altında yapılırlar. Tünel kazmak için kullanılan tünel delme makineleri (TBM) genellikle daireseldir. Bundan başka dikdörtgen ve at nalı şeklinde olanları da vardır. Delme ve kazı tünelleri, kazı derinliği fazla ve yapılaşmanın çok olması durumlarında aç-kapa yeraltı yapılarına tercih edilir.

Aç-kapa yapılarında ilk önce kazı yapılır, daha sonra yapı inşa edilir ve yapı bittikten sonrada üstü kapatılır. Bu metot dikdörtgen kesitli tüneller ile derinliği 15 m den daha az olan yeraltı yapılarında kullanılır. Bu yapılara örnek olarak metro istasyon yapıları, yeraltı giriş yapıları ve yol tünelleri gösterilebilir.

4.1 Sismik Olaylar Sırasında Yeraltı Yapılarının Performansı

Yeraltı yapılarının depremler sonrasında meydana gelen hasarları yapılan çalışmalar sonucunda belgelenmiştir. Amerikan İnşaat Mühendisleri Derneği 1974 yılında yapmış oldukları çalışma ile 1971 yılında San Fernando Depremi'nde Los Angelas'da olanları ayrıntılı olarak incelemiş ve çıkan sonuçları yayınlamıştır. Daha birçok araştırmacı olmuş olan depremlerde meydana gelen olayları gözlemleri ve yaptıkları çalışmalarla ortaya koymaya çalışmışlardır. Yeraltı yapılarına ilişkin olarak aşağıdaki gözlemler sonuç olarak ortaya çıkmıştır.

1. Yeraltı yapıları yer üstü yapılarına oranla daha az hasara uğramışlardır.

2. Yeraltı yapılarındaki derinlik azaldıkça deprem sırasında meydana gelen hasarlar artmaktadır. Derin yeraltı yapılarının daha yüzeysel olan yeraltı yapılarına oranla daha fazla güvenli oldukları belirlenmiştir.

3. Yumuşak zemin üzerine inşa edilen yeraltı yapılarında, yeterince sert olan zemine inşa edilen yeraltı yapılarından daha çok deprem hasarı görülmüştür.

4. Düz bir hatta ilerleyen ve enjeksiyon yapılmış yeraltı yapıları sert zemin içerisinde olup düz bir hatta sahip olmayanlara göre daha güvenlidir. Deprem etkisiyle oluşan hasarlar yeraltı yapısının etrafındaki zeminin iyileştirilmesi ve yapı ile zemin arasındaki temasın enjeksiyon ile arttırılması sayesinde azaltılabilmektedir.

5. Yeraltı yapıları simetrik yüklemeler altında daha kararlıdır. Yüklemelerin simetrik olması hat ile zemin arasındaki etkileşimi olumlu etkiler. Yeraltı yapısı etrafındaki zayıf zemini iyileştirmeden yapının kalınlığının veya rijitliğinin arttırılması sismik kuvvetlerdeki artışa sebep olur. Yapılan

dolguların iyi olması ve sert zemin iyileştirme önlemleri yüzeysel yeraltı yapılarının güvenliğini ve de sağlamlığını arttıracaktır.

6. Hasarlar depremin en büyük zemin ivmesine, hızına, büyüklüğüne ve depremin merkezine olan uzaklığına bağlıdır.

7. Deprem sırasındaki kuvvetli sallantının süresi en fazla öneme sahip olan etkendir. Çünkü sürenin uzun olması yorulma hasarlarına ve büyük deformasyonlara sebep olmaktadır.

8. Yüksek frekanstaki hareketler zayıflık düzlemi boyunca yerel kaya veya beton dökülmelerini açıklayabilir. Uzaklık ile aniden azalan bu frekansların kırılan faydan az uzaklıkta olduğu düşünülüyor.

9. Oluşan deprem dalga boyları tünel çapının 1 ile 4 katı arasında meydan gelirse bu yer hareketini kuvvetlendirmektedir.

10. Yeraltı giriş yapılarının bulunduğu bölümlerde şev dayanıksızlığından ötürü oluşabilecek hasarlar önemli olabilir.

Bir sonraki bölümde anlatılanlar yeraltı yapılarının sismik performansı hakkında son zamanlarda meydan gelmiş olayların bir özeti şeklinde sunulmuştur.

4.1.1 Yeraltı Yapıları, ABD

4.1.1.1 Körfez Hızlı Ulaşım Sistemi, San Francisco

Kısaca BART sistemi olarak adlandırılan Bay Area Rapid Transit Sistemi, sismik yüklemelerinde dikkate alınarak inşa edildiği ilk yeraltı tesisidir (Kuesel, 1969). San Francisco tarafındaki sistem, yeraltı istasyonlarını, dolguda ve yumuşak zemin tabakası üzerinde bulunan tünelleri ve sistemi Oakland'a bağlayan daldırma tüp tünelleri kapsamaktadır.

1989 Loma Prieta Depremi sırasında bu bölgedeki yeraltı yapıları hiçbir hasara uğramamıştır ve deprem sonrası 24 saat çalıştırılmıştır. Bunun başlıca sebebi yeraltı yapılarının sert sismik dizayn faktörleri göz önüne alınarak dizayn edilmesidir. Özel sismik birleşim bölgeleri (Bickel ve Tanner, 1982) farklı hareketleri dikkate almak için havalandırma binalarında dizayn edilmiştir. Sistem aynı zamanda izin verilen farklı hareketleri aşmadan ve bağlantılarda su geçişine izin vermeden hem toprak hem de su yüklerine karşı koyabilecek şekilde dizayn edilmiştir. Bu esnek noktalarda

herhangi bir hasar gözlenmemiştir. Fakat bu noktaların deprem sırasında ne kadar hareket ettikleri tam olarak bilinmemektedir.

4.1.1.2 Alameda Yeraltı Tüpleri, Oakland Alameda

Alameda Tünelleri Alameda Adası ile Oakland'ı birbirine bağlayan bir çift gömme tüp tünellerdir. Bu tüp tüneller 1927 ve 1963 yıllarında yapılmış olup sismik faktörlerin dikkate alınmadığı ilk gömme tüp tünellerdir. Loma Prieta Depremi sırasında havalandırma binalarında yapısal hasarlar oluştuğu gözlenmiştir. Ayrıca tünellerde sınırlı su sızıntısı olduğu da belirlenmiştir. Deprem sırasında pik yatay yer ivmesinin 0.1 ile 0.25 g arasında olduğu ölçülmüştür.

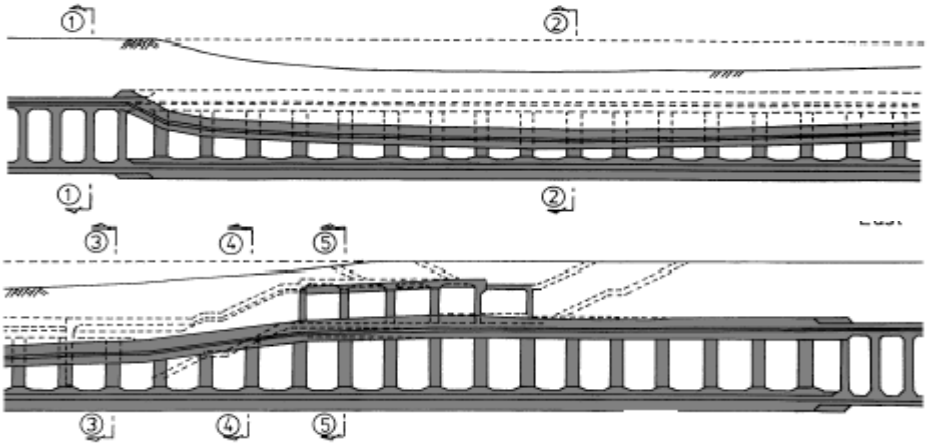
4.1.1.3 Los Angeles. Metrosu, Los Angeles

Los Angeles Metrosu inşası birkaç safhada yapılmıştır. 1994 Northridge Depremi sırasında metronun inşası devam etmekteydi. Deprem sonrası delme tünellerinin sağlam kaldığı görülmüştür. Köprülerde, binalarda su boru hatlarında deprem hasarları meydan gelirken metroda herhangi bir deprem hasarı belirlenmemiştir. Pik yatay deprem ivmesi 0.1 ile 0.25 g arasında ölçülmüştür. Düşey zemin ivmesi ise yatay ivmenin üçte ikisi olarak ölçülmüştür.

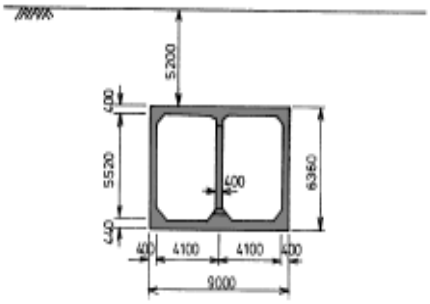
4.1.2 Yeraltı Yapıları, Kobe, Japonya

1995 Kobe Depremi Kobe'deki Daikai Metro İstasyonu'nda önemli hasarlara sebep olmuştur. İstasyon 1962 yılında inşa edilmiş olup dizayn aşamasında sismik etkiler dikkate alınmayarak yapılmıştır. Bu olay modern bir yeraltı yapısının bir deprem sonrası hasar görmesi bakımından ilk olmuştur. Deprem, istasyonun orta kolonlarının çökmesine sebep olmuştur. Bu çöken kolonları üst döşeme ile birlikte üzerinde bulunan 2.5 m yüksekliğindeki toprak tabakası izlemiştir.

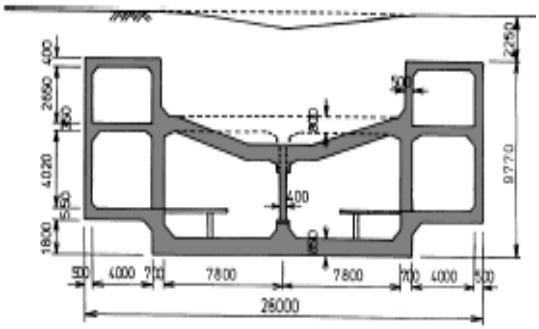
Deprem sırasında istasyon sonundaki enine duvarlar ile istasyonun genişliğinin değiştiği yerdeki perde duvarları yapının tümden çökmesine karşı koymuşlardır. Bu duvarlar önemli bir şekilde hasara uğramıştır. Bu bölgedeki iç kolonlar yatay sallantıdan pek fazla etkilenmemişlerdir. Enine duvarların olmadığı yerdeki iç kolonlar çökmüş ve üst döşemede bu yüzden 15-20 cm genişliğinde boyuna yönde çatlaklar oluşmuştur. Buralarda ayrıca önemli yapısal noktalarda ayrılmalar gözlenmiştir. Bu bölgelerden su sızıntıları da meydana gelmiştir.



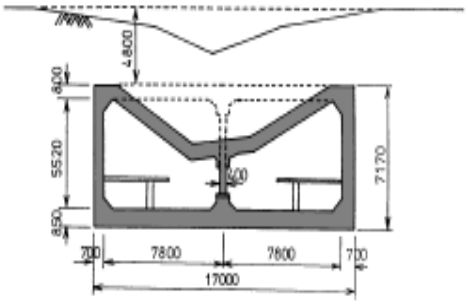
(a) Boyuna kesit



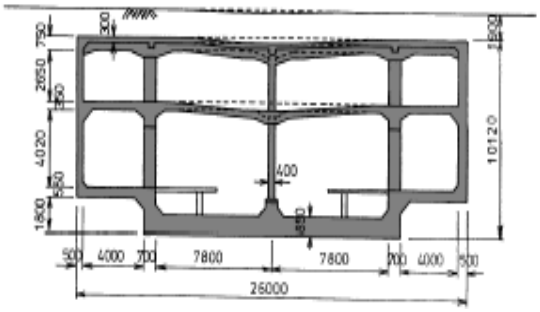
(b) Kesit 1-1



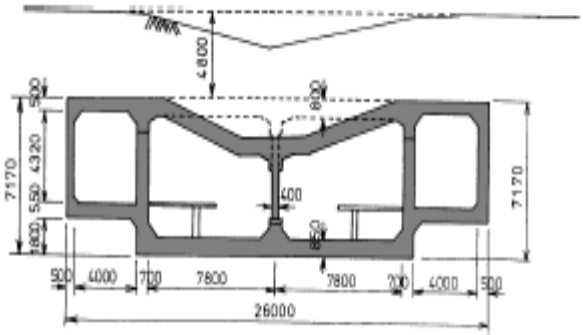
(e) Kesit 4-4



(c) Kesit 2-2



(f) Kesit 5-5



(d) Kesit 3-3

Şekil 4.1 1995 Hyogoken-Nambu Depremi'nden sonra Daikai Metro İstasyonu

Merkez kolonlardaki kesme donatısı ana donatıya oranla oldukça az olarak inşa edilmiştir. Ayrıca merkez kolonlardaki zikzak ve çember olarak yapılan kesme donatıları (etriyeler) ana donatıyı tam olarak sarmamaktadır.



Şekil 4.2 Daikai Metrosu'nun çöken orta kolonları

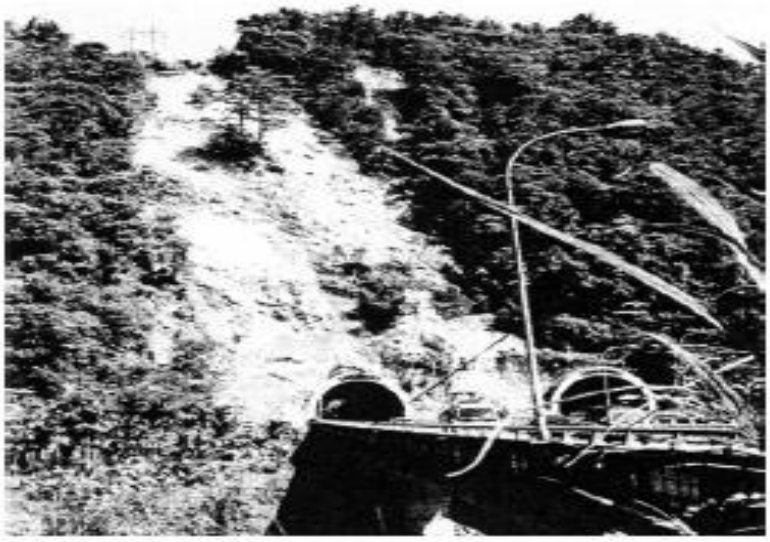
Iida'ya göre (1996) alttaki zeminin hareketinden ötürü oluşan taban ile tavan seviyeleri arasındaki farklı deplasmanlar yıkıcı yatay kuvvetleri oluşturmuştur. Bu tür hareketler küçük yapılarda ufak etkiler oluşturabilir. Ama metro istasyonları gibi büyük yapılarda önemli olmaktadır. Alttaki zeminin lineer olmayan davranışı da önemli olabilir. İstasyonun üzerinde bulunan toprak tabakasının kalınlığı bölümden bölüme farklılık gösteriyordu. Değişen toprak örtü kalınlığı da meydana gelen hasarlarda etkili olmuştur. Ayrıca yüksek seviyedeki düşey ivmede hasarın bu denli büyük olmasında önemli paya sahiptir.

EQE (1995) Daikai İstasyonu'nda oluşan hasarlar için ayrıca gözlemler yapmıştır. Tavan döşemesindeki çökme miktarı fazla olmasına rağmen, yeraltı istasyonu 2 sebepten dolayı toptan tavan çökmesiyle karşı karşıya kalmamıştır. (1) döşemenin diyafram hareketi istasyonun son duvarları tarafından desteklenmiştir. (2) istasyon çevresindeki zeminin pasif toprak basıncı geç de olsa devreye girmiştir. Bununla birlikte istasyonun uzunluğundan dolayı diyafram hareketi beklenenden az olmuştur. Aç kapa metodu ile yapılan bu yeraltı yapısında kazıyı tutan palplanş perdesi ile istasyonun yan duvarları arasında az bir mesafe vardı. Bu yapım metodundan dolayı arada kalan bölümde dolgunun sıkıştırılması zor olmuştur. Bunun sonucunda da pasif toprak basıncının harekete geçmesi engellenmiştir. Gerçekte yapı pasif toprak basıncından ek bir destek almadan ayakta kalmaya çalışmıştır. Bununla birlikte iyi bir sıkıştırma yapılmış olsaydı bile kolonlarda meydana gelen göçmeler olmazdı demek mümkün değildir. Kolonlarda meydana gelen kesme göçmesi Rokko Dağı'nda bulunan Shinkansen Tünel'inde de benzer bir hasara sebep olmuştur (NCEER, 1995).

Birkaç ana unsur istasyon yapısında hasarın az olmasında ve yapının komple çökmesini engellemede etkili olmuştur. İstasyonun sonundaki enine duvarlar ve istasyonun genişliğinin değiştiği bölgeler yatay doğrultudaki dinamik kuvvetlere karşı direnmeyi arttırıcı etkenler olmuştur. Nispeten aşırı kesme donatılı merkez kolonlar az hasara uğramış ve yapının bütünlüğünü korumasına yardım etmiştirler. Gerçekte bu yapı yeraltı yapısı yerine yerin üstünde olan bir yapı olsaydı meydana gelmiş olan hasarların miktarı daha az olabilirdi.

4.1.3 Yeraltı Yapıları, Tayvan

21 Eylül 1999 tarihinde Tayvan'ın merkezinde olan Chi Chi Depremi (M_L= 7.3) karayolu tünellerinin bulunduğu bir bölgeyi etkilemiştir. Bu yeraltı yapıları geniş at nalı şeklinde ve kayada olan tünellerdir. Kontrol edilen bütün tünellerin sağlam olduğu ve gözle görülebilen herhangi bir hasarın olmadığı anlaşılmıştır. En önemli hasarlar tünel girişlerinde görülmüştür. Buradaki zeminin akması sorunlar yaratmıştır. Ufak çapta çatlaklar ve kavlaklanma gözlenmiştir. Chelungpu'ya giden bir tünel 4 m lik fay hareketinde ötürü kapanmıştır. Kırılan faydan 100 km uzakta bulunan Taipei Metrosu'nda herhangi bir hasar meydana gelmemiştir.



Şekil 4.3 Tayvan'daki depremde tünel girişlerinde meydana gelen toprak kayması

4.1.4 Bolu Tüneli, Türkiye

Yapımı halen devam etmekte olan ikiz tüneller 1.5 milyar dolarlık bir projenin kollarından biridir. Bu proje Bolu ve İstanbul arasındaki dağlık bölgeyi geçmek için düşünülmüştür. Her tünel Yeni Avustralya Tünel Metodu (NATM) kullanılarak inşa

edilmiştir. Tünel 15 m uzunluğunda ve 16 m genişliğinde yay şeklindeki bölümlerden meydana gelmektedir. Kazı Kuzey Anadolu Fay hattına paralel olan küçük faylardan ötürü birçok defa durdurulmuştur. 17 Ağustos 1999 yılında meydan gelen Kocaeli Depremi'nin Bolu Tüneli üzerindeki etkileri az olmuştur. Buna karşı 12 Kasım 1999 Bolu Depremi sonrasında her iki tünelin doğu girişlerinin 300 m sinde göçmeler meydana gelmiştir. Elmalık tarafında olan göçükler artçı şokların etkisi ile ilerleyip henüz iç kaplaması yapılmamış olan 400 m lik kesime yayılmıştır. Bu göçüğün yeniden kazılması yerine terk edilmesi ve güzergahın değiştirilmesi hem zaman hem de maliyet açısından avantajlı bulunmuştur.

4.2 Yeraltı Yapılarının Sismik Performanslarının Değerlendirilmesi

Daikai Metro İstasyonu kentsel yaşamın bir parçası olan yeraltı yapılarının deprem sonucu oluşan hasarın büyük olduğu ilk yeraltı istasyonudur. Amerika'daki yeraltı yapılarının Loma Prieta ve Northridge Depremleri'nden dolayı uğradıkları hasar sınırlı olmuştur. Fakat şu da bir gerçektir ki olan bu depremler beklenen maksimum depremlerden oldukça küçüktür. Daha büyük çapta depremlerin olması halinde hasarın seviyesinin de artacağı kesindir. Daikai Metro İstasyonu'nun çökme olayı ve Amerika'nın kentsel alanlarında beklenen kuvvetli yer hareketleri yeraltı yapılarının performansına olan ilgiyi arttırmıştır. Bu yüzden yeraltı yapılarının dizaynında sismik yüklemelerin dikkate alınması gerekliliği daha iyi anlaşılmıştır.

Genel olarak, yeraltı yapılarındaki hasarlar üzerlerindeki yükleme arttıkça azalmaktadır. Yani derinliğin artmasıyla artan yük miktarı oluşan hasarı azaltmaktadır. Yumuşak zeminlerde oluşan hasarlar, yeterli derecede sert olan zeminlerden daha çok olmaktadır. Kobe ve Northridge Depremleri'nde boru hatlarında meydana gelen hasarlar demiryolu ve otoyol tünellerinden ki hasarlardan daha çok olmuştur. Bu farklılığın en önemli sebebi ulaşım tünellerinin kalınlığının daha fazla olması olarak değerlendirilmiştir. Ayrıca deneyim ve gözlemler aç kapa tünel yapılarının dairesel gömme tünellere oranla daha fazla hasara uğradıklarını göstermiştir.

4.3 Sismik Analiz ve Dizayna Mühendislik Yaklaşımı

Yeraltı yapılarına depremin etkisi iki bölümde gruplandırılabilir.

1. Zemin hareketi

2. Zemin göçmeleri örneğin sıvılaşma, fay hareketi ve şev göçmesi.

Burada daha çok dünya kabuğuna doğru ilerleyen sismik dalgaların ürettiği zemin deformasyonları üzerinde durulmuştur. Zemin göçmeleri hakkında da kısaca bilgi verilmiştir. Yeraltı yapılarında deprem hasarını etkileyen 4 önemli faktör şunlardır:

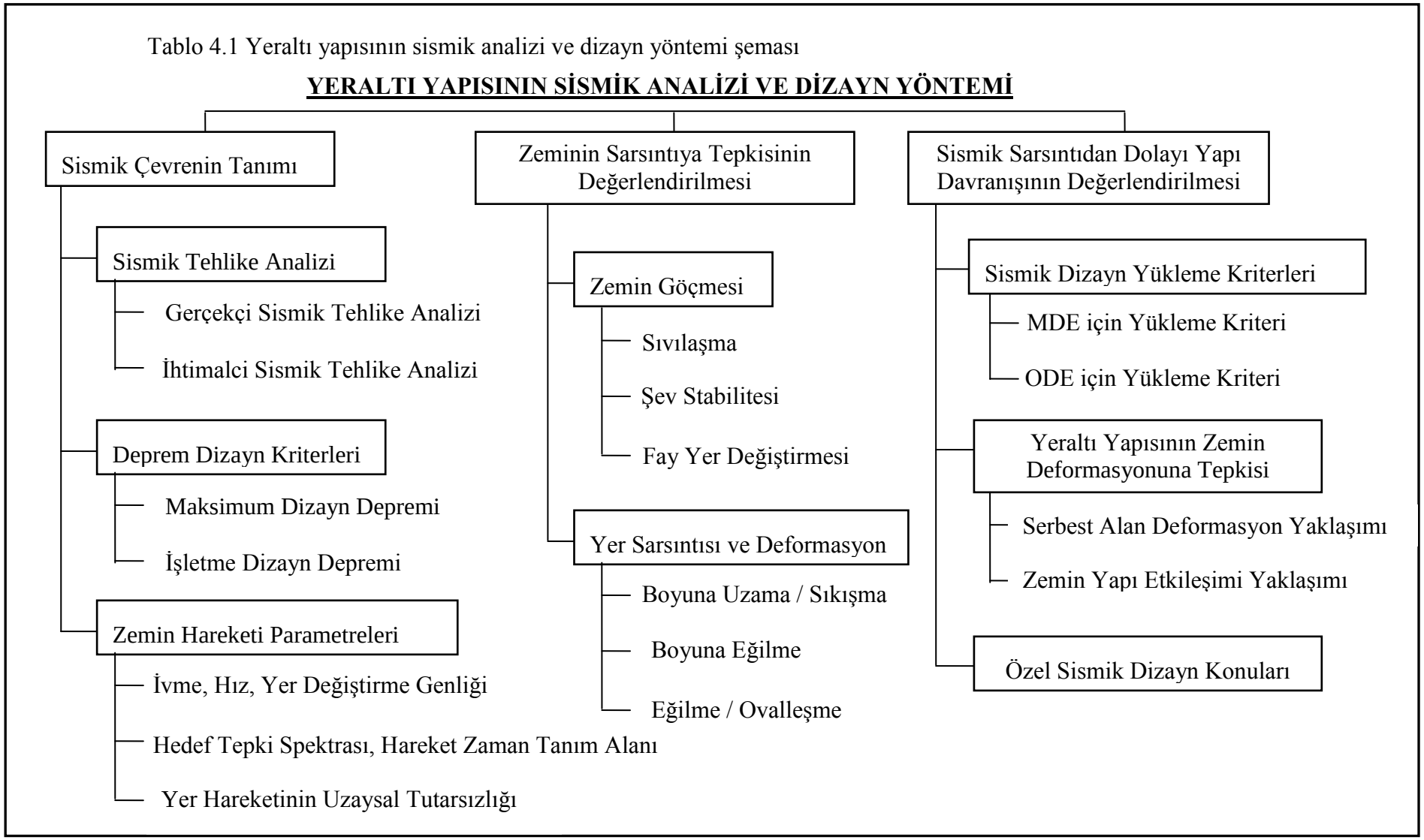
1. Yeraltı yapısının şekli, boyutları ve derinliği
2. Yeraltı yapısının etrafındaki zeminin özellikleri
3. Yeraltı yapısının özellikleri
4. Depremin büyüklüğü

Yeraltı yapılarındaki sismik dizayn birkaç yönden tektir. Çoğu yeraltı yapısı için etrafını çevreleyen zeminin eylemsizlik momenti yapının eylemsizlik momentinden büyüktür. 1973 yılında Okamoto tarafından yapılan ölçümlerde daldırma tüp tünellerin deprem sırasındaki sismik tepkileri göstermektedir ki yapı etrafındaki zeminin tepkisi yapının tepkisini bastırmaktadır. Yani yapının eylemsizliği zeminin eylemsizliğine etkin değildir. Yeraltı yapılarının sismik dizaynındaki odak nokta, zeminin serbest alan deformasyonu ve yapı ile olan etkileşimi olmaktadır. Bu konuda yapının eylemsizlik etkilerinin daha bir önemli olduğu yüzey yapıları ile yeraltı yapıları tamamen ayrılmaktadır. Bu durum değişik dizayn metotlarının gelişmesine sebep olmuştur. Örneğin yerin sismik deformasyonunu dikkate alan sismik deformasyon metodu ortaya konmuştur. Konuyla ilgili olarak Kawashima (1999), yumuşak zeminlerde yeraltı yapılarının dizaynı ve sismik davranışı ile sismik deformasyon metodundaki gelişmeyi açıklayan bir çalışma yapmıştır.

Bazı durumlarda yeraltı yapısının davranışı, etrafını çevreleyen zemin tarafından oluşturulan deformasyonlara bağlı olan elastik kiriş davranışı gibi olmaktadır. Owen ve Scholl (1981) sismik hareketlere yeraltı yapılarının tepkisini üç tip deformasyonla açıklarlar. (1) eksenel basınç ve çekme (Şekil 4.1a,b) (2) boyuna yönde eğilme (Şekil 4.1c,d) (3) ovalleşme ve eğilme (Şekil 4.1e,f). Tünellerdeki eksenel deformasyonlar tünel aksına paralel hareketler üreten ve sıra ile basınç ve çekmeye sebep olan sismik dalgaların bileşenleri tarafından meydana getirilmektedir. Eğilme deformasyonlarına ise sismik hareketlerin bileşenlerinin ürettiği ve tünel aksına dik yönde olan hareketler sebep olmaktadır. Eksenel ve eğilme deformasyonları için dizayn kriterleri genellikle tünel aksı boyunca olan yöndedir (Wang, 1993).

Yeraltı yapılarındaki ovalleşme ve eğilme deformasyonları, kesme dalgalarının tünel aksının normali veya normaline yakın doğrultuda ilerlediği zaman oluşmaktadır. Bu durumun sonucunda tünel hattının kesit şeklinde bozulmalar meydana gelmektedir. Bu tip deformasyonlar için dizaynda dikkate alınacak faktörler enine yönde

Tablo 4.1 Yeraltı yapısının sismik analizi ve dizayn yöntemi şeması

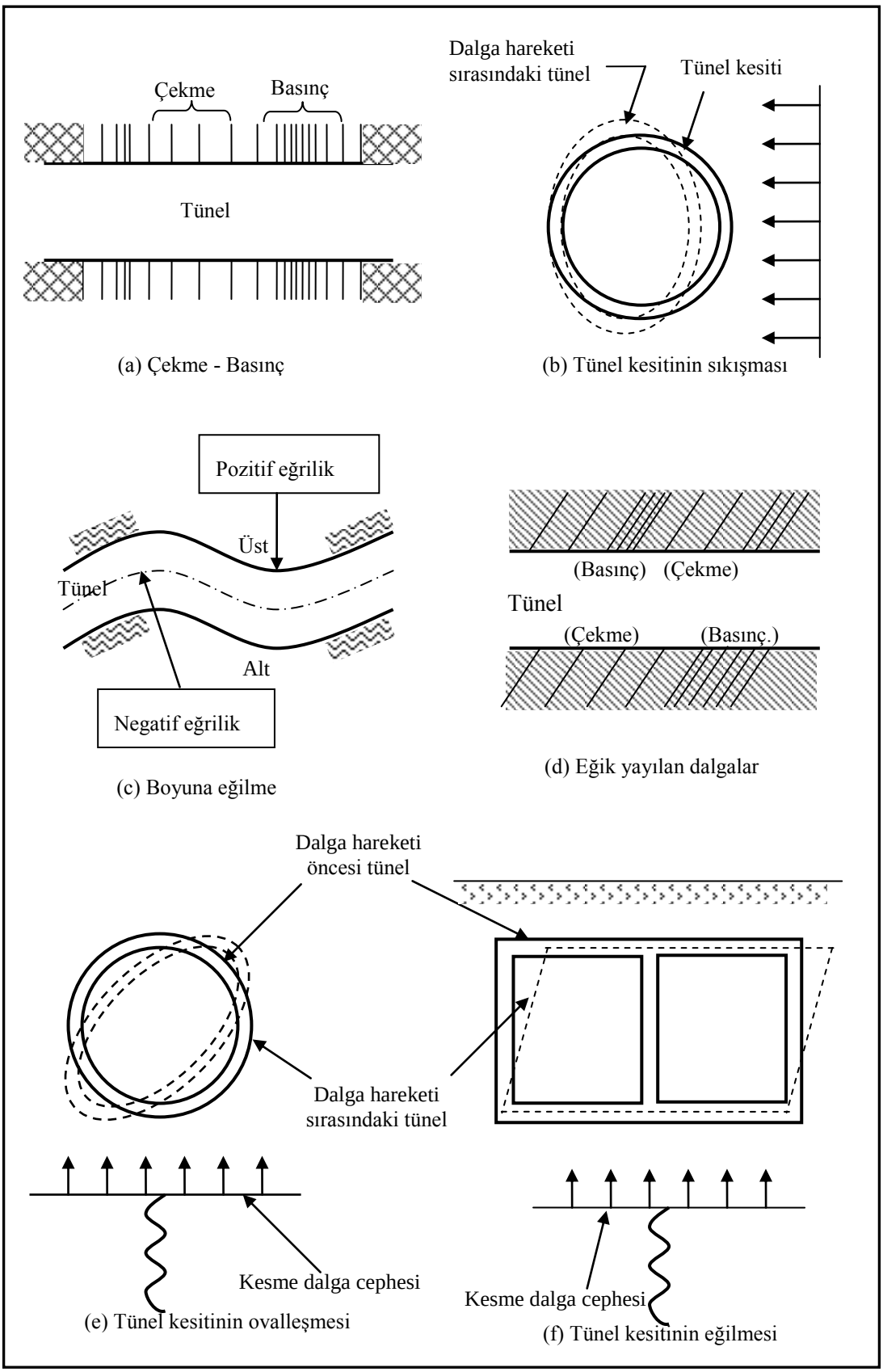


olmaktadır. Hattın genel davranışı, iki boyutlu düzlem birim boy değiştirme şartı altında zemin deformasyonlarına bağlı olan bir yeraltı yapısı olarak düşünülebilir.

Diyagonal yayılan deprem dalgaları yapının farklı parçalarını farklı deplasmanlara maruz bırakmaktadır (Şekil 4.1d). Genellikle küçük deplasman genlikli kısa dalga boyları tarafından maksimum eğrilik üretilirken, büyük deplasman genliklerinin büyük dalga boyları ile ilgisi olmaktadır (Kuesel, 1969).

Yeraltı yapısının sismik tepkisinin değerlendirmesi tahmin edilen yer sarsıntısının anlaşılmasını gerektirir. Tablo 4.1 yeraltı yapılarının sismik tepkisini değerlendirmek için sistematik bir yaklaşımı özetlemektedir. Bu yaklaşım 3 ana adımdan oluşmaktadır.

1. Sismik çevrenin tanımı ve analiz için sismik parametrelerin geliştirilmesi
2. Sallantıya zeminin tepkisinin değerlendirilmesi. Bu bölüm zemin tepkisi, zemin göçmesi ve zemin deformasyonlarını içerir.
3. Sismik sallantıdan dolayı yapı davranışını değerlendirilmesi. (a) sismik dizayn yükleme kriterlerinin geliştirilmesi (b) zemin deformasyonlarına yeraltı yapısının tepkisi (c) özel sismik dizayn konuları



Şekil 4.4 Yeraltı yapılarında deprem dalgalarının etkileri

4.4 Sismik Çevrenin Tanımı

4.4.1 Sismik Tehlike Analizi

Yeraltı yapıları için depreme dayanıklı dizaynın amacı, sismik hareketlere kabul edilebilir hasar seviyeleri oluşsa dahi dayanabilen yeraltı yapıları geliştirmektir. Sarsıntının dizayn seviyesini genellikle dizayn zemin hareketi tanımlar. Dizayn zemin hareketini genlikler, beklenen zemin hareketinin özellikleri ve onların beklenen dönüş frekansı karakterize eder (Kramer, 1996). Sismik tehlike analizi yeraltı yapıları için sarsıntının seviyesini ve dizayn depremlerini tanımlamak için kullanılır.

Bir sismik tehlike analizi genellikle bir bölgenin kuvvetli yer hareketlerine karşı potansiyelini tanımlar. Bölgedeki aktif fayların büyüklüğü, fay hareketi bakımından potansiyeli, frekansı ile depolanmış enerjinin açığa çıktığı fayların bulunuşu değerlendirmede göz önüne alınır. Bu araştırma bazı bölgeler için zor olabilir. Buralarda faylanma kolayca belirlenemeyebilir. Sismik tehlike analizi için iki metot vardır.

(a) Gerçekçi sismik tehlike analizi (Deterministic seismic hazard analysis, DSHA)

(b) Muhtemel sismik tehlike analizi (Probabilistic seismic hazard analysis, PSHA).

Gerçekçi sismik tehlike analizi bir bölge için bir veya birkaç deprem hareketi geliştirir. Bunlar tasarımcı tarafından değerlendirilir ve yeraltı yapılarının dizaynında kullanılır. Daha yeni olan muhtemel sismik tehlike analizinde çözümdeki bilinmeyenlerin miktarı belirlenir, beklenen yer hareketlerinin menzili ile olabilme ihtimalleri geliştirilir. Daha sonra bu ihtimaller dizaynda sismik korumanın seviyesini belirlemede kullanılır.

4.4.1.1 Gerçekçi Sismik Tehlike Analizi (DSHA)

Gerçekçi sismik tehlike analizi özel sismik senaryoların geliştirilmesiyle alakalıdır. Bu senaryo bir yerdeki yer hareketinin tehlike boyutlarını anlatır. Senaryo özel bir yerde, özel büyüklükte bir depremin olduğunun varsayılmasını ister. Reither (1990) uygulamanın taslağını 4 ana adımda anlatmıştır.

1. Bölgede bulunan ve önemli yer hareketleri üretebilecek deprem kaynaklarının teşhisi ve tanımlanması. Ayrıca her birinin geometrisi ve depremsellik potansiyeli araştırılmalıdır. Sismik bölgenin en açık özelliği faylanmanın bulunmasıdır. Reither (1990) belirli bölgelere ait faylanmaları gösteren

kapsamlı makale listeleri üretmiştir. Önemsiz olan fayların varlığı potansiyel deprem tehlikesi anlamına gelmez. Risk olarak dikkate alınması için fayın aktif olması gerekir. Bir fayın aktif veya aktif olmadığı konusunda önemli anlaşmazlıklar vardır. Amerikan Nükleer Düzenleme Komisyonu bir fayın aktif olduğunu söyleyebilmek için o fayın 35.000 – 500.000 yıl içerisinde aktif olması gerektiğini ortaya koymuştur. Nükleer olmayan altyapı tesisleri için bu zaman süresi daha da kısaltılabilir. Böylece daha esnek bir yapıya kavuşturulmuş olur.

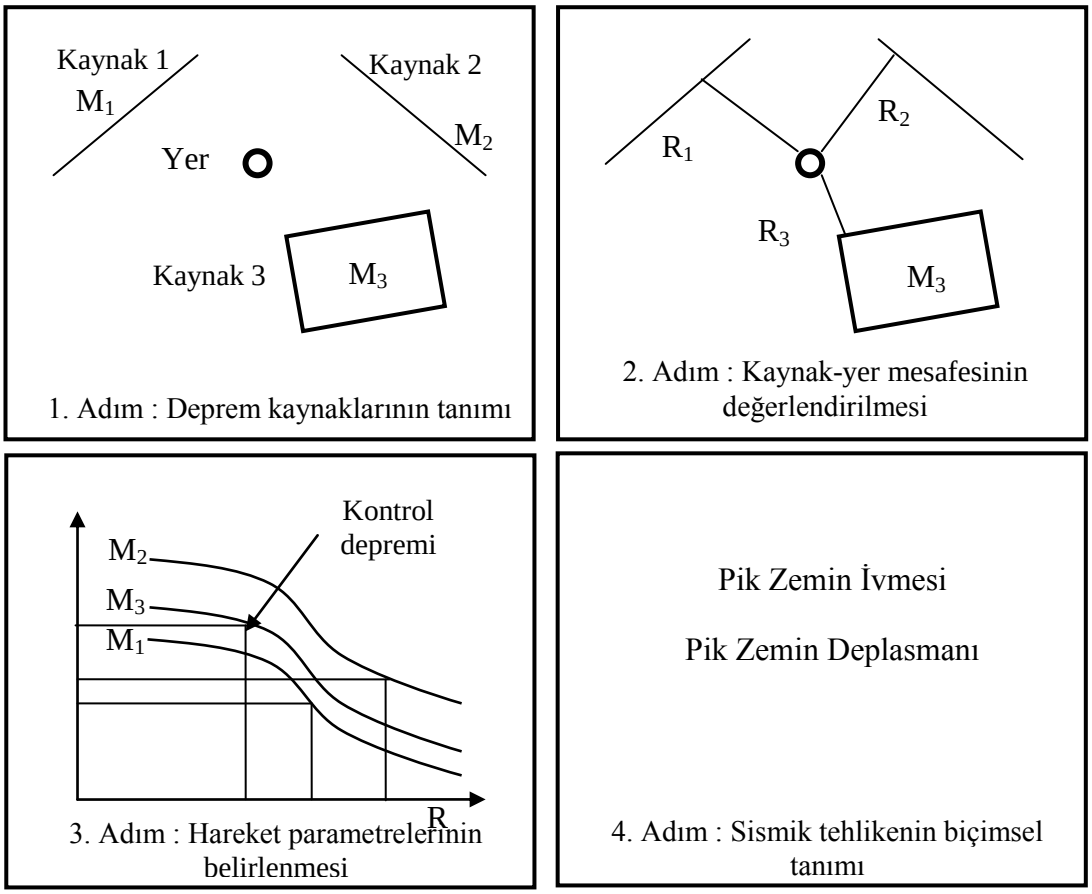
2. Her kaynak için kaynak-yer uzaklık parametrelerinin seçimi. Genel olarak en kısa deprem merkezi ile odak uzaklığı veya fayın kırılan parçasına en yakın mesafesi belirlenir. Kırılan faya yakın mesafede olmak özellikle büyük depremlerde merkeze olan uzaklığından daha anlamlıdır. Büyük depremler fay kırılmasının 50 km nin üzerinde olduğu durumlar için geçerlidir.

3. Kontrol depreminin seçimi (örneğin bölgedeki en yüksek seviyedeki sarsıntıyı yapacak deprem olabilir). Genellikle bölgedeki bir yer hareketinin parametreleri açısından anlatılır. Azalım ilişkileri genellikle bu yerler için özel parametrelerin belirlenmesinde kullanılır. Deprem şiddetleri çoğunlukla da moment şiddetlerinin gözlenmiş fay deformasyon karakteristikleri ile örneğin kırılma uzunluğu ve alanı arasında ilişki kurmak için yapılmış olan birkaç çalışma sonucunda aralarında kuvvetli ilişkilerin bulunduğu görülmüştür. Bununla birlikte kırılma yüzeyinin üzerindeki bulunamayan fay deplasman ölçümleri ciddi anlamda bizim bu karakteristikleri ölçmemizi sınırlar. Araştırmacılar sonuçları değiştirmek yerine maksimum yüzey deplasmanı ile büyüklük arasında ilişki kurmaya çalıştılar. Wells ve Coppersmith (1994) tarafından geliştirilen ve deneysel bir ilişkiye dayanan bağıntılar bu korelasyonu tahmin etmede kullanılabilir. Bir bölgedeki sismik aktivite potansiyelini değerlendirmenin bir başka yolu da kayıtların incelenmesi ile olur. Bu kayıtlar araştırmacıların aktif fayları belirlemelerine ve açığa çıkacak olan sismik potansiyel enerjiyi saptamalarına imkan verir. Ayrıca öncü ve artçı şokların değerlendirilmesi sismik bölgelerin şeklinin çizilmesinde yardımcı olurlar (Kramer, 1996). Kayıtların incelenmesine ek olarak geçmiş sismik aktivitelerin jeolojik kayıtlarına ilişkin çalışmalar depremlerin boyutu ve meydana gelişleri hakkında değerlendirme yapmada kullanılabilir.

4. Bir bölgedeki sismik tehlikenin biçimsel tanımı, pik ivme, hız ve deplasman tepki spektrum koordinatları ve azami mümkün depremin yer hareketi zaman

tanım alanının belirlenmesi ile yapılabilir. Eğer uygulanabilir ise dizayn fay deplasmanları da tanımlanmalıdır.

Gerçekçi sismik tehlike analizi bir bölgedeki olabilecek en kötü durum senaryolarının değerlendirilmesi için açık bir iskelet sağlamaktadır. Bununla birlikte kontrol depreminin frekansı ve olasılığı hakkında hiçbir bilgi vermemektedir. Eğer daha çok bilgi gerekiyor ve sismik tehlikeyi daha iyi belirtmek isteniyorsa muhtemel sismik tehlike analiz yaklaşımı ele alınmalıdır.



Şekil 4.5 Gerçekçi sismik tehlike analizi yöntemi

4.4.1.2 Muhtemel Sismik Tehlike Analizi (PSHA)

Muhtemel sismik tehlike analizi çözüm için bir iskelet oluşturur. Burada olabilecek depremin büyüklüğündeki belirsizlikler, yer ve depremin yineleme sıklığı tanımlanabilir, miktarı belirtilebilir ve mantıklı bir çerçevede bir araya getirilebilir. Böyle bir analiz proje mühendislerine, zemin hareketi karakteristiklerinin değişiminin net olarak dikkate alındığı bir bölgedeki sismik tehlikenin tam tanımını

yapmalarını sağlar. Reither (1990) muhtemel sismik tehlike analizinin taslağını 4 ana adımda ortaya koymuştur.

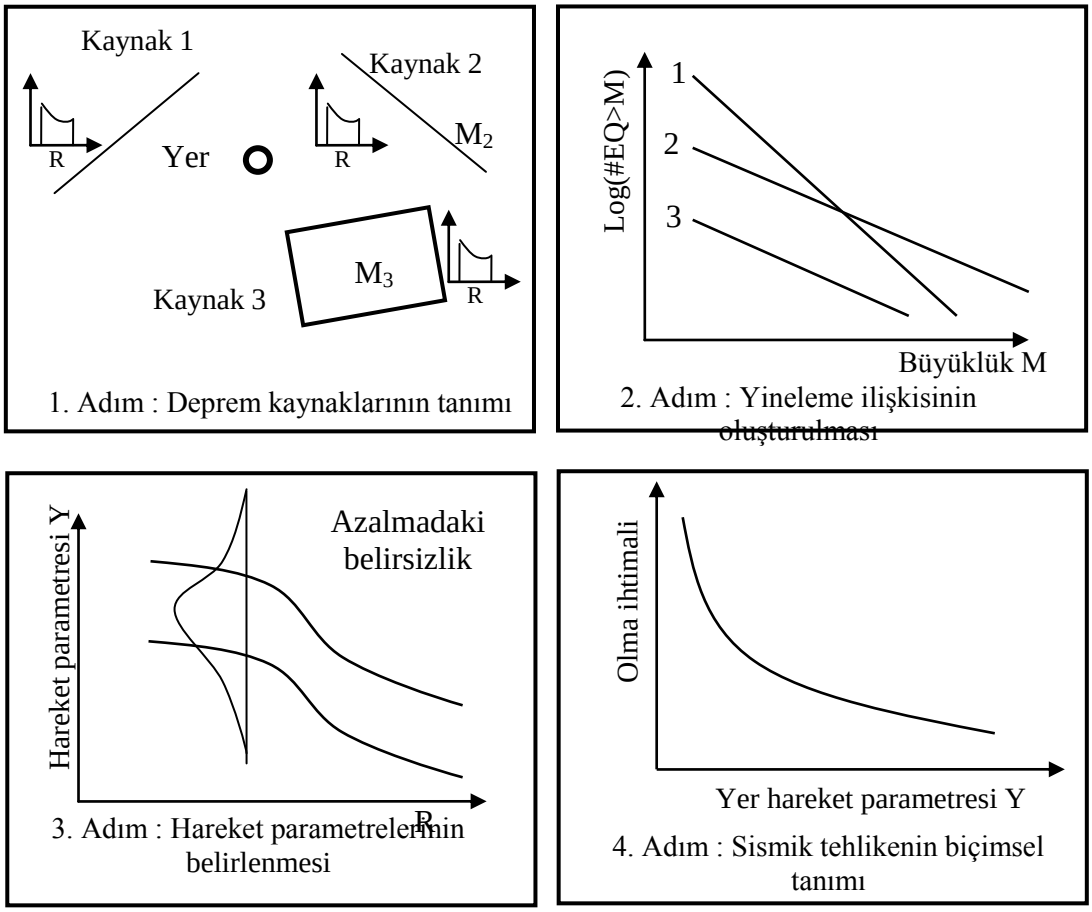
1. Deprem kaynaklarının karakterlerinin ve tanımlarının yapılması. Ayrıca kaynak bölgelerindeki potansiyel kırılma yerlerinin dağılımının belirlenmesi. Bu dağılımlar daha sonra kaynak geometrisi ile kaynak yer mesafesinin dağılım ihtimalini elde etmek için birleştirilir. Amerika dahil olmak üzere dünyanın her tarafındaki bir çok bölgede özel aktif fay bölgeleri sık sık teşhis edilemeyebilir. Bu durumlarda sismik geçmiş ve jeolojik faktörler tehlike analizi için kritik olmaktadır.

2. Depremselliğin karakteristiği veya deprem tekrarının zamana bağlı dağılımının ortaya konması. Geçmiş bilgilerden ve yapılan çalışmalardan elde edilen bilgiler depremin tekrarlama ilişkisi hakkında bilgilenmede yardımcı olabilir.

3. İlişkilerdeki azalma kullanılarak herhangi bir kaynak bölgesinden doğan, herhangi bir yerde herhangi bir büyüklükteki deprem tarafından oluşturulan yer hareketinin tanımının yapılması.

4. Verilen zaman periyodu süresince ihtimali elde etmek için bilinmeyenlerin birleştirilmesi.

Muhtemel sismik tehlike analiz yaklaşımı, kaynak yer uzaklığı, büyüklük, tekrarlama oranını ve analizlerdeki zemin hareketi karakteristiklerinin değişimini kapsamaktadır. Hiçbir aktif fayın bulunmadığı yerlerde tarihte olmuş depremlerin istatiksel analizlerine güvenmek gerekebilir.



Şekil 4.6 Muhtemel sismik tehlike analiz yöntemi

4.4.2 Dizayn Deprem Kriterleri

Bir yerdeki sismik tehlike karakterize edilirse dizayn depreminin seviyesi veya depremselliği tanımlanmak zorundadır. Örneğin muhtemel sismik tehlike analizinde proje mühendisi tespit edilmiş olan zemin hareketinin parametrelerini aşma ihtimalini belirlemek zorundadır. Birçok kritik tesis için şimdiki sismik dizayn felsefesi çift dizayn kriterini gerektirmektedir. Yüksek dizayn deprem seviyesi can güvenliğini amaç edinmektedir. Birinciye göre daha düşük dizayn deprem seviyesi ekonomik kaygılar düşünülerek planlanmıştır. Bu iki dizayn seviyesi çoğunlukla maksimum dizayn depremi (güvenlik değerlendirme depremi) ve işletme dizayn depremi (işlev değerlendirme depremi) olarak tanımlanır. Son zamanlarda yapılan birçok ulaşım tünel projelerinde bu metot dikkate alınmış ve kullanılmıştır. Los Angeles Metrosu, Seattle Metrosu, Boston Merkez Arteri, Üçüncü Harbor Tünelleri bunlara örnek olarak verilebilir. Ayrıca ülkemizde yapılan ve yapılmakta olan metrolarda da bu kriterler uygulanmaktadır.

4.4.2.1 Maksimum Dizayn Depremi (MDE)

Maksimum dizayn depremi gerçekçi sismik tehlike analizinde o bölgede olmuş olan sarsıntıların maksimum seviyesi olarak tanımlanmıştır. Muhtemel sismik tehlike analizinde ise yapının ömrü boyunca %3-5 oranında aşma ihtimali olan bir olay olarak tanımlanır. Maksimum dizayn depremi metodunun amacı halkın can ve mal güvenliğini dizayn depremi sırasında ve sonrasında da korumaktır. Bunun anlamı, yapının taşıma kapasitesi olabilecek en kötü yük kombinasyonunda bile aşılmamalıdır.

4.4.2.2 İşletme Dizayn Depremi (ODE)

İşletme dizayn depremi yapının dizayn ömrü boyunca en azından bir kere olacağı tahmin edilen orta derecede bir deprem olarak tarif edilir. İşletme dizayn depreminde sismik dizayn yüklemesi yapısal elemanların yapısal performans gereksinimlerine bağlıdır. İşletme dizayn depremi metodunun amacı, gerçekleşen dizayn depremi sırasında ve sonrasında işletme açısından bir sorun yaşamamak ayrıca çok az veya hiç hasara uğramamaktır. İlave olarak elastik olmayan deformasyonların minimumlarda tutulması da amaçlardan biridir. Yeraltı yapısının deprem tepkisi elastik sınırlar içerisinde kalmalıdır.

4.4.3 Zemin Hareketi Parametreleri

Bir maksimum dizayn depremi veya işletme dizayn depremi tanımlanırsa, dizayn olayını karakterize etmek için yer hareketinin parametrelerine ihtiyaç vardır. Bu parametrelerin seçimi dizaynda kullanılan analiz metodunun tipiyle alakalıdır. Zeminin içinde veya bir yapı üzerinde bulunan bir nokta için, yer hareketleri 3 ötelenme ve 3 dönme bileşeni ile tarif edilebilir. Fakat genellikle dönme bileşenleri ihmal edilir. Bir zemin hareketi ivme, hız veya deplasman ile birlikte 3 önemli parametre olan genlik, frekans ve güçlü yer hareketinin süresi ile karakterize edilebilir.

4.4.3.1 İvme, Hız ve Deplasman Genlikleri

Zemin hareketinin maksimum değerleri örneğin pik zemin ivmesi, hız ve deplasmanı çoğunlukla sismik tehlike analizinden geliştirilen maksimum dizayn depreminin ve işletme dizayn depreminin belirlenmesinde kullanılır. Bununla birlikte deneyimler göstermiştir ki pikten çok etkili yer hareketi parametreleri yapısal tepkinin daha iyi göstergeleri olmaktadır. Özellikle bu olay büyük depremler için daha doğrudur. Etkili değer bazen sarsıntının aynı güçle sürdürülen seviyesi olarak tanımlanır ve

Tablo 4.2 Pik zemin hızının pik zemin ivmesine oranı (Power, 1996)

Moment büyüklüğü (M_W)	Pik zemin hızının (cm/s) pik zemin ivmesine oranı (g)		
	Kaynak-yer uzaklığı (km)		
	0-20	20-50	50-100
Kaya[a]			
6,5	66	76	86
7,5	97	109	97
8,5	127	140	152
Sert zemin[a]			
6,5	94	102	109
7,5	140	127	155
8,5	180	188	193
Yumuşak zemin[a]			
6,5	140	132	142
7,5	208	165	201
8,5	269	244	251

[a] Bu tabloda, tortu tipleri şu kayma hız sınırları ile gösterilir. Kaya > 750 m/sn; sert zemin 250-750 m/sn; yumuşak zemin < 200 m/sn. Yumuşak zemindeki pik zemin hızı ile pik yer ivmesi arasındaki ilişki daha az kesindir.

Tablo 4.3 Pik zemin deplasmanının pik zemin ivmesine oranı (Power, 1996)

Moment büyüklüğü (M_W)	Pik zemin deplasmanının (cm/s) pik zemin ivmesine oranı (g)		
	Kaynak-yer 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

Bu tabloda, tortu tipleri şu kayma hız sınırları ile gösterilir. Kaya > 750 m/sn; sert zemin 250-750 m/sn; yumuşak zemin < 200 m/sn. Yumuşak zemindeki pik zemin hızı ile pik yer ivmesi arasındaki ilişki daha az kesindir.

parametre değerlerinin 3. veya 5. en büyük değeri olarak hesaplanır (Nuttli, 1979). Yeraltı yapılarındaki deprem hasarları, parçacık hızı ile deplasman arasında ivmeden daha yakın bir ilişki olduğu ispatlamıştır. Azalım ilişkileri pik zemin yüzey ivmelenmesinin tahmini için geçerlidir. Ama aynı zamanda pik hızların ve deplasmanların tahmini içinde geçerlidir. Tablo 4.2 ve Tablo 4.3 yer özel data yokluğunda, bilinen pik zemin ivmesi ile bağlantı kurmak ve pik zemin hızı ve deplasmanını tahmin etmek için kullanılabilir.

4.4.3.2 Hedef Tepki Spektrası ve Hareket Zaman Tanım Alanı

Dizayn zemin hareketinin parametrelerini açıklamak için en yaygın olan yol, yer hareketinde olan sönümlü tek serbestlik dereceli sistemin tepkisini gösteren ivme tepki spektrasıdır. Hedef tepki spektrası seçilmiş ise bir veya daha çok dizayn tepki spektrasına benzer zemin hareketi zaman tanım alanı geliştirilebilir. Bu zaman tanım alanları yapay olabileceği gibi benzer karakterler ile gerçek deprem kayıtlarına dayanabilir.

Tepki spektrumu proje mühendisi için yararlı bir araç olmakla birlikte şu durumlarda kullanılmamalıdır. Eğer zemin yapı sistem tepkisi son derece lineer olmayan ise veya yapının uzunluğu boyunca hareketin fazı ve genliği kayda değer bir şekilde değişecek kadar yapı uzunsa tepki spektrumu kullanılmaması daha iyi olacaktır. Zaman tanım alanının yerel bölge tepki analizi ile birleştirildiği durumlar genellikle daha yararlıdır.

4.4.3.3 Yer Hareketinin Uzaysal Tutarsızlığı

Birçok mühendislik yapısı için yapının en uzun boyutu bile yer hareketinin hemen hemen aynı anda bir ucunda ve diğer ucunda olacak kadar küçüktür. Bununla birlikte uzun yapılar için örneğin köprüler veya tüneller, farklı yer hareketleri yapının farklı parçalarında karşı karşıya gelebilir. Bu yüzden yayılan dalgaların etkileri göz önüne alınmalıdır. Bu uzaysal tutarsızlık yapının tepkisinde önemli etkiler oluşturabilir. Uzaysal tutarsızlığa sebep olan 4 ana faktör vardır.

1. Dalga-geçiş etkileri
2. Dağınık kaynak etkileri
3. Güzergah boyunca homojen olmayan ortamın sebep olduğu yayılım etkileri
4. Yerel zemin etkileri

Kaydedilen zemin hareketleri göstermiştir ki uzaysal tutarlılık, uzaklık ve frekansın artmasıyla azalmaktadır (Kramer, 1996). Eğer proje mühendisi tünel uzunluğu boyunca farklı birim deformasyonları ve kuvvetleri hesaplarsa uygun uzaysal tutarsızlıklarla zemin hareketi zaman tanımlarının üretimi kritik bir iş olmaktadır. Ayrıca proje mühendisi katkıda bulunan ilgili faktörleri tanımlamak, belli bir bölgedeki yer hareketi tutarsızlığını belirlemek ve uygun zaman tanım alanları üretmek için mühendislik sismolojisi ile yakından ilgilenmelidir.

4.4.3.4 Dalga Yayılışı ve Yer Özel Tepki Analizi

Araştırmalar göstermiştir ki enine kesme dalgaları deprem enerjisinin büyük bir kısmını iletmektedir. Düşey düzlemdeki genlikler genellikle yatay düzlemdeki genliğin en büyüğün yarısı veya üçte biri olarak tahmin edilir. Bununla birlikte son zamanlardaki depremlerde örneğin Northridge ve Kobe Depremleri'nde ölçülen düşey ivmeler yatay ivmelere eşit olmuş zaman zamanda daha büyük değerlere ulaşmıştır. Bu yüzden yer hareketinin düşey bileşeni sismik dizaynda önemli ve dikkatli incelenmesi gereken bir konu olmuştur.

Geniş güçlü yer hareketi bilgileri her derinlikteki yeraltı yapısı için elde edilemeyebilir. Bu yüzden, dizayn yer hareketlerinin gelişimi derinliğe bağlı azalma etkilerini kapsamaya ihtiyaç duyar. Her ne kadar bu analizler düşey yayılan cisim dalgalarının tüm etkilerini ihmal etse de yaygın analitik yöntemler bir boyutlu yer tepki tekniklerini kullanmaktadır. Schnabel (1972) tarafından ele alınan bir metot derindeki hareketi değerlendirebilmek için deconvolution işlemini yüzey girdi hareketine uygulamıştır. İkinci metot, giriş hareketini uydurmak ve büyütme faktörünü bulmak için değişken derinliklerde yer hareketi uygulaması ile alakalıdır. Bu iki yöntemde bölge için zemin hareketi spektrumu geliştirmek ve zemin özelliklerinin toplanması için tekrarlanır (St. John ve Zahrah, 1987). Lineer, eşdeğer lineer (SHAKE, Schnabel, 1972) veya lineer olmayan (Hashash ve Park, 2001; Borja, 1999, D-MOD, Matasovic ve Vucetic, 1985) bir boyutlu dalga yayılışı metotları çoğunlukla yumuşak zemin tabakalarında yayılan dalgalar için kullanılır. Yer hareketleri genellikle derinlikle birlikte azalır (Chang, 1986). Bir dalga yayılışı analizinin uygulanabilmesi yumuşak zemin tabakalarından geçen kesme dalgasına olduğu kadar zemin hareketinin titreşim peryoduna ve genliğine ihtiyaç duyar. Daha doğru sayısal metotlar veya bilgiler yoksa Tablo 4.4 deki bilgiler zemin hareketi ile zemin yüzeyi arasındaki ilişkiyi belirlemede kullanılabilir.

Tablo 4.4 Tünel derinliğindeki yer hareketinin yüzeydeki harekete oranı

Tünel derinliği (m)	Tünel derinliğindeki yer hareketinin Yüzeydeki harekete oranı
< 6	1.0
6 - 15	0.9
15 - 30	0.8
> 30	0.7

4.5 Deprem Etkisine Zemin Tepkisinin Değerlendirilmesi

Yer sarsıntısına zeminin gösterdiği tepki iki gruba ayrılır; (1) zemin göçmesi (2) zemin sarsıntısı ve deformasyonlar. Burada yapılan açıklamalar yer sallantısına ve deformasyona odaklanmıştır. Zeminin geniş ve sürekli deplasmanlara uğramadığı varsayılır.

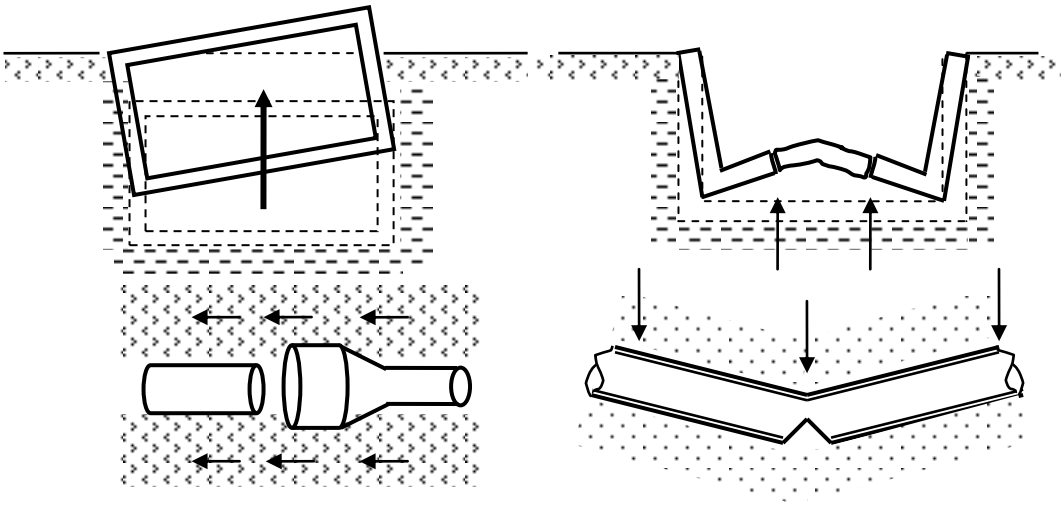
4.5.1 Zemin Göçmesi

Sismik sarsıntının bir sonucu olan zemin göçmesi sıvılaşmayı, şev göçmesini ve fay deplasmanlarını kapsar. Zemin göçmesi özellikle tünel giriş yapılarında ve yüzeysel tünellerde yaygındır. Bu gibi durumlarda özel dizayn faktörleri dikkate alınmalıdır.

4.5.1.1 Sıvılaşma

Sıvılaşma boşluk suyu basıncının artması ve doygun kohezyonsuz zeminlerde efektif gerilmenin azalması ile ortaya çıkan bir durumdur. Boşluk suyun basıncındaki artış kum kaynaması, kesme dayanımın azalması, yanal yayılma ve şev göçmesi ile sonuçlanabilir. Sıvılaşma olayı nispeten gevşek kumlarda ve yapay dolgu tabakalarında daha yaygındır.

Yeraltı su seviyesinin altında ve sıvılaşmaya müsait zemin tabakalarında yer alan tünellerde 5 durum ortaya çıkabilir: (a) yanal basınçta artış (b) yanal pasif basınçta azalma (c) sıvılaşan zeminde yüzme veya batma (d) zeminde yanal yayılma olursa yanal deplasmanlar (e) boşluk suyu basıncı sönümünden ve zeminin konsolidasyonundan sonra kalıcı oturma ile basınç ve çekme kırılması.



Şekil 4.7 Zemindeki sıvılaşmanın yeraltı yapılarında sebep olduğu etkiler

4.5.1.2 Şev Göçmesi

Yer sarsıntısının bir sonucu olan toprak kayması sık karşılaşılan bir doğa olayıdır. Şev göçmeleri tünel hatlarının yüzeysel olan bölümlerinde ve tünel giriş kısımlarında tehlike oluşturmaktadır.

Tünel giriş yapılarında en önemli sorun zemin göçmeleri olmaktadır. Eğer giriş yapıları aynı zamanda istinat duvarı görevi görüyorsa özel önlemler alınmalıdır. Tayvan'daki Chi Chi Depremi'nde bu tür sorunlarla çok sık karşılaşılmıştır.

4.5.1.3 Fay Deplasmanları

Bazı durumlarda yeraltı yapıları fay bölgesinden geçmek zorunda kalırlar. Böyle durumlarda yeraltı yapısı oluşabilecek olan fay deplasmanlarını tolere edebilecek şekilde dizayn edilmelidir. Bu durumlarda oluşacak olan hasarlar minimum seviyelerde kalmalıdır. Özel dizayn bölümlerinin uzunluklarının belirlenmesi için tüm faylar tanımlanmalıdır ve proje devam ettirilecek ise risk maliyet analizi yapılmadır.

4.5.2 Zemin Hareketi ve Deformasyonlar

Zemin göçmesinin olmaması durumunda büyük kalıcı deformasyonlar ile karşı karşıya kalınır. Bu durumda tasarım, sismik dalgaların sebep olduğu gelip geçici zemin deformasyonlarına odaklanır. Bu deformasyon olayı oldukça kompleks bir yapıya sahiptir. Mühendislik dizayn amaçları için bu kompleks deformasyon şekilleri temel durumlar olacak şekilde basitleştirilir. Yeraltı yapılarının sismik olaylar

sırasında 3 temel deformasyon şekline girdiği farz edilir. (1) basınç–çekme (2) boyuna eğilme (3) ovalleşme ve eğilme. En basit durum için yeraltı kazı aksına paralel yayılan basınç dalgaları dikkate alınır. Bu durumda dalgalar boyuna yönde basınç ve çekmeye sebep olurlar. Eğer zemin yumuşak ve zemin ile yapı arasındaki kesme gerilme transferi, arayüzey kesme dayanımı ile sınırlanıyorsa bu etkileşim daha da önemli olmaktadır. Tünel aksının enine veya normali doğrultusunda yayılan sismik dalgalar, ovalleşme ve eğilme olarak adlandırılan deformasyonlara sebep olur.

4.6 Yapının Deprem Etkisine Karşı Davranışının Değerlendirilmesi

4.6.1 Sismik Dizayn Yükleme Kriterleri

Yeraltı yapıları için dizayn yükleme kriteri yer sarsıntısından ve deplasmanlardan dolayı oluşan ilave yükleri kapsamalıdır. Maksimum ve işletme dizayn depremleri için zemin hareketi parametreleri belirlenir belirlenmez yeraltı yapıları için yük faktör dizayn metodu kullanılarak yük kriterleri geliştirilir. Bu bölüm maksimum dizayn depremi ve işletme dizayn depremi için sismik dizayn yükleme kriterlerini göstermektedir (Wang, 1993).

4.6.1.1 Maksimum Dizayn Depremi için Yükleme Kriterleri

Maksimum dizayn yük faktör metodunu kullanan ve tavsiye edilen sismik yükleme kombinasyonları şu şekildedir.

- Aç kapa tünel yapıları için;

$$U = D + L + E1 + E2 + EQ \tag{4.1}$$

U : İstenen yapısal dayanım kapasitesi

D : Yapısal bileşenlerin ölü yüklerinden dolayı oluşan etkiler

L : Hareketli yüklerden dolayı oluşan etkiler

E1 : Toprağın ve suyun düşey yüklerinden dolayı oluşan etkiler

E2 : Toprağın ve suyun yatay yüklerinden dolayı oluşan etkiler

EQ : Dizayn deprem hareketinden dolayı oluşan etkiler

- Dairesel kesitli delme ve maden tünelleri için;

$$U = D + L + EX + H + EQ \tag{4.2}$$

Burada tanımlanan U, L, D ve EQ bir önceki bölümde tanımlandığı gibidir. H ise hidrostatik su basıncı yüklerinden doğan etkilerdir.

MDE için yükleme kombinasyonlarındaki yorumlar şu şekildedir.

- Yapı ilk önce statik yükleme koşulları altında yeterli dayanım kapasitesine göre dizayn edilmelidir.

- Yapı daha sonra deprem etkidiği zaman hem süneklik hem de dayanım açısından kontrol edilmeli. Deprem olayı yüzeysel yapılarda yapının eylemsizlik etkisi olarak ortaya çıkar. Buna karşın yeraltı yapılarında deprem etkisi zemin deformasyonlarının yapıya etki etmesi şeklinde olur.

- Dayanım kapasite kontrolünde, deprem yüklemesinin etkileri iç momentler ve kuvvetler açısından açıklanabilir. Bu momentler ve kuvvetler yapı etrafındaki zemin tarafından oluşturulan hat deformasyonlarına göre hesaplanabilir. Eğer denklem (1) veya denklem (2) ile açıklanan dayanım kriteri elastik yapısal analize dayanıyorsa tatmin edici olabilir. Bu yüzden maksimum dizayn depremi altında ilave koşula gerek yoktur. Genellikle, deprem yüklemesi şiddeti düşük yani depremselliği az olan bir yer ise veya zemin oldukça sertse dayanım kriteri kolayca karşılanabilir.

- Eğer yapı hattının, elastik analiz ve (4.1) veya (4.2) kullanılarak bulunan eğilme dayanımı örneğin aç kapa tünel çerçevelerin belli noktalarında mevcut durumdan fazla bulunursa aşağıdaki iki dizayn işleminden biri takip edilmelidir.

    1. Yapının kritik bölgelerinde zemin ve diğer ek yükler tarafından oluşturan deformasyonlara ayak uydurmak için yeterli sünekliği sağlamak. Amaç elastik olmayan deformasyonlar sonucu yapısal dayanımın düşmemesi ve hasarın kabul edilebilir bir seviyede kontrol altında tutulmasıdır. Genellikle, yapıdaki sünekliğin artması deprem kuvvetlerinde azalmayı sağlar. Yaklaşık olarak kuvvet azaltma faktörü sağlanan sünekliğe eşit sayılabilir. Bu azaltma faktörü köprü dizayn şartnamesi olan AASHTO (1991) da kullanılan tepki değiştirme faktörüne benzemektedir. Bununla birlikte madem elastik olmayan kesme deformasyonları dayanımda azalmaya sebep olabilir bunu engellemek için yapısal elemanlarda özellikle aç-kapa dikdörtgen çerçevelerde emniyetli kesme dayanımı sağlanmalıdır.

Kesme kuvvetleri için süneklik faktörlerinin kullanılması uygun olmayabilir.

2. Elastik olmayan hareketlere zorlanan noktaların plastik mafsal olarak dikkate alınarak tekrar çözülmesi. Plastik mafsal analizinde moment ve iç kuvvetlerde tekrar dağılım söz konusu olacaktır. Eğer yeni çözümler sonucunda yeni plastik mafsallar oluşursa, analiz yeni oluşan mafsalları da kapsayacak şekilde tekrar yapılır. Bütün potansiyel mafsallar uygun bir şekilde açıklanana kadar bu işlem devam eder. Mafsallardaki uygun detaylar tam sünekliği sağlamak için uygulanır. Yapısal dizayn açısından gerekli dayanım plastik mafsal analizinden çıkan sonuçlara dayandırılabilir. Maksimum dizayn depremi sırasında ve sonrasında yapının toplam dayanımı korunmalıdır. Yapılar deprem yüklerin yanında statik yükleri de taşıyabilmek için emniyetli bir kapasiteye sahip olmalıdır. Plastik mafsalların oluşumundan dolayı stabilitenin bozulacağı potansiyel şekiller tanımlanmalı ve bunlara karşı çözümler üretilmelidir.

- Aç-kapa yapıları için, (4.1) kullanılarak bulunan kapasitenin değerlendirilmesinde E1 ve E2 yüklerindeki belirsizlikler ve oluşabilecek en olumsuz kombinasyon dikkate alınmalıdır. Maden tünelleri için benzer göz önüne almalar EX ve H yükleri içinde geçerlidir.

- Birçok durumda, hareketli yükün yokluğu tam olarak hareketli yükün dikkate alınmasından daha kritik bir durum oluşturabilir. Bu yüzden, sıfıra eşit olan hareketli yük durumu yapısal dayanım kapasitesini bulurken kullanılmalıdır.

4.6.1.2 İşletme Dizayn Depremi için Yükleme Kriterleri

İşletme dizayn depremi için sismik dizayn yükleme kombinasyonları yapısal elemanların performans gereksinmelerine bağlıdır. Genellikle yapı elemanlarının düşük veya orta dereceli depremler sırasında az veya hiç hasar görmemesi isteniyorsa yapı elemanlarında elastik olmayan deformasyon düşük tutulmalıdır. Yük faktör dizaynına dayanan yükleme kriterleri tavsiye edilir.

- Aç kapa tünel yapıları için;

$$U = 1.05D + 1.3L + \beta_1(E1 + E2) + 1.3EQ \tag{4.3}$$

Burada tanımlanan D, L, E1, E2, EQ ve U terimleri (4.1) bağıntısında tanımlanmıştır. Eğer belirsizliklerden ötürü E1 ve E2 için yükleme değerleri çok alınmışsa $\beta_1 = 1.05$ alınır. Diğer durumlarda $\beta_1 = 1.3$ kabul edilir.

- Dairesel kesitli delme ve maden tünelleri için;

$$U = 1.05D + 1.3L + \beta_1(EX + H) + 1.3EQ \tag{4.4}$$

Burada tanımlanan D, L, EX, H, EQ ve U (4.2) de tanımlanmıştır. Eğer belirsizliklerden ötürü EX ve H için yükleme değerleri çok alınmışsa $\beta_1 = 1.05$ alınır. Diğer durumlarda sadece EX için $\beta_1 = 1.3$ kabul edilir.

Bu iki denklemde kullanılan yük faktörleri ile alakalı birçok tartışma konusu mevcuttur. Son karar projedeki özel performans gereksinimlerine bağlıdır. Örneğin Central Artery'de ölü yük için katsayı 1.3 kullanılmıştır. Bu değer Türkiye'de yapılan yeraltı yapıları için depremsiz durum için 1.4 depremli durumda ise 1.0 ve 0.9 olarak alınmıştır.

İşletme dizayn depremi için yükleme kombinasyonlarında yorumlar şu şekildedir.

- Yapı ilk önce statik yükleme kombinasyonları altında yeterli dayanım kapasitesine göre dizayn edilmelidir

- Aç-kapa yapıları için, (4.3) kullanılarak bulunan kapasitenin değerlendirilmesinde E1 ve E2 yüklerindeki belirsizlikler ve oluşabilecek en olumsuz kombinasyon dikkate alınmalıdır. Maden tünelleri için benzer göz önüne almalar EX ve H yükleri içinde geçerlidir.

- Dizayn için en olumsuz şartlar kullanıldığı zaman gereksiz aşırılıktan kaçınmak için daha küçük yük faktörleri tavsiye edilir. En olumsuz durum maksimum yük veya minimum yük ile olabilir. Bu durum yükleme kombinasyonlarının en kritik durumuna bağlıdır. Derin dairesel tüneller için muhtemelen en kritik yükleme durumu maksimum kazı yüklemesi (EX) ile minimum hidrostatik su basıncı (H) olduğu zaman olmaktadır. Aç kapa tünel yapıları için en kritik sismik durum, maksimum yanal toprak basıncın (E2) minimum düşey toprak basıncı (E1) ile bir arada olduğu zaman ortaya çıkmaktadır. Eğer E2 nin hesaplanmasında çok tutucu yanal toprak basıncı katsayısı dikkate alınmışsa daha küçük olan yük faktörü (β_1=1.05) kullanılmalıdır.

- Aç kapa beton çerçeve yapıları için momentlerin yeniden dağılımı daha randımanlı bir dizayn elde etmek için tavsiye edilir.

- Eğer yapının eğilme dayanımı elastik analiz ve (4.3) veya (4.4) ile bulunan değeri aşıyorsa elastik olmayan deformasyonlardan emin olmak için yapı süneklik bakımından kontrol edilmelidir. Eğer gerekliyse yapı işletme dizayn depremi sırasındaki tasarlanmış performans amaçlarından emin olmak için tekrar dizayn edilmelidir.

- Hareketli yükün olmaması durumu (4.3) ve (4.4) için değerlendirilmelidir.

4.6.2 Yeraltı Yapılarının Zemin Deformasyonlarına Tepkisi

Bu bölümde, bir önceki bölümde ortaya konan dizayn depreminden doğan etkilerin miktarı belirlenecektir. Deprem teriminin gelişimi sismik dalgaların ve yeraltı yapıları ile zemin arasındaki etkileşimin neden olduğu deformasyonları anlamayı gerektirir.

Bu bölüm hesaplanan deformasyonları ve üç deformasyona karşılık gelen kuvvetleri hesaplamak için kullanılan işlemleri tanımlamaktadır. Dizayn yaklaşımlarının kısa özeti Tablo 4.6 da verilmiştir.

4.6.2.1 Serbest Alan Deformasyon Yaklaşımı

Serbest alan deformasyonları terimi yapıların veya kazıların bulunmadığı yerlerde sismik dalgaların sebep olduğu zemin birim deformasyonlarını tanımlar. Bu deformasyonlar yapı ile onu çevreleyen zemin arasındaki etkileşimi yok sayar. Ama bu deformasyonlar yapının önceden tahmin edilen deformasyonunun birinci sıradaki tahminini sağlayabilir. Proje mühendisi yapıya doğrudan etki eden deformasyonları seçebilir. Bu yaklaşım yapıdaki deformasyonları zeminin yapıya göre rijitliğine bağlı olarak fazla veya az tahmin edebilir.

- Kapalı form elastik çözümler;

Basitleştirilmiş kapalı form çözümler, yeraltı yapılarındaki deformasyonların ve birim deformasyonların ilk tahminlerinin geliştirilmesi için yararlı olmuştur. Bu basitleştirilmiş metotlar sismik dalga alanının tünel boyunca tüm bölgelerde aynı genlikte olduğunu varsaymaktadır. Farklılık sadece varış zamanındadır. Her ne kadar yer hareketi tutarsızlıkları boyuna yöndeki gerilmelerde ve birim deformasyonlarda artma eğiliminde olsa da dalga yayılışı ve tünel boyunca dalga genliklerindeki

değişime izin veren kompleks üç boyutlu dalga yayılışı ihmal edilir. Düzlem dalga varsayımlarına dayanan analiz sonuçları özenle ve dikkatle yorumlanmalıdır.

Newmark ve Kuesel homojen, izotropik ve elastik ortamlarda tekrar oranının belirli açılarında yayılan bir harmonik dalganın neden olduğu serbest alan deformasyonun hesaplanması için basitleştirilmiş bir metot önermişlerdir. En kritik maksimum birim deformasyon gelme açısı ki genellikle emniyet olarak kullanılır, deprem tahminlerinin bilinmeyenlerine karşı ölçüm yapar. Newmark'ın yaklaşımı birim deformasyona sebep olan dalgaların büyüklüklerini tahmin etmek için bir yöntem sağlamıştır.

St. John ve Zahrah (1987), Newmark'ın yaklaşımlarını basınç, kesme ve Rayleigh dalgalarının sebep olduğu serbest alan, eksenel ve eğrilik birim deformasyonları için çözümler geliştirmede kullandılar. Çözüm için üç dalga tipide Tablo 4.5 de gösterilmiştir. Fakat S dalgaları genellikle pik parçacık ivmeleri ve hızları ile ilişkilidir. Sismik dalgaların sebep olduğu birim deformasyonlar Şekil 4.9 da gösterilmiştir. Bir dizaynda hangi tip dalganın baskın olduğunu belirlemek oldukça güçtür. Rayleigh dalgalarının sebep olduğu birim deformasyonların sadece sığ yapılarda ve sismik kaynaklardan uzakta olan bölgelerde baskın olma durumu söz konusudur (Wang, 1993).

Birleştirilen eksenel ve eğrilik deformasyonları tünelin elastik kiriş gibi davranması ile elde edilebilir. Kullanılan kiriş teorisi ile toplam serbest alan eksenel birim deformasyonları (ε^{ab}), eksenel ve eğilme deformasyonlarının ürettiği boyuna deformasyonların toplanması ile bulunur (Power, 1996).

$$\varepsilon^{ab} = \left[\frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi + r \frac{a_p}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \tag{4.5}$$

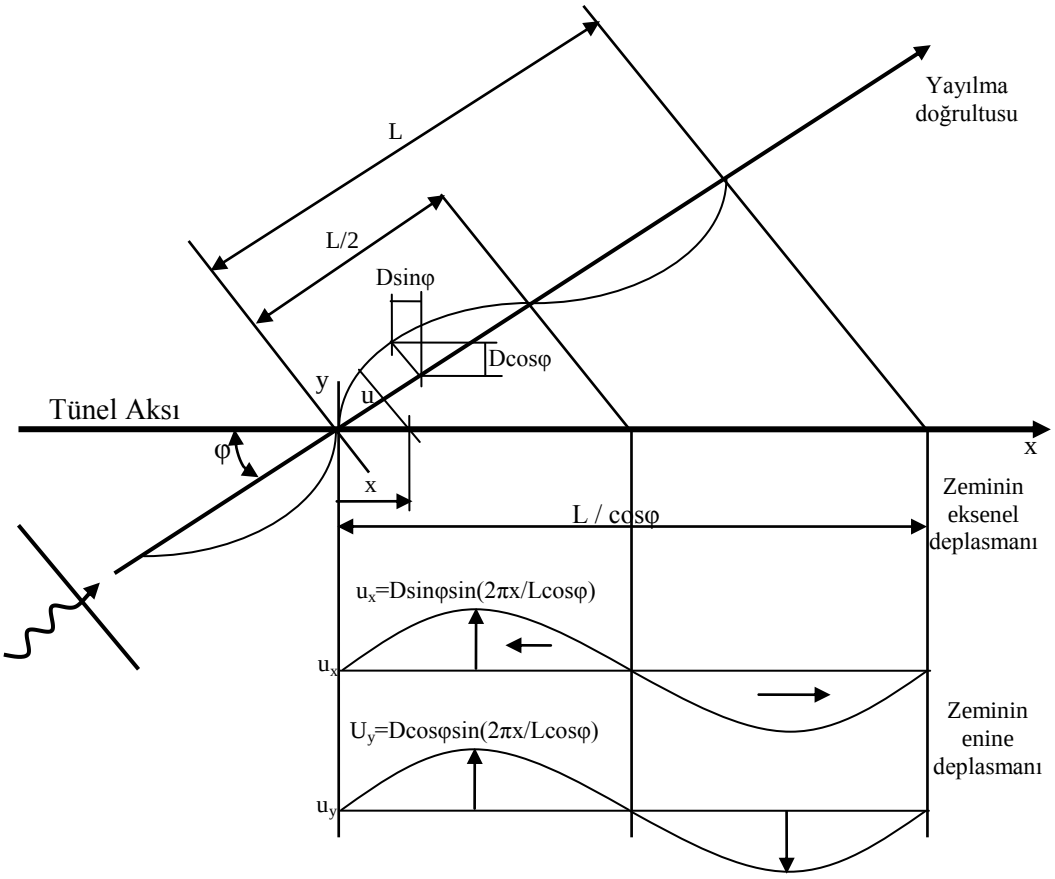
P dalgaları için

$$\varepsilon^{ab} = \left[\frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi + r \frac{a_s}{C_S^2} \cos^3 \phi \right] \tag{4.6}$$

S dalgaları için

$$\varepsilon^{ab} = \left[\frac{V_R}{C_R} \cos^2 \phi + r \frac{a_R}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi \right] \tag{4.7}$$

Rayleigh dalgaları için



Şekil 4.8 Basit harmonik dalga hareketi ve tünel aksı

Buradaki:

r : Dairesel tünelin yarıçapı veya dikdörtgen tünel yüksekliğinin yarısı

a_P : P dalgalı pik parçacık ivmesi, a_S : S dalgalı pik parçacık ivmesi

a_R : Rayleigh dalgalı pik parçacık ivmesi

φ : Dalganın tünel aksı ile yapmış olduğu açı

v_l : Tünel hattının poisson oranı

V_P : P dalgalı pik parçacık hızı, C_P : Yayılan P dalgasının açık hızı

V_s : S dalgalı pik parçacık hızı, C_s : Yayılan S dalgasının açık hızı

V_R : Rayleigh dalgalı pik parçacık hızı

C_R : Rayleigh dalga yayılışının hızı olmaktadır.

Tablo 4.5 Cisim ve yüzey dalgalarından dolayı oluşan eğrilik ve birim deformasyonlar (St.John ve Zahrah, 1987)

Dalga tipi	Boyuna birim gerilme	Normal birim gerilme	Kayma birim gerilmesi	Eğrilik
P dalgası	$\varepsilon_l = \frac{V_P}{C_P}\cos^2\phi$ $\varepsilon_{lm} = \frac{V_P}{C_P}$ *for* $\phi = 0^0$	$\varepsilon_n = \frac{V_P}{C_P}\sin^2\phi$ $\varepsilon_{lm} = \frac{V_P}{C_P}$ *for* $\phi = 90^0$	$\gamma = \frac{V_P}{C_P}\sin\phi\cos\phi$ $\gamma_m = \frac{V_P}{2C_P}$ *for* $\phi = 45^0$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_P}{C_p^2}\sin\phi\cos^2\phi$ $\frac{1}{\rho_{maz}} = 0{,}385\,\frac{a_P}{C_p^2}$ for $\phi = 35^0 16'$
S dalgası	$\varepsilon_l = \frac{V_S}{C_S}\sin\phi\cos\phi$ $\varepsilon_{lm} = \frac{V_S}{2C_S}$ *for* $\phi = 45^0$	$\varepsilon_n = \frac{V_S}{C_S}\sin\phi\cos\phi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^0$	$\gamma = \frac{V_S}{C_S}\cos^2\phi$ $\gamma_m = \frac{V_S}{C_S}$ for $\phi = 0^0$	$K = \frac{a_S}{C_S^2}\cos^3\phi$ $K_m = \frac{a_S}{C_S^2}$ for $\phi = 0^0$
Rayleigh dalgası				
Basınç bileşeni	$\varepsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R}\cos^2\phi$ $\varepsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0^0$	$\varepsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R}\sin^2\phi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 90^0$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_P}\sin\phi\cos\phi$ $\gamma_m = \frac{V_P}{2C_R}$ for $\phi = 45^0$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2}\sin\phi\cos^2\phi$ $K_m = 0{,}385\,\frac{a_{RP}}{C_R^2}$ for $\phi = 35^0 16'$
Kayma bileşeni		$\varepsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R}\sin\phi$ $\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90^0$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_P}\cos\phi$ $\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0^0$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2}\sin\phi\cos^2\phi$ $K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0^0$

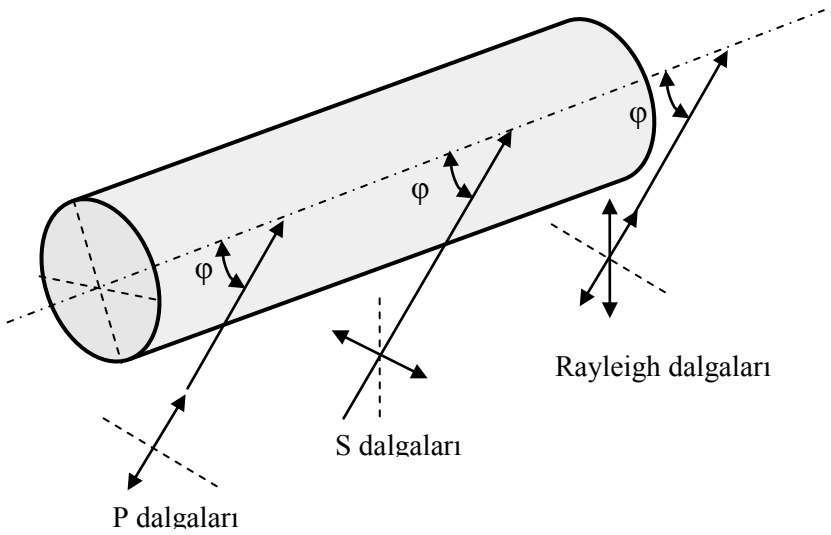
$\upsilon_m = \frac{1}{2}\frac{(C_p/C_s)^2 - 2}{(C_p/C_s)^2 - 1}$ veya $C_p = \sqrt{\frac{2(1-\upsilon_m)}{(1-\upsilon_m)}}C_S$; $E_m = \rho C_P^2\frac{(1+\nu_m)(1-2\nu_m)}{(1-\nu_m)}$; ve $G_m = \rho C_S^2$

Tablo 4.6 Yeraltı yapılarında sismik dizayn yaklaşımları

Yaklaşımlar	Avantajları	Dezavantajları	Uygulanabilirliği
Dinamik toprak basıncı metodu	1.Geçmişte makul sonuçlar vermiştir. 2.Minimum parametreler yeterlidir. 3.Deprem yüküne karşı ek güvenlik sağlar.	1.Teorik temellerin yeterli olmaması. 2.Derinliği fazla olan tünellerde ovalleşme deformasyonları fazla olmaktadır. 3.Zemin özelliklerinin bazı tiplerinin kullanımı sınırlı.	Minimum toprak kaplaması olan yeraltı yapılarında.
Serbest alan ovalleşme deformasyon metodu	1.Zeminden daha rijit tünel yapıları için aşırı güvenlidir. 2.Formülasyondaki kıyaslanabilir kolaylıklar. 3.Uygulamalarda makul sonuçlar vermiştir.	1.Zeminden daha esnek tünel yapıları için yeterli güvenlikte değildir. 2.Zeminden kayda değer oranda rijit olan tünellerde aşırı güvenlik sağlar. 3.Çok değişken zemin şartlarında kesinliği azdır.	Zeminle eşit rijitliğe sahip yeraltı yapılarında.
Zemin yapı etkileşimi ile sonlu elemanlar analizi	1.Zemin yapı etkileşimini en iyi temsil eder. 2.Yapı tepkisini belirlemede en iyi yöntemdir. 3.Komplike tünel geometrilerinde ve zemin şartlarında problemlerin çözümünde başarılıdır.	1.Kompleks ve hızlı bilgisayar analizleri gerektirir. 2.Sismik dizayn giriş parametrelerindeki belirsizlik.	Tüm koşullarda.
Basitleştirilmiş çerçeve analizi modeli	1.Zemin yapı etkileşimine yakındır. 2.Formülasyondaki kıyaslanabilir kolaylıklar. 3.Yapı tepkisini belirlemede makul derecede doğruluk.	1.Çok değişken zemin şartlarında kesinliği azdır.	Sıkıştırılmış yüzey altı zemin profilleri dışında tüm durumlarda.

Tünel çapı artarken eğrilik deformasyonlarının eksenel birim deformasyonlara olan katkısı artmaktadır. Bununla birlikte serbest alan denklemlerin kullanıldığı hesaplamalar, sismik yükler altında tünellerin birim deformasyonların eğilme bileşenlerinin eksenel birim deformasyonlar ile karşılaştırıldığında nispeten küçük olduğunu göstermiştir.

Şu konuya da dikkat etmek gerekir. Belli olan ve bu denklemlerde kullanılan P ve S dalgalarının hızları yüzeysel topraktan veya yüzeysel olan kayadan daha çok derin kayalardan yayılan sismik dalgaların hızlarına daha yakın olabilir. Belli olan S dalgalarının hızları 2-4 km/s arasında iken P dalgalarının hızları 4-8 km/s arasında olmaktadır.



Şekil 4.9 Sismik dalgaların sebep olduğu boyuna eksenel ve eğilme birim deformasyonları

- Dairesel tünellerin ovalleşme deformasyonları;

Sismik dalgalar tünel aksına dik yönde yayıldığı zaman ovalleşme deformasyonlarına sebep olur. Bu durumda enine yönde dizayn yapılır. Yapılan çalışmalar ovalleşmeye yatay veya eğik olarak yayılan dalgalar sebep olabilirken düşey yayılan kesme dalgaların ise bu tip deformasyonlara sebep olan deprem yüklemesinin en etkili şekli olduğunu göstermiştir (Wang, 1993).

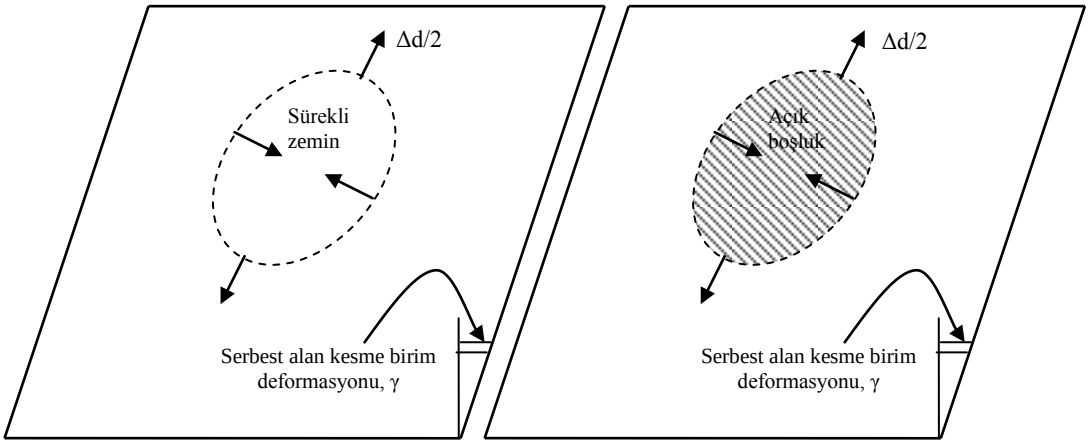
Zemin kesme deformasyonları Şekil 4.10 da gösterildiği gibi iki yolla tanımlanabilir. Boşluksuz olan zeminde maksimum çap birim deformasyonu serbest alan kesme birim deformasyonun bir fonksiyonudur.

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2} \tag{4.8}$$

Boşluklu zemindeki çap birim deformasyonu ayrıca ortamın poisson oranı ile de alakalıdır.

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{max}\ (1 - \nu_m) \tag{4.9}$$

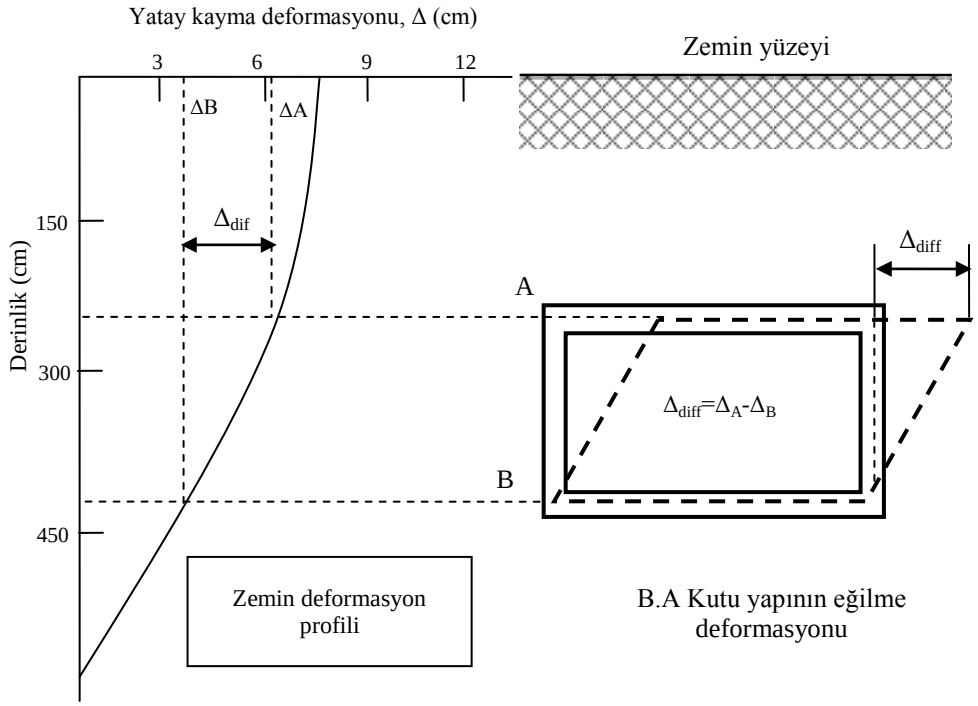
Her iki denklemde hattın yokluğunu dikkate alır. Böylece tünel ve zemin arasındaki etkileşim ihmal edilir. Serbest alanda boşluklu zemin boşluksuz zemine göre 2 veya 3 kez daha fazla deformasyona sebebiyet vermektedir. Hat rijitliği ortamın rijitliğine eşit olduğu zaman boşluksuz deformasyon denklemi uygun olurken bu durum etrafındaki zemine göre rijit olan hatlar için makul bir deformasyon kriteri sağlar (Wang, 1993).



Şekil 4.10 Boşluklu ve boşluksuz zeminde serbest alan kesme deformasyonları

- Dikdörtgensel tünellerin eğilme deformasyonları;

Bir deprem sırasında dikdörtgen kutu yapıları kesme deformasyonlarına maruz kaldığı zaman yapıda enine eğilme deformasyonları meydan gelecektir (Şekil 4.11). Eğilme deformasyonları Tablo 4.5 de verildiği gibi zemindeki kesme birim deformasyonlarından hesaplanabilir.



Şekil 4.11 Serbest alan eğilme deformasyonunun yeraltı yapısına etkisi

- Sayısal analiz

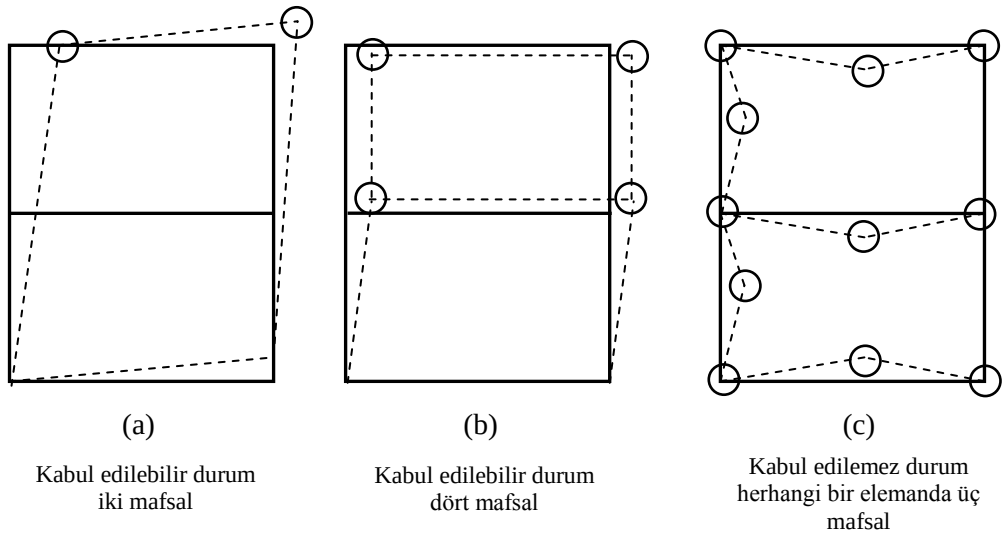
Özellikle bölgedeki tabakalaşma değişkense sayısal analiz, serbest alan kesme biçim değiştirmelerini tahmin etmek için gerekli olabilir. Örneğin bir boyutlu dalga yayılışı analizi yapan birçok bilgisayar programı mevcuttur. Örnek olarak FLUSH (Lysmer, 1975) ve LINOS (Bardet, 1991) gösterilebilir. Birçok program bölge jeolojisini yatay olarak tabakalanmış bir sistem olarak modellemektedir. Bu programlar çözümleri elde ederken bir boyutlu dalga yayılışı teorisini kullanmaktadırlar (Schnabel, 1972). Navorro (1972) cisim dalgaları (kesme ve basınç) ile yüzey dalgalarının (Rayleigh ve Love) sonucu oluşan basınçlar ve zemin deformasyonları için sayısal hesaplamalar ortaya koymuştur. Serbest alan kesme biçim değiştirmelerin sonucu kesme birim şekil değiştirme dağılımı veya derinlikli kesme deformasyon profili olarak açıklanabilir.

- Serbest alan deformasyon yaklaşımının uygulanabilirliği;

Serbest alan eğik deformasyon metodu San Francisco BART istasyon ve tünelleri, Los Angeles Metrosu dahil olmak üzere birçok önemli projede uygulanmıştır (Kuesel, 1969). Kuesel, birçok durum için eğer bir yapı serbest alan zemin deformasyonlarını elastik bir şekilde abzorve edebiliyorsa herhangi başka özel sismik koşul ve şartlara gerek olmadığını ortaya koymuştur. Ayrıca Monsees ve Merrit (1991) maksimum dizayn depremi altında plastik mafsal olmasına izin verilen

noktaların Şekil 4.12 de gösterildiği gibi sistemin tümden çökmesine sebep olacak şekilde plastik mafsal oluşmasına izin verilmemesi gerektiğini belirtmişlerdir.

Serbest alan deformasyon metodu sismik olayların neden olduğu zemin deformasyonlarının küçük olduğu durumlar için basit ve etkili dizayn şeklidir. Bununla birlikte birçok durumda özellikle yumuşak zeminlerde bu metot aşırı tutucu bir dizayn şekli olmaktadır. Çünkü yumuşak zeminlerdeki serbest alan deformasyonu oldukça fazla olmaktadır. Örneğin yumuşak zeminlerdeki dikdörtgen kutu yapılarında dizayn genellikle statik yüklere karşı dayanabilmek için sert biçimlere göre yapılmaktadır. Böylece yapıda deformasyonlara daha az tolerans gösterilmiş olunur. Zemin yapı etkileşimi çoğu yapının dizaynı için gerekli olan bir yaklaşımdır. Serbest alan deformasyon yaklaşımının diğer metotlarla sismik dizayn açısından karşılaştırılması Tablo 4.6 da verilmiştir.



Şekil 4.12 Yeraltı yapılarında plastik mafsal oluşumu

4.6.2.2 Zemin Yapı Etkileşimi Yaklaşımı

Bir yeraltı yapısının bulunması o zeminde serbest alan deformasyonlarını azaltmaktadır. Takip eden bölümlerde zemin yapı etkileşim modelinin yöntemleri anlatılacaktır.

- Dairesel tüneller için kapalı form elastik çözümler;

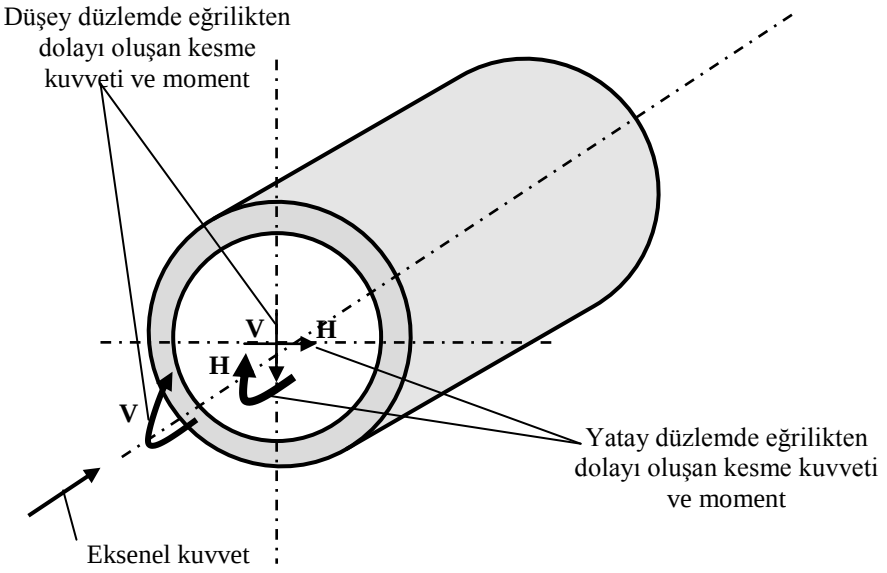
Çözümlerin bu bölümünde zemin yapı etkileşimini statiğe benzer bir şekilde modellemek için elastik temel kiriş yaklaşımı kullanılmıştır. Çözümler dinamik etkileşim etkilerini ihmal etmektedir. Sismik yükleme altında, tünel kesitinde eksenel

eğilme ile birlikte serbest alan eksenel, eğrililik, ve kesme deformasyonların sebep olduğu kesme birim deformasyonları gözlenmiştir. Maksimum yapısal birim deformasyon :

Şekil 9 da gösterilen 45 dereceli kesme dalgasının sebep olduğu maksimum eksenel birim deformasyon:

$$\varepsilon_{\max}^{a} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)A}{2 + \frac{E_1 A_c}{K_a}\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \leq \frac{fL}{4E_1 A_c} \tag{4.10}$$

L : İdeal sinüsodial kesme dalgasının dalga boyu uzunluğu



Şekil 4.13 Tünel aksı boyunca yayılan sismik dalgaların sebep olduğu kuvvet ve momentler

K_a : Ortamın boyuna yay katsayısı (tünelin birim uzunluğunda birim deformasyon için gerekli kuvvet)

A : İdeal sinüsodial kesme dalgasının serbest alan deplasman tepki genliği

A_c : Tünel hattının kesit alanı

E_l : Tünel hattının elastisite modülü

f : Tünel ve etrafındaki zemin arasındaki sınır sürtünme kuvveti

Tünel hattında, tünel ekseni boyunca yayılan sismik dalgaların sebep olduğu kuvvetler ve momentler Şekil 4.13 de gösterilmiştir. Hat ve onu çevrelen zemin arasında maksimum sürtünme kuvvetleri hattaki eksenel kısalmayı sınırlamaktadır. Maksimum sürtünme kuvveti (Q_{max}), her birim uzunlukta sismik dalga uzunluğunun dörtte bir sınır kesme kuvveti olarak tahmin edilebilir.

0 dereceli olay kesme dalgasının sebep olduğu maksimum eğilme birim deformasyonu:

$$\varepsilon_{\max}^{b} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)A}{2 + \frac{E_1 I_c}{K_t}\left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r \tag{4.11}$$

I_c : Tünel kesitinin eylemsizlik momenti

K_t : Ortamın enine yay katsayısı

r : Dairesel tünelin yarıçapı veya dikdörtgen tünel yüksekliğinin yarısı

Hem hat hem de ortam lineer elastik olarak göz önüne alındığına göre bu birim deformasyonlar süperpoze edilebilir. Ayrıca deprem yüklemesi çevrimsel olduğuna göre pozitif ve negatif uç değerleri değerlendirilmelidir. Tünel kesitine etkiyen maksimum kesme kuvveti maksimum eğilme kısalmasının bir fonksiyonu olarak yazılabilir.

$$V_{\max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_l I_c A}{1 + \frac{E_1 I_c}{K_t}\left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) M_{\max} = \left(\frac{2\pi}{L}\right)\left(\frac{E_l I_c \varepsilon_{\max}^{b}}{r}\right) \tag{4.12}$$

Eksenel ve eğilme kuvvetlerinden elde edilen birim deformasyonların birleştirilmesiyle elde edilen toplam eksenel birim deformasyonu:

$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{\max}^{a} + \varepsilon_{\max}^{b}$ şeklinde tarif edilir. (4.13)

Tekrarlarsak bu denklemler yumuşak zeminlerde yapılan yeraltı yapıları için gereklidir. Kaya veya sert zeminlerde yapılan yapılarda dizayn serbest alan deformasyonları kullanılarak yapılabilir. Ayrıca şunu belirtmek gerekir ki yapısal rijitliğin veya dayanımın arttırıldığı yapılarda sonuçta kuvvetler azaltılamaz. Aksine bu yapılar daha fazla kuvveti çekerler. Bunların yerine, uygun sünek donatılı veya esnek noktaların yapılması daha uygun ve etkili olacaktır.

- Yay katsayıları;

Literatürde var olan maksimum kesitsel kuvvetlerin diğer açıklamaları ile kuvvetlerin ve deformasyonların maksimizasyonunu kapsayan ana farklar dalga boyu ile ilgilidir. JSCE (1975) maksimum kesitsel kuvvetlerin sonuç vermesi için maksimum yapacak olan dalga boyu değerlerini önermiştir. Ayrıca St. John ve Zahrah (1987) JSCE'nin önerdiğinin bir benzeri olan maksimizasyon metodunu önermişlerdir. Buradaki fark, olay dalga boyunun fonksiyonları olarak dikkate alınan K_a ve K_t, yay katsayıları yaklaşımın dışında tutulmuştur.

$$K_t = K_a = \frac{16\pi G_m (1-\upsilon_m)}{(3-4\upsilon_m)} \frac{d}{L} \tag{4.14}$$

Buradaki G_m kayma modülü, υ_m ise ortamın poisson oranı, d ise dairesel tünelin çapı veya dikdörtgensel yapının yüksekliği olmaktadır.

Bu yay sabitleri (1) yeraltı yapısı ve zemin arasındaki basınç oranını (2) yeraltı yapısının şimdiki durumunda olduğu zaman ortamın azaltılmış deplasmanlarını temsil etmektedir. Yaylar geleneksel elastik temellerdeki kiriş analizinden farklı olmaktadır. Sadece bu katsayılar zeminin dinamik modülünün temsilcisi olmamalıdır. Ama bu sabitlerin türevi dikkate alınan sinüsoidal dalgadan dolayı sıra ile pozitif ve negatif olan sismik yükleme etkilerini dikkate almalıdır (Wang, 1993). Derinliği az olan yerlerde bulunan yeraltı yapılarının kuvvet ve momentlerini hesaplamak için bu denklemler kullanıldığı zaman zemin yay direnç değerleri kaplamanın yüksekliği ve yanal pasif zemin direnci ile sınırlandırılır.

- Zemin yapı etkileşim analizi için kullanılan idealleştirilmiş sinusodial serbest alan dalga parametreleri;

Matsubara (1995) yeraltı yapılarının dizaynı için giriş dalga boyları ile ilgili bir tartışma ortaya atmıştır. Yer hareketinin olay dalga boyu şu şekilde tahmin edilebilir.

$$L = T \times C_S \tag{4.15}$$

Buradaki T zemindeki kesme dalgasının en etkili doğal periyodu, zeminin kendi doğal periyodu veya maksimum deplasmanın oluştuğu periyottur.

Idriss ve Seed (1968) aşağıdaki bağıntıyı önermişlerdir:

$$T = \frac{4h}{C_S} \tag{4.16}$$

Eğer yer hareketi kesme dalgalarına bağlıysa ve ortamın sert bir tabakayla kaplı sabit yumuşak zemin tabakasından oluştuğu sanılıyorsa h zemin tabakasının kalınlığı olmaktadır (St. John ve Zahrah 1987).

Yer deplasman tepki genliği A, yatay bir hat boyunca yer hareketinin uzaysal değişimleri gösterir ve yer özel yüzey altı şartlarından elde edilmelidir. Genellikle deplasman genliliği dalga uzunluğunun artmasıyla artar. Deplasman genliği A ve dalga boyu L olan bir sinüsodial dalga ele alındığı takdirde, A aşağıdaki denklemlerden elde edilebilir.

Serbest alan eksenel birim kısalmalar için:

$$\frac{2\pi A}{L} = \frac{V_s}{C_S} \sin\ \phi \cos\ \phi \tag{4.17}$$

Serbest alan eğilme birim kısalmaları için:

$$\frac{4\pi^2 A}{L^2} = \frac{a_s}{C_S} \cos^3 \phi \tag{4.18}$$

- Dairesel tünellerin ovalleşme deformasyonları;

Eğilme deformasyonlarına ait ilk çalışmalar, Peck tarafından 1972 yılında yapılmıştır. Bu çalışmalar Burns ve Richard'ın 1964 ve Hoeg'in 1968 yılında yapmış olduğu çalışmalara dayanmaktadır. Peck dış yükleme şartları altında oluşan eğilme momentleri, deplasmanlar ve itme kuvvetleri açısından kapalı form çözümlerini önermiştir. Tünel hattının tepkisi yapının sıkışabilirlik ve uzayabilirlik oranının, arazi örtü basıncının (γ.h) ve sükunetteki toprak basıncının bir fonksiyonudur. Kesme dalgalarından oluşan sismik yüklemeleri uyarlamak için, serbest alan kesme gerilmesi arazi örtü basıncı ile yer değiştirilir ve alan basit kesme durumunun bir benzerini yapmak için sükunetteki toprak basıncı değeri (-1) olarak atanır. Kesme gerilmesi ayrıca birim kayma deformasyonun bir fonksiyonu olarak açıklanabilir.

Tünelin onu çevreleyen zemine göre olan rijitliği sıkışabilirlik ve esneyebilirlik oranları (C ve F) ile belirlenir. Bunlar sırasıyla yapı ile ilgili olarak ortamın uzama ve eğilme rijitliğinin (ovalleşmeye karşı direnç) ölçüsüdürler.

$$C = \frac{E_m\left(1-\upsilon_l^2\right)r}{E_l t(1+\upsilon_m)(1-2\upsilon_m)} \tag{4.19}$$

$$F = \frac{E_m\left(1-\upsilon_l^2\right)R^3}{6E_l I(1+\upsilon_m)} \tag{4.20}$$

Buradaki E_m ortamın elastisite modülü, I tünel hattının eylemsizlik momenti (birim genişlik için) dairesel hatlar için R yarıçap ve t ise tünel hattının kalınlığıdır.

Normal ayrılma olmadan ve böylece kesme kuvvetinin de olmadığı tam kayma koşulları dikkate alındığında, birim çap deformasyonu, maksimum itme, ve eğilme momenti şu şekilde açıklanabilir (Wang, 1993):

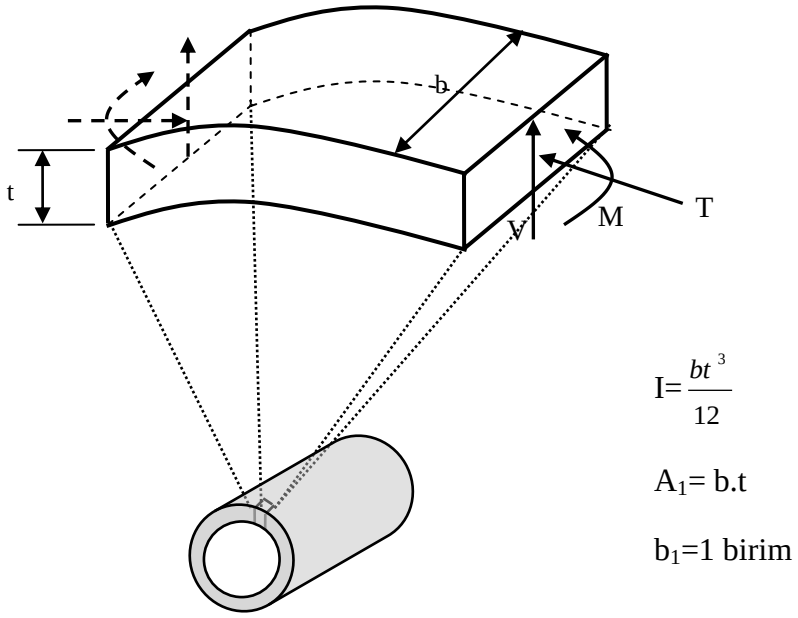
$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{max} \tag{4.21}$$

$$T_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\upsilon_m)} r \gamma_{max} \tag{4.22}$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\upsilon_m)} r^2 \gamma_{max} \tag{4.23}$$

Burada $K_1 = \frac{12(1-\upsilon_m)}{2F + 5 - 6\upsilon_m}$ (4.24)

Bu kuvvetler ve momentler Şekil 4.14 de gösterilmiştir. Tam kaygan hat tepki katsayısı (K_1) ile esneklik oranı arasındaki ilişki Şekil 4.15 de gösterilmiştir.



Şekil 4.14 Tünel aksına dik olarak yayılan sismik dalgaların sebep olduğu kuvvet ve momentler

Yapılmış olan çeşitli çalışmalara göre ara yüzeydeki kayma sadece yumuşak zeminde olan tüneller için ve sert sismik yükleme durumları için geçerlidir. Çoğu

tüneller için ara yüzey şartları tam kaygan ve kaygan olmama arasındadır. Bu yüzden iki durumda kritik hat kuvvetleri ve deformasyonlar bakımından araştırılmalıdır. Bununla birlikte basit kesme altındaki tam kayma varsayımları tahmin edilemeyen önemli maksimum itmelere sebep olabilir. Bu yüzden tam zemin sürekliliğinin kaymasız varsayımının, hat itme tepki değerlendirilmesinde yapılması tavsiye edilir.

$$T_{\max} = \pm K_2 \tau_{\max} r = \pm \frac{1}{6} K_2 \frac{E_m}{(1+\upsilon_m)} r\gamma_{\max} \tag{4.25}$$

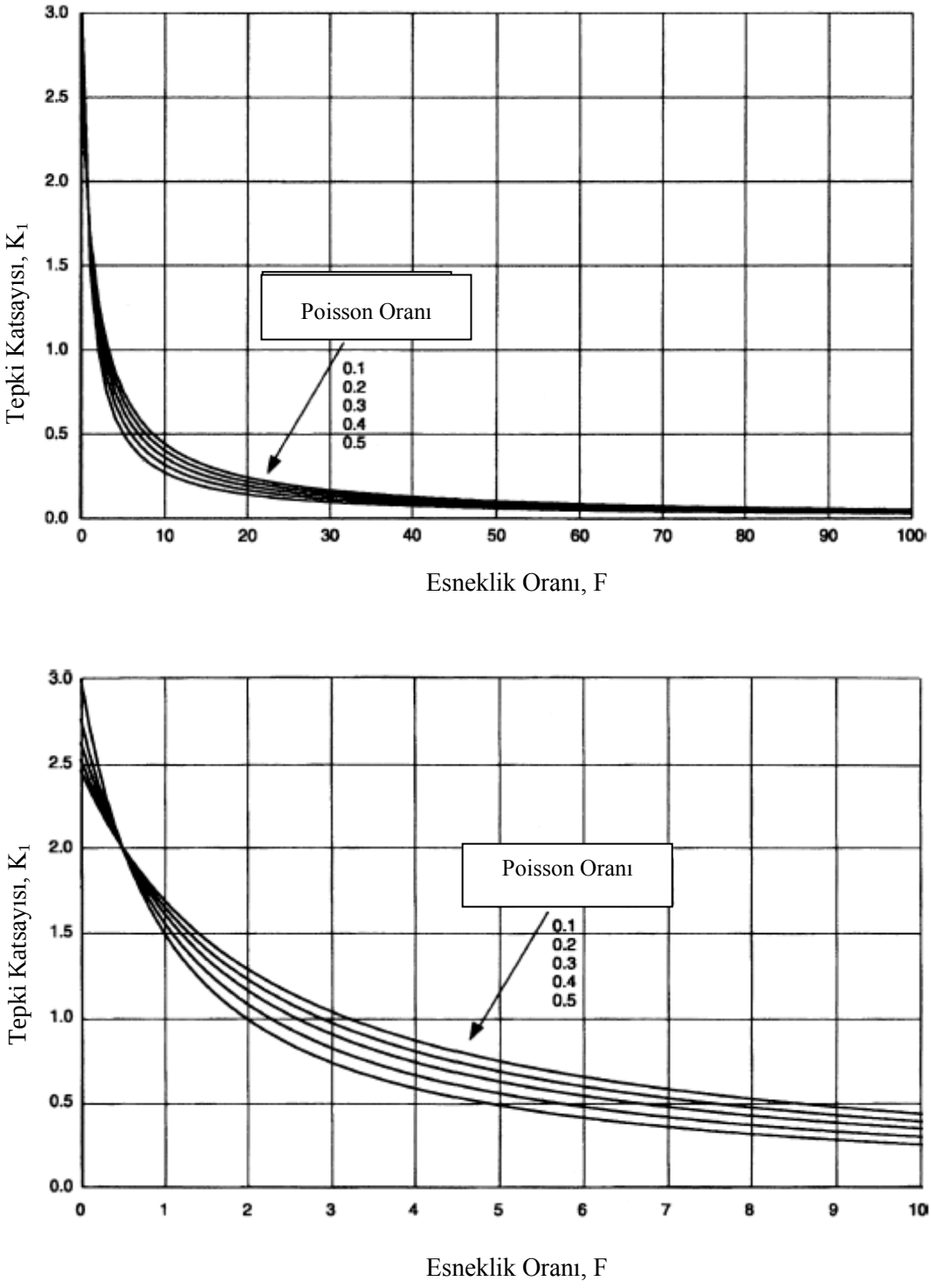
$$K_2 = 1 + \frac{F\left[(1-2\upsilon_m) - (1-2\upsilon_m)C\right] - \frac{1}{2}(1-2\upsilon_m)^2 + 2}{F\left[(3-2\upsilon_m) + (1-2\upsilon_m)C\right] - C\left[\frac{5}{2} - 8\upsilon_m + 6\upsilon_m^2\right] + 6 - 8\upsilon_m} \tag{4.26}$$

Şekil 4.16 da gösterildiği gibi, zemin poisson oranı 0.5 den küçük olduğu zaman, sismik olayların neden olduğu itmeler, sıkışabilirlik ve süneklik oranlarının azalmasıyla artar. Poisson oranı 0.5 değerine yaklaştıkça (doygun drenajsız kil), itme tepkisi sıkışabilirlikten bağımsızdır. Çünkü zeminin sıkıştırılamadığı dikkate alınır (Wang, 1993).

Normalize edilmiş hat deformasyonları, hat tepkisinde süneklilik oranının öneminin bir göstergesi olmaktadır ve şu şekilde tanımlanmıştır (Wang, 1993):

$$\frac{\Delta d_{lining}}{\Delta d_{free-field}} = \frac{2}{3} K_1 F \tag{4.27}$$

Bu denkleme ve Şekil 4.17 e göre süneklik oranını birden küçük olduğu zamanlarda tünel hatlarındaki deformasyon serbest alandan daha az olacaktır (yani yumuşak zeminde sert hattın olması durumu). Süneklik oranı arttıkça, hattın şekil değiştirmesi serbest alandan daha fazla olmakta ve boşluklu zemin deformasyonlarına eşit olan üst sınırlara ulaşabilmektedir. Bu şartlar süneklik oranı çok büyük oldukça devam eder.



Şekil 4.15 Dairesel tünellerde ve tam kayma arayüzey durumunda hat tepki katsayısı ve esneklik oranı

Penzien ve Wu (1998) tünel hatlarında eğilme deformasyonlarından ötürü oluşan itme, kesme ve momentler için benzer kapalı form elastik çözümler geliştirmişlerdir. Penzien (2000) dikdörtgen ve dairesel tünellerin eğilme deformasyonlarını değerlendirmek için analitik bir işlem geliştirdi.

Yapının şekil değiştirmesini tahmin etmek için, hat zemin eğilme oranı şu şekilde tanımlanır:

$$R = \frac{\Delta_{structure}}{\Delta_{free-field}} \tag{4.28}$$

Dairesel tünel halinde, R hattın çap deformasyonun serbest alan çap deformasyonuna oranıdır. Tam kayma durumu varsayıldığında, dairesel tünel hatlarında sismik olaylar sırasında zemin yapı etkileşiminin sebep olduğu itme, moment ve kesmeler için çözümler Penzien tarafından şu şekilde açıklanmıştır.

$$\pm \Delta d^{n}_{lining} = \pm R^{n} \Delta d_{free-field} \tag{4.29}$$

$$T(\theta) = -\frac{12 E_1 I \Delta d^{n}_{lining}}{d^3 (1-\upsilon_1^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \tag{4.30}$$

$$M(\theta) = -\frac{6 E_1 I \Delta d^{n}_{lining}}{d^2 (1-\upsilon_1^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \tag{4.31}$$

$$V(\theta) = -\frac{24 E_1 I \Delta d^{n}_{lining}}{d^3 (1-\upsilon_1^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \tag{4.32}$$

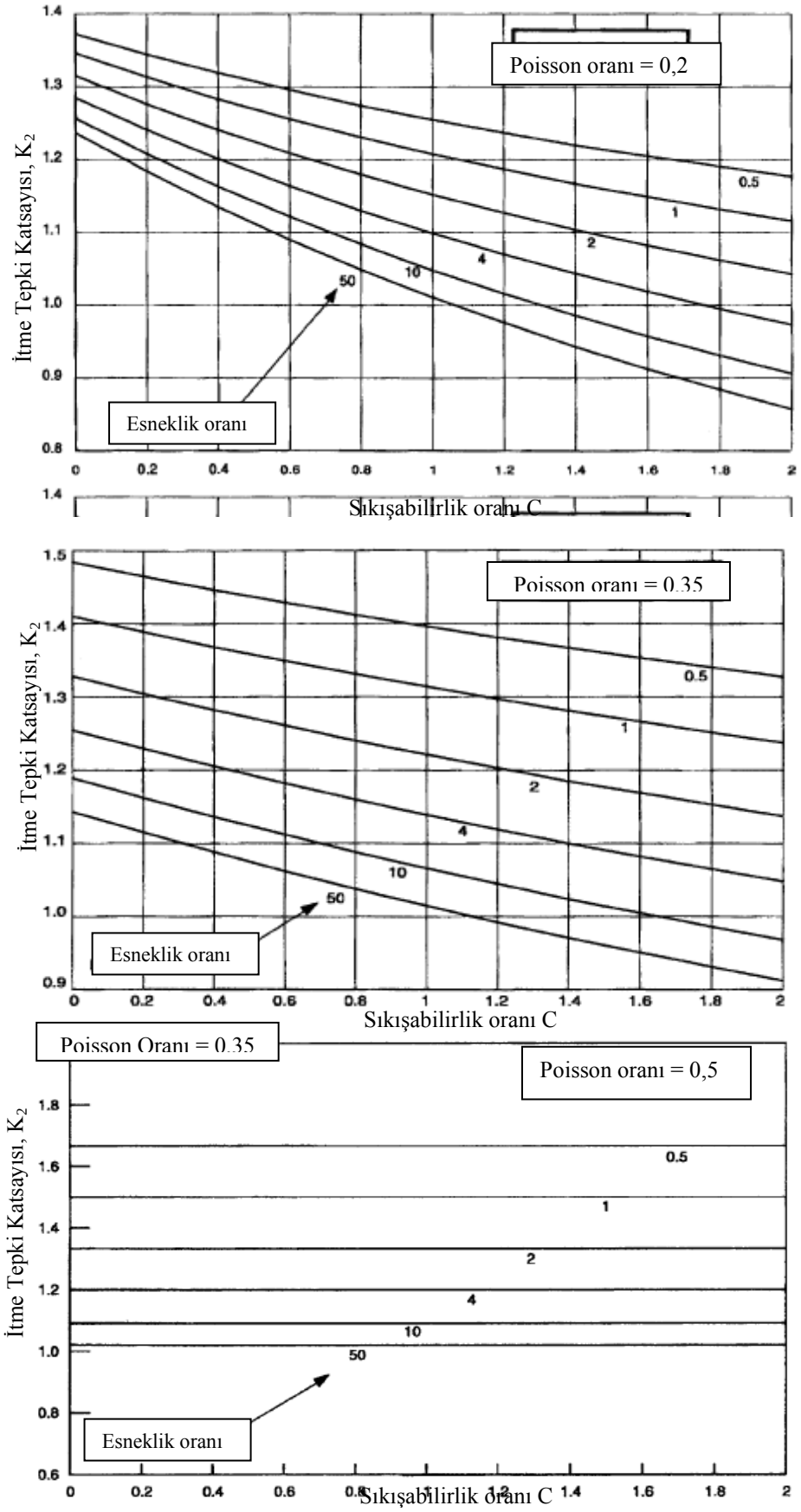
Sadece normal yükleme altında hat zemin eğilme oranı şu şekilde tanımlanır:

$$R^{n} = \pm \frac{4(1-\upsilon_m)}{(\alpha^{n}+1)} \tag{4.33}$$

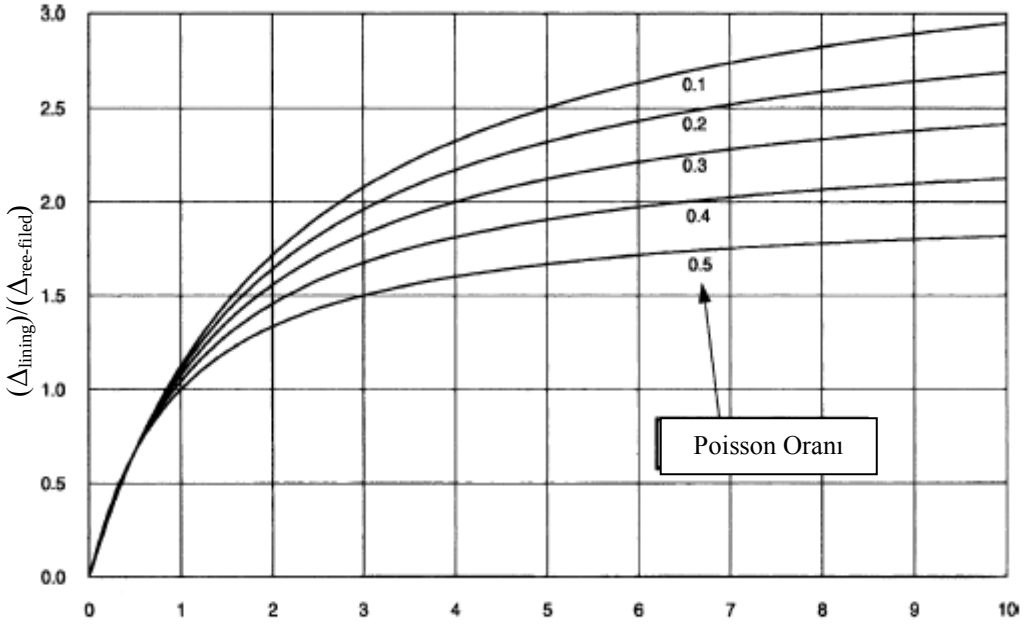
$$\alpha^{n} = \frac{12 E_1 I (5-6\upsilon_m)}{d^3 G_m (1-\upsilon_1^2)} \tag{4.34}$$

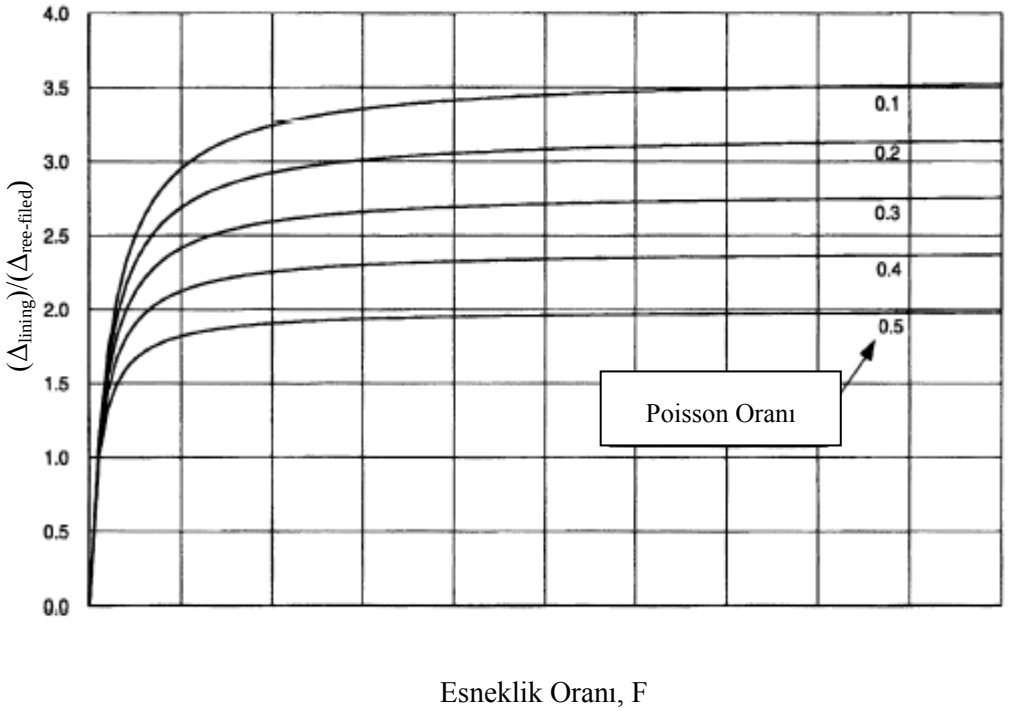
Dairesel hatlardaki aşağıda belirtilen kuvvet bileşenleri için işaretlerin gösterimi Şekil 4.18 de verilmiştir. Kaymanın olmadığı durumda formülasyonlar şu şekilde olmaktadır.

$$\pm \Delta d^{n}_{lining} = \pm R \Delta d_{free-field} \tag{4.35}$$



Şekil 4.16 İtme tepki katsayısı ve sıkışabilirlik oranı arasındaki ilişki





Şekil 4.17 Normalize edilmiş hat deformasyonu ve esneklik oranı

$$T(\theta) = -\frac{24 E_1 I \Delta d_{lining}}{d^3 (1-\upsilon_1^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \tag{4.36}$$

$$M(\theta) = -\frac{6 E_1 I \Delta d_{lining}}{d^2 (1-\upsilon_1^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \tag{4.37}$$

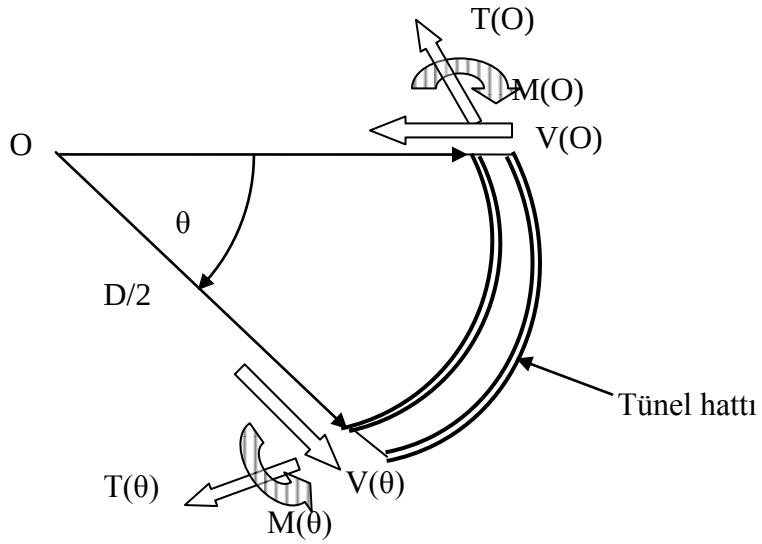
$$V(\theta) = -\frac{24 E_1 I \Delta d_{lining}}{d^3 (1-\upsilon_1^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \tag{4.38}$$

Burada tanımlanan

$$R = \pm \frac{4(1-\upsilon_m)}{(\alpha + 1)} \tag{4.39}$$

$$\alpha = \frac{12 E_1 I (5 - 6\upsilon_m)}{d^3 G_m (1-\upsilon_1^2)} \tag{4.40}$$

Penzien'in çözümlerinde (2000) tam kayma durumu için itme ve moment değerleri ile 1993 yılında Wang'ın bulduğu değerler birbirine çok yakın çıkmıştır. Bununla birlikte kaymanın olmadığı durum için Wang tarafından elde edilen itme değeri, Penzien tarafından bulunan değerle kıyaslandığında biraz daha büyük olduğu görülmüştür (bakınız uygulama 4). Bu sonuç 1996 yılında Power tarafından da belirlenmiştir. Bu farklılığın sebebi hala araştırılmaktadır.



Şekil 4.18 Dairesel hatlarda kuvvet bileşenleri için işaretlerin gösterilmesi

- Dikdörtgen tünellerin eğilme deformasyonları;

Yüzeysel ulaşım tünelleri genellikle kutu şeklinde ve aç kapa metodu ile yapılırlar. Bu tünellerin sismik karakteristikleri dairesel tünellerden oldukça farklıdır. Bir kutu çerçeve statik yükleri dairesel bir tünel kadar emniyetli bir şekilde iletemez. Bu yüzden aç kapa çerçevenin duvarları ve döşemeleri daha kalın ve böylece daha rijit olma ihtiyacını gösterir. Aç kapa yapılarının dizaynı zemin yapı etkileşimini dikkatli bir şekilde göz önüne almayı gerektirir. Bunun sebebi artan yapısal rijitlik ve yüzeysel gömülü olduğu için daha çok olan yer deformasyonlarıdır. Sismik yer deformasyonları iki sebepten dolayı yüzeye yakın olan yapılarda büyük olma eğilimindedir.

1. Düşük örtü basıncından ötürü çevresindeki zeminin azalan rijitliği

2. Yer yükseltme etkileri.

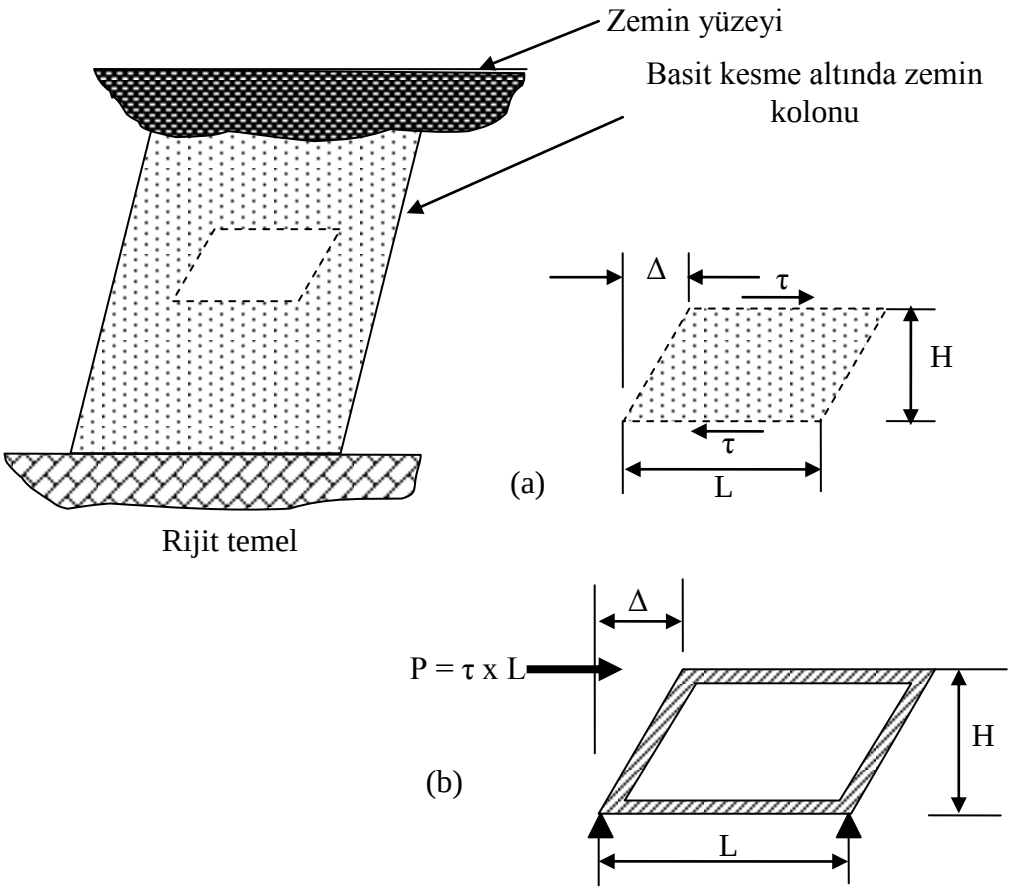
Duvar arkası dolgu zemini, arazi zemininden farklı özelliklere sahip sıkıştırılmış malzemeleri içerebilir. Bu malzemelerinde birbirinden farklı sismik tepkileri olabilir (Wang, 1993).

Kutu yapıların yapısal rijitliği hesaplanan birim deformasyonları önemli bir şekilde düşürür. Serbest alan birim deformasyonlarına göre dizayn edilen bu tür yapılar aşırı güvenli bir şekilde yapılmaktadır (Hwang ve Lysmer, 1981). Tünel zemin etkileşim problemleri için kapalı form çözümler dairesel tünellerde uygun olmakla birlikte dikdörtgen tüneller için uygun olmamaktadır. Bunun sebebi bu yapılarda çok değişken geometrik karakteristiklerin bulunmasıdır. Dizayn kolaylığı için dinamik zemin etkileşim etkilerini dikkate almak için basit ve pratik yöntemler geliştirilmiştir (Wang, 1993).

Birkaç faktör zemin yapı etkileşim etkisine katkıda bulunur. Bunlar zemin yapı arasındaki rölatif rijitlik, yapı geometrisi, girdi deprem hareketleri ve tünel gömülme derinliğidir. En önemli faktör yapıya göre zeminin basit kesmedeki rijitliğidir.

Şekil 4.19 da gösterildiği gibi basit kesme durumu altında bir zemin kolonu içerisinde bir dikdörtgen zemin elemanı dikkate alalım. Zemin elemanı basit kesme gerilmesine maruz bırakıldığı zaman kesme birim deformasyonu veya açısal şekil değiştirmesi şu şekilde tanımlanır (Wang, 1993).

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H} = \frac{\tau}{G_m} \tag{4.41}$$



Şekil 4.19 Zemin ve dikdörtgen çerçeve arasındaki rölatif rijitlik (a) serbest alan zemin ortamının eğilme deformasyonu (b) dikdörtgen çerçevenin eğilme deformasyonu

Bu denklemin yeniden düzenlenmesinden sonra, parçanın eğilme veya kesme rijitliği, kesme gerilmesinin ona karşılık olan açısal şekil değişikliğine oranı olarak yazılabilir.

$$\frac{\tau}{\gamma_s} = \frac{\tau}{\Delta / H} = G_m \tag{4.42}$$

Uygulanan kesme gerilmesi yapının genişliğince toplanarak yoğunlaştırılmış bir kuvvete, P ye çevrilebilir. Bu durum açısal şekil değiştirme için aşağıda verilen açıklama ile sonuçlanır.

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H} = \frac{P}{HS_1} = \frac{\tau W}{HS_1} \tag{4.43}$$

$$\frac{\tau}{\gamma_s} = \frac{\tau}{\Delta / H} = \frac{S_1 H}{W} \tag{4.44}$$

S_1, yapının birim eğilme deformasyonunu sağlamak için gerekli olan kuvvete denir. Yapının esneklik oranı önceden ele alındığı gibi hesaplanabilir:

$$F = \frac{G_m W}{S_1 H} \tag{4.45}$$

Bu açıklamalarda, birim yoğunlaşmış kuvvetin sebep olduğu birim eğilme rijitliği basitçe yanal eğilme yön değiştirmesi karşılığı olmak üzere $S_1 = 1/\Delta_1$ e eşittir.

Keyfi düzenlenmiş bir dikdörtgen çerçeve için süneklik oranı, geleneksel çerçeve analizi kullanılarak basit çerçeve analizinin yapılmasıyla belirlenebilir. Bazı basit çerçeveler için süneklik oranı bilgisayar analizine gerek kalmadan hesaplanabilir. Örneğin tavan ve iç döşemenin eylemsizlik momentlerinin (I_R) ye yan duvarların eylemsizlik momentinin (I_W) ye eşit olduğu bir çerçeve için süneklik oranı şu şekilde hesaplanır (Wang, 1993):

$$F = \frac{G_m}{24}\left(\frac{H^2 W}{EI_W} + \frac{HW^2}{EI_R}\right) \tag{4.46}$$

E : Çerçevenin düzlem gerilme elastisite modülü

Tavan döşeme eylemsizlik momentinin (I_R), iç döşeme eylemsizlik momentinin (I_I) ve yan duvar eylemsizlik momentinin (I_W) ye eşit olduğu bir çerçeve için süneklik oranı

$$F = \frac{G_m}{12}\left(\frac{H^2 W}{EI_W}\Psi\right) \tag{4.47}$$

eşittir.

Buradaki Ψ

$$\Psi = \frac{(1+a_2)(a_1+3a_2)^2 + (a_1+a_2)(3a_2+1)^2}{(1+a_1+6a_2)^2} \tag{4.48}$$

$$a_1 = \left(\frac{I_R}{I_I}\right) \tag{4.49}$$

$$a_2 = \left(\frac{I_R}{I_W}\right)\left(\frac{H}{W}\right) \tag{4.50}$$

- Yapısal Ovalleşme ve Ovalleşme Katsayısı;

Dikdörtgensel yapı için ovalleşme katsayısı, normalize edilmiş olan yapı ovalleşme şekil değiştirmesinin serbest alan zemin şekil değiştirmesine oranı olarak tanımlanabilir (Wang, 1993).

$$R = \frac{\Delta_{structure}}{\Delta_{free-field}} = \frac{\left(\frac{\Delta_{structure}}{H}\right)}{\left(\frac{\Delta_{free-field}}{H}\right)} = \frac{\gamma_{structure}}{\gamma_{free-field}} \tag{4.51}$$

Buradaki γ : açısal şekil değiştirme, Δ : yanal ovalleşme deformasyonudur.

Sonlu elemanlar analizi sonuçları göstermiştir ki zemin ve yapı arasındaki göreceli rijitlik, ovalleşme deformasyonundan dolayı yapının şekil değiştirmesi üzerinde önemli bir etkiye sahiptir.

$F \to 0.0$ Yapı rijit, bu yüzden yapı zeminde oluşan şekil değiştirmelere rağmen yıkılmayacaktır.

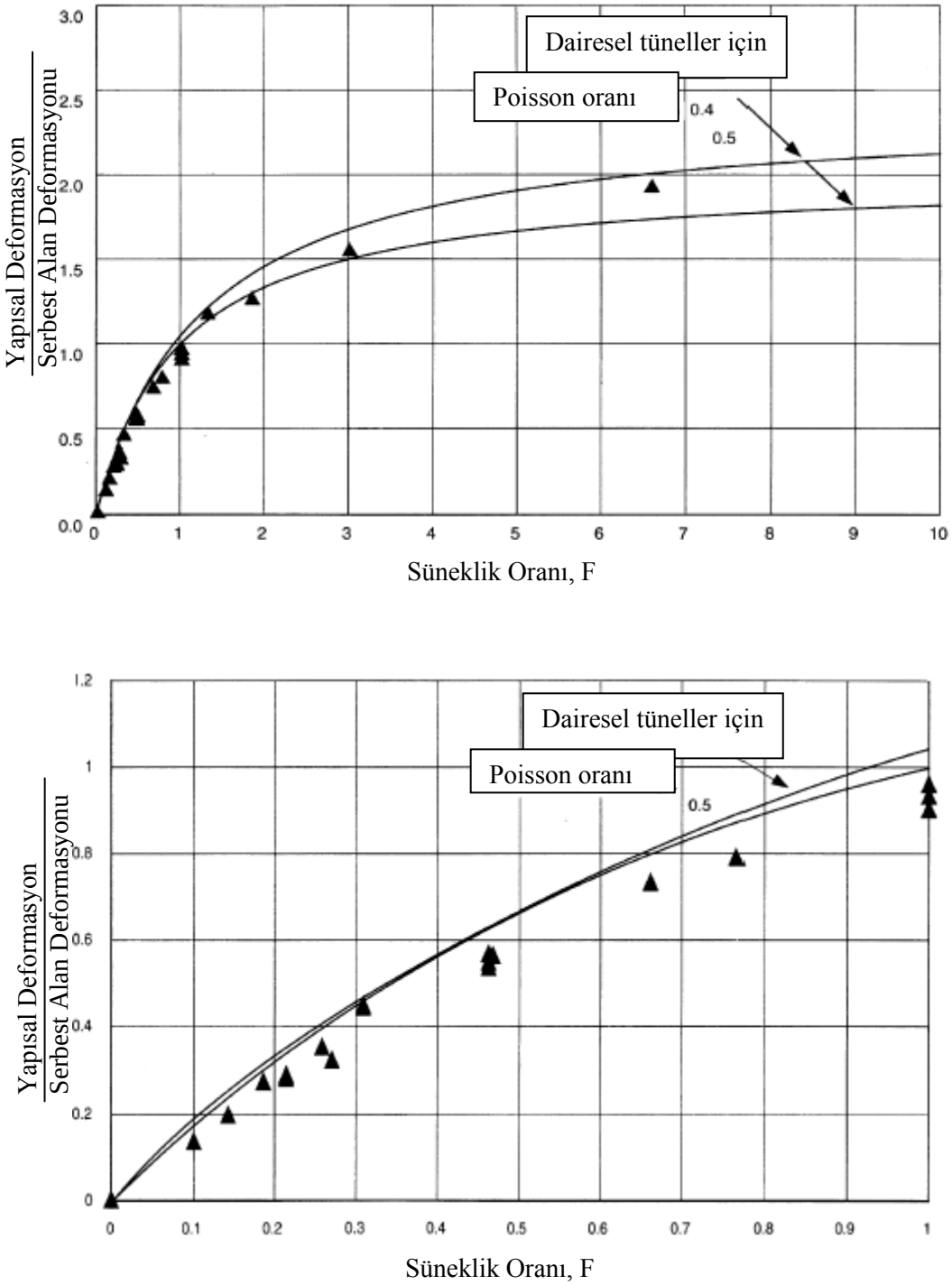
$F < 1.0$ Yapı içinde bulunduğu ortama göre rijittir. Bundan dolayı deformasyon ve hasar az olacaktır.

$F = 1.0$ Yapı ve içinde bulunduğu ortam eşit rijitliğe sahiptir. Bu yüzden yapı yaklaşık olarak serbest alan şekil değiştirmesine maruz kalır.

$F > 1.0$ Yapının ovalleşme şekil değiştirmesi serbest alanla ilgili olarak yükseltilir. Yinede bu dinamik yükseltmeden dolayı değildir. Şekil değiştirme yükseltilir çünkü ortamda bir boşluk bulunmaktadır.

$F \to \infty$ Yapının rijitliği yoktur, bu yüzden yapı aynı delikli zeminlerde ki gibi deformasyonlara uğrayacaktır.

Yapılan çalışmalar göstermiştir ki belirli bir süneklik oranı için dikdörtgen bir tünelin dairesel bir tünele göre normalize edilmiş şekil değiştirmesi yaklaşık olarak %10 daha azdır (Şekil 4.20). Bu sonuç, dairesel tünel tepkisinin benzer süneklik oranına sahip dikdörtgen yapı için üst sıçrayış olarak kullanılmasına izin verir. Ayrıca bu sonuç göstermektedir ki dikdörtgen tüneller için geleneksel dizayn uygulaması, yumuşak zeminlerdeki rijit yapılarla alakalı durumlar için çok tutucudur ($F < 1.0$). Buna mukabil, süneklik oranının $F > 1.0$ olması durumunda, serbest alan deformasyon metoduna göre dizayn edilen bir dikdörtgen tünelin tünel tepkisinin



İçi dolu üçgenler : dikdörtgen tüneller için
Çigiler : dairesel tüneller için

Şekil 4.20 Dairesel ve dikdörtgen tüneller için normalize edilmiş yapı

düşük olarak tahmin edilmesiyle karşı karşıya kalınmaktadır. Yapısal açıdan bakıldığında bu durum önemli bir endişe kaynağı sayılmayabilir. Çünkü bu durum süneklik oranları çok rijit ortamları işaret etmektedir. Böylece küçük serbest alan deformasyonları oluşmaktadır. Bu durum aslında büyük deformasyonları absorbe edebilen oldukça sünek yapıları da işaret edebilir (Wang, 1993).

Ovalleşme deformasyonları eşdeğer statik yükleme metodunun kullanıldığı yeraltı yapılarında da kullanabilir. Bu durum Şekil 4.21 de gösterilmeye çalışılmıştır. Derin gömülü dikdörtgen yapılar için, genellikle kesme kuvvetlerine bağlanan ovalleşmelerin çoğu tavanın dış yüzeyinde oluşmaktadır. Yükleme tavan ve duvarın birleştiği yere yoğunlaştırılmış bir kuvvet olarak basitleştirilir (Şekil 4.21a). Yüzeysel dikdörtgen tüneller için, zeminle tavan arayüzeyi arasında oluşan kesme kuvveti aşırı yüklemenin artmasıyla artar. Yapıda ovalleşmeye sebep olan en etkili dış kuvvet zemin ile tavan arasındaki kesme kuvvetinden, yan duvarlar boyunca oluşan normal toprak basıncına doğru yavaş yavaş kayabilir. Bu yüzden üçgen basınç dağılımı modele Şekil 4.21b de gösterildiği gibi uygulanır. Genellikle, üçgen basınç dağılım modeli dikdörtgen yapıların alt noktaları için daha kritik moment kapasite değerleri bulur. Buna karşın yoğunlaştırılmış kuvvet metodu tavan duvar birleşim noktalarında daha kritik moment sonuçları vermektedir (Wang, 1993).

Yukarıdaki görüş homojen zeminlerde bulunan yeraltı yapılarını kapsamaktadır. Eğer yeraltı yapısı yumuşak ve sert zeminler arasında kalıyorsa, uygulanan analiz bu iki zemin arasında değişen yer hareketlerini ve kesme deformasyonlarını izah etmelidir.

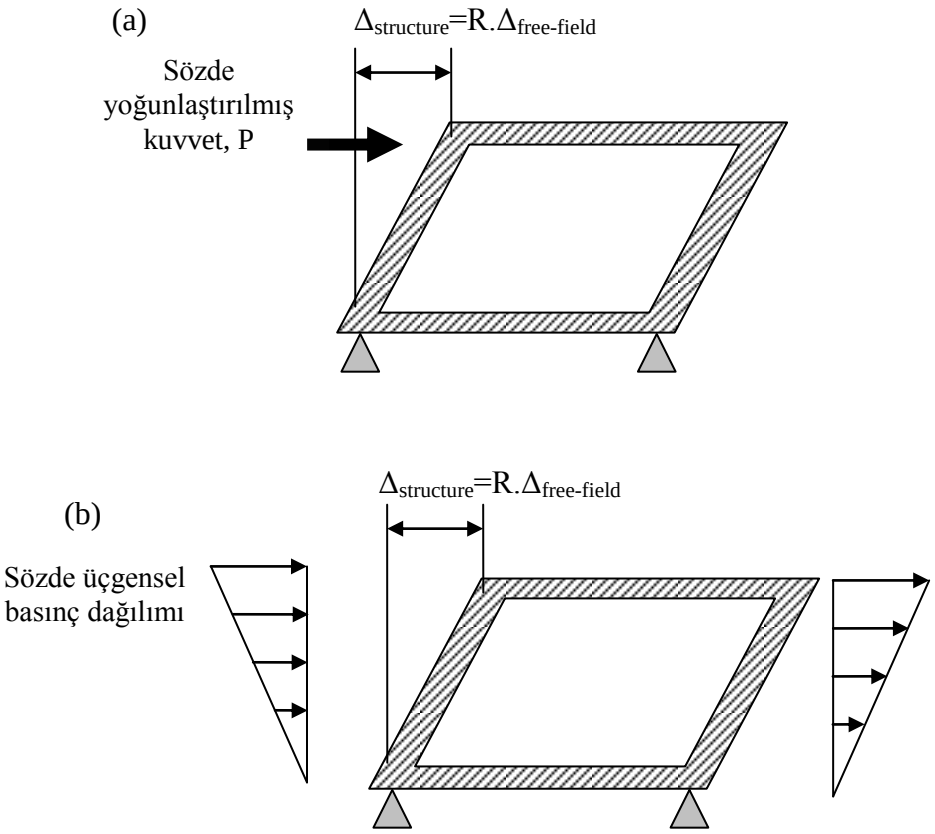
- Adım Adım Dizayn Yöntemi;

Dikdörtgen yapıların dizaynı için basitleştirilmiş çerçeve analizi yeterli ve makul bir dizayn yaklaşımı olarak kabul edilebilir. Takip eden bölümde böyle bir analiz için adım adım yapılacaklar anlatılmıştır.

1. Yapının temel ön dizaynı yapılır ve statik dizayndaki elemanların ilk boyutları ve uygun dizayn gereksinimleri belirlenir.

2. Zeminin serbest alan kesme birim deformasyonlarının toplam deformasyonlara oranı, $\Delta_{\text{free-field}}$, düşey yayılan yatay kesme dalgaları kullanarak tahmin edilir.

3. Serbest alan ortamı ile yapı arasındaki göreceli rijitlik (esneklik oranı) belirlenir.



Şekil 4.21 Basitleştirilmiş çerçeve analizi modelleri: (a) derin tüneller için sözde yoğunlaştırılmış kuvvet (b) yüzeysel tüneller için sözde üçgensel basınç dağılımı

4. (4.51) de tanımlanan ve Şekil 4.20 de gösterildiği gibi süneklik oranına bağlı ovalleşme katsayısı (R) belirlenir.

5. Yapının gerçek ovalleşme deformasyonun $\Delta_{structure} = R \cdot \Delta_{free-field}$ olarak hesaplanır.

6. Basit bir çerçeve analizinde depremselliğin neden olduğu ovalleşme deformasyonu etki ettirilir.

7. Diğer yükleme bileşenlerinden gelen eleman iç kuvvetleri ovalleşmeye eklenir. Eğer kalıcı olan yapı sükunetteki toprak basıncına göre dizayn edilirse, depremden önce veya sonra oluşacak basınçlarda meydana gelecek artışı dikkate almaya gerek yoktur. Eğer yapı aktif toprak basıncına göre dizayn edilirse hem aktif hem de sükunetteki basınçlar dinamik yükler için kullanılmalıdır.

8. Eğer 7. maddeden çıkan sonuçlar yapının uygun kapasiteye sahip olduğunu gösterirse dizaynın yeterli olduğu düşünülür. Aksi takdirde devam edilir.

9. Eğer yapının eğilme dayanımı madde 7 deki değeri aşıyor ise elemanların dairesel sünekliği kontrol edilir. Eğer elastik olmayan deformasyonlar ortaya çıkarsa özel dizayn şartları yerine getirilmelidir. İşletme dizayn depremi için deformasyon sonuçları elastik sınırlar içinde tutulmalıdır. Küçük elastik olmayan deformasyonlar proje-özel performans gereksinmelerine bağlı olarak kabul edilebilir veya edilmeyebilir. Maksimum dizayn depremi için mümkün olan işleyiş değerlendirilmeli. ACI 318 gereğince momentlerin yeniden dağlımı kabul edilebilir olmalı. Ayrıca oluşan plastik mafsalların durumu da kabul edilebilir şekilde olmalıdır. Eğer plastik mafsallar oluşursa süneklik oranı tekrar hesaplanmalı ve analiz 3. aşamadan itibaren tekrar başlatılmalıdır.

10. Eğer dayanım ve süneklik gereksinmelerini karşılanmıyorsa veya elastik olmayan deformasyon sonuçları izin verilen sınırları aşıyor ise yapı tekrardan yapının performans hedeflerine bağlı olarak dizayn edilmelidir.

11. Yapısal elemanların boyutları gerektiği kadar modifiye edilir. Eğer plastik dizayn bağlamında sınır şartlar herhangi bir noktada aşılmıyorsa dizayn tamamlanmıştır. Donatı oranında gevrek davranıştan kaçınmak için ayarlamaya ihtiyaç duyulabilir. Statik veya sözde statik yükler altında, maksimum kullanılabilir basınç birim beton deformasyonu eğilme için 0.004, normal yükleme için 0.002 dir.

Ovalleşme deformasyonlarına ek olarak aç-kapa yapıların dizaynında düşey ivmelerden ve sürtünmesel toprak sürüklenmelerinden oluşan yükler dikkate alınmalıdır. Düşey sismik kuvvetler aç kapa tünel yapısının tavanına, tahmin edilen pik düşey zemin ivmesinin dolgu kütlesi ile çarpılmasından elde edilen miktar kadar kuvvet uygularlar. Bu durum dikkatle incelenmeli ve gerekli önlemler alınmalıdır.

- Dinamik Toprak Basıncı;

Aç kapa tünel yapılarındaki dinamik toprak basıncı yapının dış yüzeyi boyunca kompleks kesmenin ve normal gerilme dağılımlarının şeklini alır. Bu dış kuvvetlerin tam olarak miktarının belirlenmesi için dikkatlice yapılacak olan dinamik zemin-yapı analizine ihtiyaç vardır.

Dinamik toprak basıncı metotları genellikle yapının çevresindeki zeminin içsel kuvvetlerinden oluşan deprem yükleri olarak dikkate alınır. Yanal toprak basınçlarındaki arıtışı belirlemek için çoğunlukla kullanılan metot Mononobe-Okabe metodudur. Bu metot 1970 yılında Seed ve Whitman tarafından da önerildiği gibi

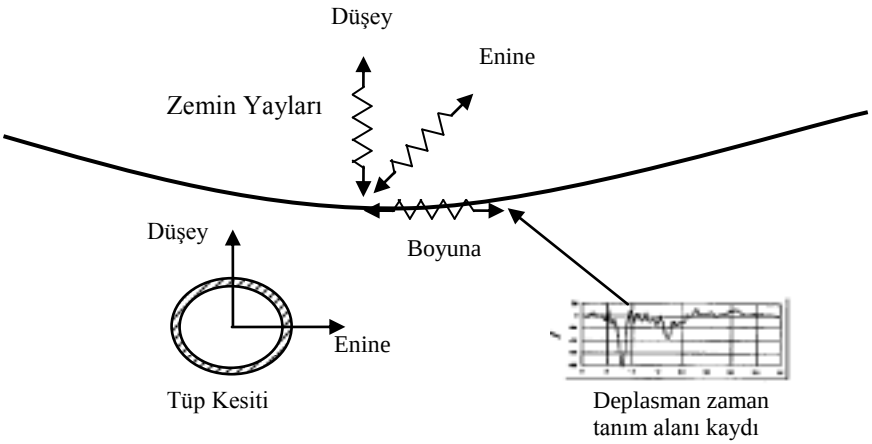
ayrıca Japon İnşaat Mühendisleri Birliği (JSCE) tarafından da kabul görmüştür. Bu metot dinamik toprak basınçlarını, zemin özellikleri ve belirlenmiş olan sismik katsayı ile ilişkilendirip hesaplamaktadır. Mononobe-Okabe metodu ilk olarak yeraltında bulunan istinat duvarları için geliştirilmiş olup, duvar arkasında kalan zeminin hareket etmesi esasına göre geliştirilmiştir. Bununla birlikte bir gömülü dikdörtgen yapısal çerçeve zeminle birlikte hareket edecektir.

Düzlem birim boy değiştirme altındaki dikdörtgen kesitler için Mononobe-Okabe metodu gerçekçi olmayan sonuçlara yol açmaktadır. Bu yüzden tipik tünel kesitleri için tavsiye edilmemektedir. Genellikle derin gömülü tünellerde, tahmin edilen yatay toprak basıncı daha az güvenilir olmaktadır. Çünkü sismik zemin hareketlerinde derinlikteki artışlar oldukça önemli olmaktadır. Bir önceki bölümde taslağı çizilen deplasman / deformasyon kontrol işlemleri tüneller için kullanılmalıdır.

- Sayısal Metotlar;

Yeraltı yapıları için sismik zemin-yapı etkileşim problemlerinin kompleks yapısı sayısal metotların kullanımını gerektirebilir. Özellikle bu durum aç kapa yapıları için daha da gerekli olmaktadır. Çünkü bu tür yapıların sismik hasarlarla karşı karşıya kalmaları daha muhtemeldir. Ayrıca dairesel olmayan şekle sahip veya değişen hatlara sahip maden tünellerinde basit kapalı form çözümlerin kullanımı imkansızlaşmaktadır.

Yeraltı yapıları için kullanılan sayısal analiz metotları yoğunlaştırılmış kütle / rijitlik metotları ile sonlu elemanlar ve sonlu farklar metotlarını içermektedir. Düşey ve eğilme deformasyonları analizi için en uygun yol üç boyutlu modelden yararlanmaktır. Yoğunlaştırılmış kütle metodunda tünel birkaç bölüme ayrılır. Bu bölümler birbirine, tünelin eksenel kesme ve eğilme rijitliklerini tarif eden yaylarla birbirine bağlanır. Zemin reaksiyonları yatay, düşey ve eksenel yaylarla temsil edilir (Hashash, 1998) (Şekil 4.22) ve analiz eşdeğer statik analiz olarak yürütülür. Tünel uzunluğu boyunca seçilen yerlerde ilk hesaplananlar serbest alan deplasman zaman tanım alanlarıdır. Zaman tanım alanı dalga yayılışının etkilerini de içermelidir. Hesaplanan serbest alan deplasman zaman tanım alanları statik analiz benzeri bir analizde, zemin tünel etkileşimini temsil eden yayların sonuna uygulanır. Eğer dinamik ve zaman tanım alanında analiz istenirse, uygun sönüm faktörleri yaylara ve yapıya dahil edilmelidir.

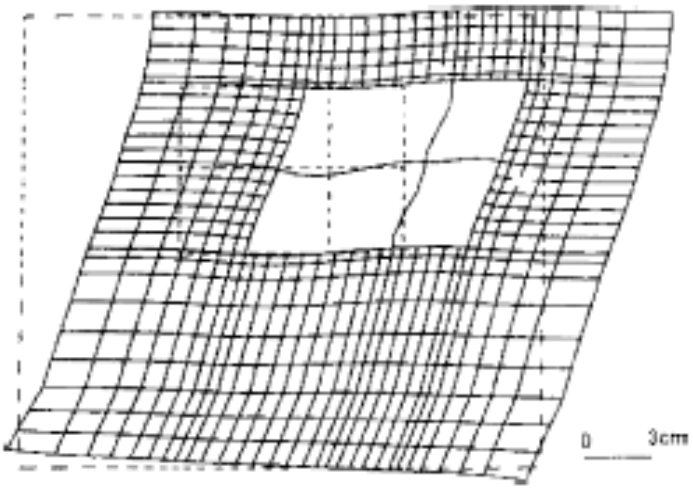


Şekil 4.22 Basitleştirilmiş üç boyutlu model

Sonlu farklar veya sonlu elemanlar modellerinde, çevredeki jeolojik ortam ya ayrılır yada zemin yaylarıyla temsil edilir. Bu modeller için var olan bilgisayar programları (code) FLAC^{3D}, SASSI, FLUSH, ANSYS-III, ABAQUS ve diğerlerini içerir. İki boyutlu ve üç boyutlu sonlu elemanlar ve sonlu farklar modelleri aç kapa tüneller ile delme tünellerin kesitlerini analiz etmede kullanılabilir (Şekil 23 ve 24). Şekil 4.24 de sonlu elemanlar metodu plastik davranış gösteren yapının bölümlerini kontrol etmek için kullanılmıştır.

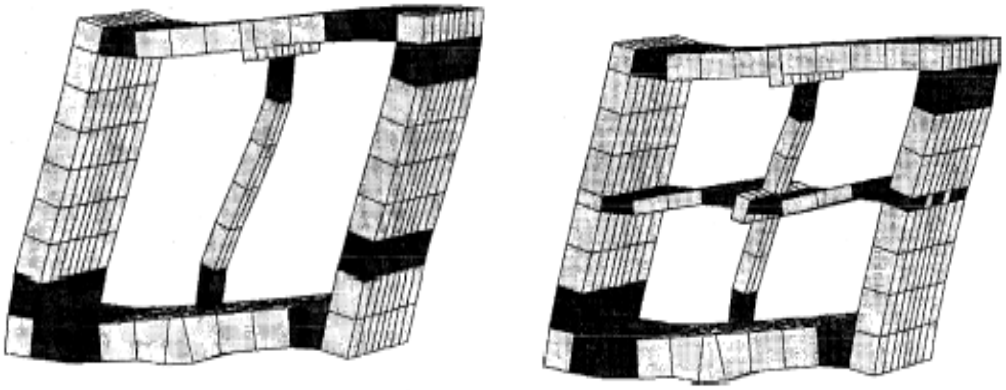
Hareketin zayıf düzlem boyunca olduğu jeolojik ortam şartlarındaki (kesme bölgeleri, yataklanma düzlemleri, birleşim yerleri) tünellerde, yerel gerilme yoğunlaşmaları ile kırılma ve göçmelerin oluşabileceği potansiyel durumlarda farklı eleman modellerin kullanıldığı analizler düşünülebilir. Bu modellerde, zemin / kaya kütlesi farklı blokların bir araya getirilmesi şeklinde modellenir. Bu bloklar sırasıyla ya rijit yada esnek malzemeler olarak modellenebilir. Zayıf düzlem boyunca bloklar arasındaki göreceli hareketler normal ve kesme doğrultularında kuvvet-deplasman ilişkisi kullanılarak modellenir. UDEC ve DDA bu tip analizler için olan iki bilgisayar programıdır.

Gomez-Masso ve Attalla (1984) detaylı sonlu elemanlar analizleri ile basitleştirilmiş tünel modellerini karşılaştıran geniş ve detaylı bir çalışma yapmışlardır. Çalışmalar sonucunda birkaç istisna hariç olmak üzere basitleştirilmiş metotların oldukça tutucu sonuçlar verme eğiliminde olduğu görülmüştür. Bu sonucun bir sebebi basitleştirilmiş metotların yapı-zemin etkileşim etkilerini dikkate almakta başarısız olmaları olmuştur.



Şekil 4.23 Aç kapa yapısındaki maksimum deplasman dağılımı

Önceden yapılan lineer analizler, serbest alan analizinden bulunan ovalleşme değerlerinden küçük olarak bulunmuşlarsa da Los Angeles Metro sistemindeki lineer olmayan analiz sonuçları (Sweet, 1997) yapısal ovalleşmenin serbest alandan daha büyük olduğunu göstermiştir. Bu durum hem lineer olmayan yapısal davranışın hem de serbest alan çevre frekans içeriğinin yapısal ovalleşme davranışına katkısı olduğu iddiasını desteklemektedir. Manoogian (1998) bir parametrik çalışma aracılığıyla yer hareketinin yeraltı yapılarının varlığından dolayı önemli derecede kuvvetlenebileceğini göstermiştir. Bununla birlikte bu çalışma zemini elastik yarı uzay ve tünel hattını da elastik olarak dikkate almıştır.



Şekil 4.24 Aç kapa yapısının deforme olmuş hali. Siyah olan bölgeler plastik mafsal olan kısımlardır.

4.6.3 Özel sismik Dizayn Konuları

4.6.3.1 Giriş Yapılarında ve İstasyonlarda Tünel Birleşim Noktaları

Yeraltı yapıları sık sık yapısal rijitlikte ve zemin şartlarında ani değişikliklerle karşı karşıya kalırlar. Bu durumlara örnek olarak (1) tünellerin binalarla yada istasyonlarla arasındaki birleşim noktaları; (2) tünellerin birleşim yerleri; (3) değişen rijitliklerin farklı jeolojik ortamlar arasındaki geçişleri; (4) tünellerde hareketin önlendiği yerel tutulmuş bölgeler. Bu gibi yerlerde rijitlikteki farklılıklar yapıda hareketlerin oluşmasına sebep olabilir. Bu durumda bu noktalarda gerilmelerin yoğunlaşmasına sebep olur. Bu arayüzey problemlerin en bilinen çözümü esnek birleşim bölgelerinin oluşturulması ile olabilmektedir.

Tünel yapısının rijit bir şekilde giriş yapılarına yada istasyonlara bağlandığı durumlar için, Yeh (1974) ve Hetenyi (1976) diferansiyel çapraz eğilmelerden dolayı tünel ve istasyon arayüzeyi arasında oluşan ek moment ve kesme gerilmelerini tahmin etmek için bir çözüm geliştirdiler.

Sismik birleşim noktalarının dizaynı hem uzunlamasına hem de enine yönde olmak üzere gereken ve izin verilen diferansiyel hareketlerin belirlenmesi ile başlamalıdır. Bu noktalar hem statik hem de dinamik toprak yüküne ve ayrıca su yüklerine hem depremden önce hem de sonrasında dayanabilecek şekilde dizayn edilmelidir. Bu bölümlerin sağlam kalmaları gerektiği gibi su geçirmez olarak da kalmaları gerekmektedir. Diferansiyel hareketler kapalı form çözümler veya sayısal metotlar kullanılarak hesaplanabilir. San Francisco Körfezi Hızlı Ulaşım Sistemi yeraltı yapılarında ve havalandırma binalarında bu hareketler dikey ve boyuna yönlerde olmak üzere ±37 ve ±150 mm olarak hesaplanmıştır.

Alameda Tüpleri güçlendirme dizaynı için iki ayrı dinamik zemin yapı etkileşim analizi giriş yapıları ve akan tüneller için uygulanmıştır. Tünel ve giriş binaları birbirinden bağımsız hareket edebilen yapılar olarak düşünülmüştür. Bir deplasman zaman tanım alanı, giriş binasının tünelin en sonundan tünele bağlandığı nokta için hesaplanmıştır. Giriş binası ile tünelin birleşim yeri hesaplanan iki deplasman tanım alanı arasındaki farka kendini uydurmak zorundadır. Bu analizler göstermiştir ki boyuna diferansiyel deplasmanlar önemli miktarda enine deplasmanlardan büyüktür.

Eğer sürekli dizayn kullanılırsa oldukça büyük kuvvetler ve momentlere sebebiyet verilebilir. Tünel ve giriş yapıları arasında farklı hareketlere izin vermek için bir esnek bölge yapılması tavsiye edilir.

Kuesel (1969), herhangi zemin kaya geçiş bölgesinde bir tünel yapısı zemin içerisinden kaya veya kaya kenarına doğru yönelmemesini tavsiye etmiştir. Tünel yapımında en azından 60 cm lik bir kazı bölgesi toprak veya agrega dolgu ile doldurulmalıdır. Bunun nedeni sismik olaylar sırasında rijit bir bölgenin oluşmasını önlemektir. Bununla birlikte bu olay delme tünellerinde her zaman mümkün değildir. Böyle bölgelerde esnek hatlar kurulabilir.

Tünel giriş yapıları ve hava menfezi yapıları diğer yeraltı yapılarından farklıdır. Bu tip yapıların sismik dizaynlarında eylemsizlik etkileri dikkate alınmalıdır. Aynı zamanda diferansiyel hareketlerden dolayı yapı ve bağlantı yapısı arasında oluşabilecek çarpışmalar dikkate alınmalı ve dizayn buna göre yapılmalıdır. Bu durumu önleyebilmek için giriş ve hava menfez yapıları esnek bölgelerin kullanılması yardımıyla tünel yapısından izole edilebilir.

4.6.3.2 Tünel Parçalarının Bağlantı Dizaynı

Önceki bölümlerde anlatılmış olan ve tünel ovalleşmesi için kullanılan analiz metotlarında tünel hat kesitlerinin sürekli olduğu farz edilmiştir. Bir tünel, tünel makineleri kullanılarak yapıldığı zaman genellikle bölümler halinde yapılır ve bu bölümler birbirlerine daha sonra bağlanır. Bölümlerin birleşim noktaları beklenmeyen yer deformasyonları dikkate alınarak dizayn edilmelidir. Dizaynı yapan mühendisler birleşim noktalarının davranışını elastik sınırlar içinde tutacak şekilde yapmalı veya elastik olmayan tepkileri önceden tahmin ederek birleşim noktalarının dizaynını bu doğrultuda yapmalıdır. Takada ve Adbel-Aziz (1997) bu konuda çalışmalar ortaya koymuşlardır. Yüksek olan yer sarsıntıları altında birleşim bölgelerinde plastik uzamalar meydana gelmekte ve bu durum sismik olaylar sonrasında su sızmalarına sebebiyet verebilmektedir.

4.6.3.3 Mevcut Yeraltı Yapılarının Sismik Güçlendirmesi

Dairesel tüneller için düşünceler;

Bir tünel yapısının ömrü için önemli olan konulardan biride hat ile onu çevreleyen jeolojik ortam arasındaki temasın kalitesidir. Zeminle yapı arasındaki temasın kalitesi çekirdek örnekler alınarak veya jeolojik teknikler ile araştırılabilir. Bunların sonucunda zemin enjeksiyon yapılarak veya diğer yöntemler ile iyileştirilebilir. Tünel hattının zayıf zemin koşullarında olduğu veya yüksek risk taşıyan durumlarda yapılan temas enjeksiyonu yeterli dayanım gelişimini sağlamayabilir. Bu durumda tünel hattının değiştirilmesi de gündeme gelebilir. Bundan daha önce düşünülmesi gereken hat kalınlığının betonarme ile arttırılması veya ilave donatılarla

güçlendirilmesi olabilir. Arttırılan hat kalınlıkları her zaman kabul edilebilir çözümler sağlamayabilir. Çünkü artan yapısal rijitlik daha fazla kuvvetin yapıya etkimesi anlamına gelecektir. Dayanımın arttırılması kadar sünekliğin arttırılması daha etkili bir önlem olarak düşünülebilir (Power, 1996).

Eğer aşırı eksenel veya eğilme gerilmeleri oluşacağı önceden söyleniyorsa, güçlendirme çözümü tünel hattına dayanımdan daha çok ek süneklik sağlamak için yapılabilir. Hatta iletilen deformasyonlar artan zemin yapı etkileşiminden dolayı azalmadıkça hattın kalınlaştırılması boyuna eksenel ve eğilme gerilmelerinin azaltılması için etkili olmayacaktır. Tünel ekseni boyunca eklenen daire çevresindeki özel noktalar boyuna yönde ilerleyen dalgaların neden olduğu gerilme ve deformasyonlarını azaltabilir. Eklenen noktaların değeri noktasız umulan performans ile kıyaslanmalıdır. Çoğu kez yapıda bulunan donatı yeterli sünekliği sağlayabilir. Eğer noktalar yapılırsa, bu durumda noktaların olduğu yerlerde zayıf yerler meydana gelmekte ve bu yerlerde enine kesme deformasyonları meydana gelebilmektedir. Noktaların su sızdırmasını önleme yeteneği üzerinde ayrıca düşünülmelidir. Bu yaklaşım San Francisco Körfezi Hızlı Ulaşım Sistemi'ndeki Alameda Tüpleri için güçlendirme dizayn uygulamasında kullanılmıştır.

Aç kapa tünelleri için düşünceler;

Eğer analizler, kesitin etki eden ovalleşme deformasyonlarına veya sismik toprak basıncına dayanamayacağını gösterirse yapısal modifikasyon düşünülmelidir. Bazı mümkün stratejiler, betonarme hatların sünekliğin arttırılmasını, mevcut hatlara çevre takviyelerinin yapılmasını ve birleşim yerlerine çelik plaka eklenmesini içerir. Birleşim yerlerine yapılan eklerin boyuna yönde esnekliği arttırdığı düşünülebilir.

4.6.3.4 Yeraltı Yapılarında Yapısal Elemanlar için Göz Önüne Alınacak Durumlar

Önceki bölümlerde anlatılmış olan dizayn metotları, yeraltı yapılarının yapısal destek elemanlarındaki kuvvetlerini ve deformasyonların büyüklüklerini önceden bulmamızı sağlar. Aşağıda dizaynırın yapısal elemanların detaylı dizaynını geliştirirken dikkate alması gereken birkaç sorun sıralanmıştır.

1. Yeraltı yapılarındaki deprem etkileri yapının dayanımı tarafından kayda değer bir şekilde değiştirilemeyen deformasyonların şeklini alır. Yapı statik yükleri taşıyabilmek için kapasite kaybı olmadan etki eden deformasyonları absorbe etmek için yeterli süneklik ile yerine dizayn edilmelidir. Bununla birlikte sağlanan yeterli süneklik çerçevedeki moment direncini gidermek ile

aynı değildir. Moment direnci olmayan aç kapa yapıları zemin dolgusunun dinamik hareketleri altında göçme durumuna kolaylıkla gelebilir (Owen ve Scholl, 1981).

2. Eğrilik şekil değiştirmesi: Yer sarsıntısı tünellerde büyük eğrilik şekil değiştirmelerine sebep olabilir. Yapı beklenen deformasyonunu ve tünel yapısının zorlanmasını azaltmak için enine özel noktaların dizaynı ile eklemli olarak yapılabilir (Kuesel, 1969).

3. Elastik şekil değiştirme kapasitesi: Sürekli yapısal çerçevenin elastik ovalleşme şekil değiştirmesi, hücrenin en rijit dış köşe noktasının dönme kapasitesi olarak hesaplanır. Eğer en rijit köşenin elastik dönme kapasitesi etki eden kesme şekil değiştirmesini geçerse ilave koşullara gerek kalmaz (Kuesel, 1969).

4. İzin verilen plastik şekil değiştirme kapasitesi: Eğer etki eden kesme şekil değiştirmesi en rijit köşe noktasının elastik dönme kapasitesini aşarsa, plastik şekil değiştirme daha az rijit olan elemana etki eder. Diğer elemanın elastik dönmesi, plastik deformasyona uğramış elemanın maksimum uç dönmesini belirlemek için etki eden zemin şekil değiştirmesinden çıkarılabilir. Eğer etki eden dönme bir tekil eleman için bu değeri geçerse, nokta, onların elastik rijitliklerini eşitleyene kadar noktanın her iki elemanına plastik esnekliği dağıtmak için dizayn edilebilir (bu durum çok alışılmamış durumlarda gerekli olabilir). Kesme göçmesi plastik esnekliği olan elemanlarda önlenebilir.

5. Tünel hatlarının burkulma dayanımı konusunda, özellikle hattın ince olması halinde dikkatli olunmalıdır.

6. Rijit diyaframların esnek yapısal çerçevelerle hareket ettikleri yerlerde, çerçevenin şekil değiştirmesi bitişik olan diyafram tarafından engellenebilir (metro istasyonlarındaki dış duvarlarda olduğu gibi). Diyaframa bitişik olan dış duvarlarda, tavan ve kat döşemelerinde özel yapı noktaları deplasmanları sönümlemek için gerekebilir.

7. Statik dizaynda, dış duvarların iç yüzeylerindeki düşey donatı duvarların orta bölgesine kadar olan bölümde gereklidir. Bununla birlikte, sismik hareket sırasında bu duvarlar çekme ile karşı karşıya kalacaklardır. Bu yüzden duvarlardaki iç donatı yukarıya, döşemenin altına kadar uzatılmalıdır.

8. Doğrudan zeminle teması olmayan yapısal elemanlar rijit dış yapısal elemanlar ile sürekli oldukları zaman, bu iç elemanlar plastik dönmeden

etkilenebilirler. Böyle durumlarda, bu elemanlar arasına sünek kesitler ve mafsallar dizayn edilmelidir. İç kolonlar, duvarlar, kirişler ve döşemeler boyuna eksenlerine normal olan dinamik kuvvetlere dayanabilecek şekilde dizayn edilmelidirler.

9. Eksenel elemanların uç birleşimlerinin dizaynında ve detaylandırılmasında ve ayrıca tüm yapının ovalleşme etkileri de düşünülerek özel dikkat gösterilmelidir. Sürekli diyaframlarla uyum içinde davranan basınç elemanlarının, dizayn kabulleri gereğince davranmalarından emin olmak için genellikle özel detaylandırmalara gerek olacaktır.

10. Deprem etkisinden ötürü oluşan şekil değiştirmeler ana yapısal çerçeveye elastik kapasitesi dışında bir zorlama yapamazlar. Bütün ilave yapılar rijit bir şekilde eklenmiş gibi hareket edebilirler (bu uzantılar ana yapının bir parçası olarak da dizayn edilebilirler). Ana iskelet yapıdaki beklenen plastik deformasyonlardan dolayı ana ilave yapılarının bağlantı dizaynı gevşek olarak da yapılabilir. Bu durumda birleşim bölgesi kolayca onarılabilir veya farklı hareketlere izin verecek şekilde dizayn edilebilir.

11. Dikdörtgen yapıların sonları ile duvarlar ve çatı döşemelerinin birleşim yerleri farklı deformasyonları karşılayabilmelidir. Çatı döşemesi ile duvarların birleşme noktaları üst ve alt döşemeler arasına etki eden kesme deplasmanına eşit enine farklı hareketlere karşı koyabilmelidir. Ara kat döşemeleri de benzer fakat daha küçük olan deplasmanlara karşı koyabilmelidir. Yan duvar ve son duvar arasındaki birleşim noktaları yapı için beklenen enine ovalleşme şekil değiştirmesini dikkate alarak dizayn edilmelidir. Son duvarlar, çatı ve kat döşemeleri arasındaki deformasyon noktaları tercihen boyuna döşemelerde olmalıdır. Birleşim noktaları bir deprem sonrasında zorlanan elemanların tamir edilmesine izin vermek için ulaşılabilir olmalıdır.

12. Deformasyon nokta yerleşiminde önemli olan husus yapısal çerçevelerde plastik deformasyonun hemen meydana gelmemesidir. Plastik deformasyonun olacağı tahmin edilen bütün noktalarda veya bu tür özel birleşim noktalarında su sızmalarını önlemek için tedbirler alınmalıdır. Yerel bentonit hazne veya bir plastik conta bu noktada işe yarayabilir.

4.6.3.5 Zemin Göçmeleri için Dizayn Stratejileri

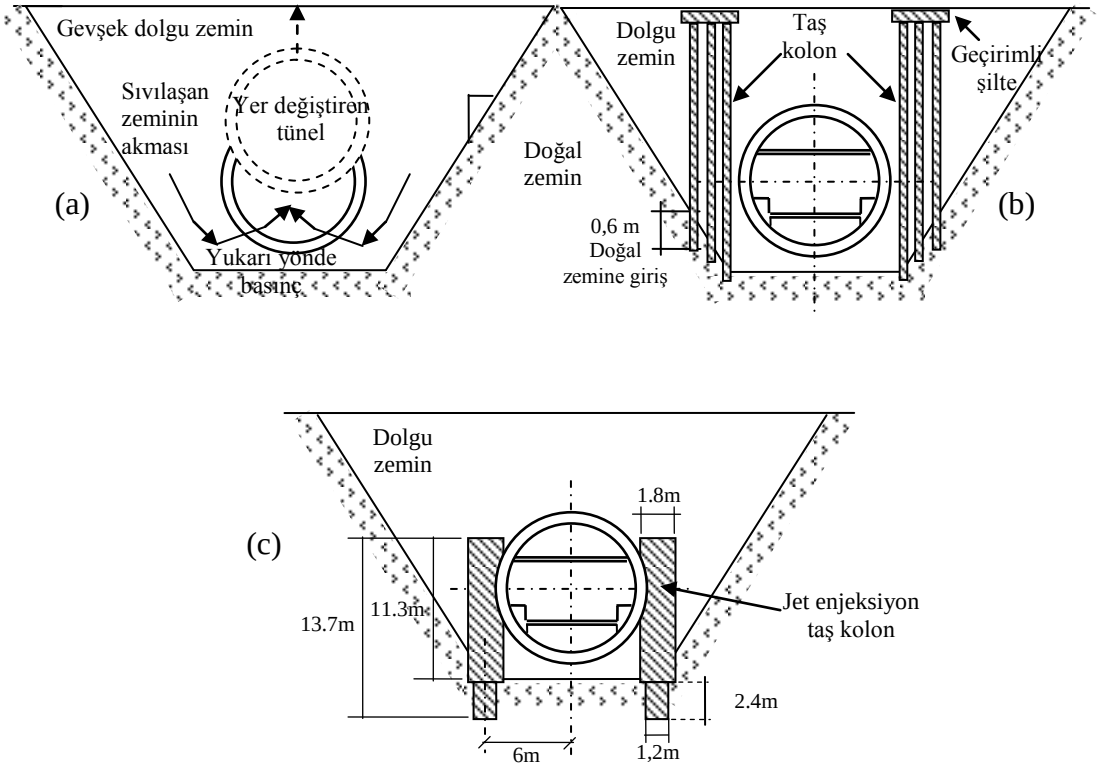
Yeraltı yapıları için büyük sürekli yer deformasyonlarına karşı destek yapıları yapmak pek mümkün olmasa da zemin stabilize teknikleri örneğin zemin iyileştirilmesi, drenaj, zemin güçlendirilmesi, enjeksiyon veya toprak dayanma sistemleri büyük deformasyonların önlenmesi açısından etkili olabilirler. Diğer alternatifler zemindeki problemleri kaldırmayı veya yeni bir tünel halinde tünel güzergahının yeninden belirlenmesi alternatiflerini kapsar. Bu bölümde yeraltı yapılarının dizaynı için, zemin sorunlarıyla birleşmiş belirli problemleri azaltmanın yaklaşımları ve ana hatları ortaya konmaya çalışılmıştır.

- Sıvılaşabilen ortamlarda yüzme durumu;

Sıvılaşan zeminlerde yeraltı yapılarının yüzme durumu yeraltı yapılarının önemli problemlerinden biridir. Schmidt ve Hashash (1999) sıvılaşmaya müsait tabakalarda bulunan yeraltı yapıları için mümkün olan yüzme durumlarını tarif etmişlerdir. Yer değiştiren tünelin altındaki sıvılaşan zemin, tüneli biraz daha yukarı kaldıracaktır. Düşük ağırlıklı yeraltı yapılarının sıvılaşan zeminlerde yukarı kalkmasının önlemek için uygulanabilecek metotlardan bir tanesi sızdırmazlık perdesi kullanımı ve Schmidt ile Hashash'ın (1999) tarif ettikleri şekilde izolasyon prensiplerine uyulması ile olabilir (Şekil 4.25). Sızdırmazlık perdesi, palplanş perdesi veya örneğin jet grout veya taş kolon ile iyileştirilen zemin ile yapılabilir. Drenaj yapabilme kapasitesine sahip palplanş perdesi depremden dolayı oluşan boşluk suyu basıncını da düşürebilir. Tanaka (1995) tarafından yapılan sarsma masası deneyleri göstermiştir ki drenaj kapasitesine sahip palplanş perdeleri sıradan palplanş perdelerine göre birçok hasarı önlemektedir.

Bariyer duvarları mevcut boşluk suyu basıncını hem yeraltı yapısının altındaki bölümde hem de yapının altında bulunan zeminde düşürmektedir. Uzun bariyer duvarları kullanılarak yapılan yükseltme işi kısa olanlara göre, hız yükseltmesini ve toplam yeraltı yapısı düşey deplasmanlarını azaltmaktadır. Bu yapıların sıvılaşmadan dolayı yukarı kalkması daha geniş yapılara göre daha zor bir hale gelmektedir.

Sıvılaşma potansiyeli azaltıldığı takdirde farklı deplasmanlara izin veren esnek noktaların kullanımı tünel birleşimleri için yinede gerekli olabilir.



Şekil 4.25 Sıvılaşmadan dolayı tünelin hareketini önlemek için sızdırmazlık perdesi kullanımı. (a) sıvılaşmanın meydana gelmesi (b) taş duvarlar ile yapılan izolasyon duvarı (c) jet grout ile yapılan izolasyon duvarı

- Şev dayanıksızlığı ve yanal yayılma;

Şev dayanıksızlığı ve yanal yayılan hareketlerin sebep olduğu sıvılaşmanın azaltılabilmesi için teknik olarak mümkün olan tek yol zemini stabilize (iyileştirme) etmektir. Bir yeraltı yapısının bu hareketlere karşı dizayn edilmesi, tehlikenin yeri belirlenmedikçe ve hareketlerin miktarı küçük olmadıkça kuşkulu bir durum olarak kalacaktır (Power, 1996).

- Aktif faylardan geçen yeraltı yapıları;

Genel dizayn felsefesi yeraltı yapılarını beklenen fay deplasmanlarına karşı koyabilecek ve sonradan meydana gelen hasarların onarımına izin verecek düzeyde inşa etmektir.

Fay deplasmanlarını tahmin etmek için kullanılan metotlardan biri bazı kaynak parametrelerinin fonksiyonu olarak sanılan deplasmanları açıklamak için ampirik bağlantıların kullanıldığı metottur. Bilinen ve kullanılan 421 adet tarihsel deprem için kaynak parametrelerinin dünya çapındaki bilgileri, magnitüt, kırılma uzunluğu,

kırılma genişliği, kırılma alanı ve yüzey deplasmanları arasındaki ampirik bağlantılar Wells ve Coppersmith tarafından 1994 yılında geliştirilmiştir. Maksimum ve ortalama yüzey deplasmanlarının hem moment büyüklüğüyle hem de yüzey kırılma uzunluğu ile karşılıklı ilişkisi vardır. Deplasman ve moment büyüklüğü arasındaki karşılıklı ilişki deplasman ile yüzey kırılma uzunluğu arasında da görülmektedir.

Fay deplasman tehlike değerlendirmesi için nispeten yeni sayılabilecek bir iskelet çalışma Coppersmith ve Youngs (2000) tarafından ortaya konmuştur. Muhtemel fay deplasman tehlike analizi, muhtemel sismik tehlike analizinin bir uzantısı ve muhtemel sismik tehlike analizi ile aynı elemanlardan oluşmaktadır. Fay deplasman tehlikesinin değerlendirilmesi için muhtemel sismik tehlike analizinin üçüncü adımındaki zemin hareketi için tahmini ilişki deplasman indirgeme fonksiyonu ile yer değiştirir. Bununla birlikte, yer hareketi için ampirik dataların önemli bir kısmı tarafından desteklenen farklı tahmini bağlantılar, fay deplasman tehlikesi için olan modeller halen, gelişmenin ilk aşaması içerisinde yer almaktadır. Muhtemel sismik tehlike analizi ile alakalı olan ve deplasman yaklaşımı olarak adlandırılan bir alternatif metotta özel bölgelerde yapılan gözlemleri kullanır. Burada amaç tehlikeyi değerlendirmek ve belirlemektir. Tehlikeyi sadece gözlenmiş frekanslar ve deplasmanların miktarı ile değerlendirerek, deplasman yaklaşımı tamamıyla depremlerin kaynaklarını ve sismisitelerini dikkate alır. Bu metot normalde muhtemel sismik tehlike analizi için gerekli olan adımları azaltır, fakat muhtemelen bölge özel datalarına ihtiyaç duyulacaktır. Bu metotların ikisi de Yucca Dağı'nın fay deplasman tehlikesinin değerlendirilmesi için kullanılmıştır (Coppersmith ve Youngs, 2000).

Aktif faylardan geçen tünellerin dizayn stratejileri deplasmanın büyüklüğüne ve yer değiştirmelerin olduğu bölgenin genişliğine bağlıdır. Eğer büyük yer değiştirmeler dar bir bölgede yoğunlaşmışsa, alternatif dizayn çoğunlukla tünelin genişletilmesinden ve yer değiştirme bölgesinin dışında yapma alternatiflerinden oluşacaktır.

4.6.4 Araştırma Gereksinimleri

Bu çalışmada yer alan bilgiler, yeraltı yapılarının dizaynı hakkında şimdiye kadar bilinenleri anlatmaktadır. Daha birçok konu yeraltı yapılarının sismik tepkilerinin anlaşılması ve sismik dizayn prosedürlerinin geliştirilmesi için araştırılmaktadır. Bu araştırma konularının bazıları aşağıda verilmiştir.

1. Tünellerin ve yeraltı yapılarının yer hareketi sırasında tepkilerinin ölçülmesi. Bu ölçümler tünel uzunluğu boyunca yanal ve düşey deplasman ölçümlerini

içermelidir. Bu bilgiler uzaysal tutarsızlık etkilerini ve tünel tepkisindeki yer hareketini anlamak için yararlı olacaklardır.

2. Bir aç kapa yapısının aşırı toprak yükünden dolayı tavan döşemesine olan yük transfer mekanizmasının değerlendirilmesinin geliştirilmesi. Aşırı zemin yükünün eylemsizlik kuvvetinin hepsi tavan döşemesine aktarılamaz; bununla birlikte eylemsizlik kuvvetine sebep olan zemin bloğunun değerlendirilmesi tam olarak açıklanamamıştır.

3. Büyük düşey yer ivmeleri sonucu tünel hatlarında ve metro istasyon kolonlarında meydana gelen etkilerin araştırılması. Büyük düşey kuvvetler Daikai Metro İstasyonu'nun çökme sebeplerinden birini oluşturmuştur.

4. Giriş ve metro yapılarında olduğu gibi, tünellerin dinamik zemin yapı etkileşim problemlerini çözmek için sayısal modellerin geliştirilmesi. Bu modeller yeraltı yapıların yanlarındaki fay kaynaklarının ürettiği yüksek yer titreşimlerinin etkilerini anlamada yardımcı olacaklardır.

5. Yer hareketinin yönünün ve savurma etkisinin tünel tepkisi üzerindeki öneminin değerlendirilmesi.

6. Tünel boyunca farklı hareketlerin gelişmesinde zemin hareketi tutarsızlığının öneminin değerlendirilmesi. Zemin hareketinin tutarsızlığı özellikle yumuşak zeminlerde ve derin olmayan tünellerde önemlidir. Yumuşak zeminlerde bulunan yüzeysel tünellerde, tünel ile zemin arasındaki kayma potansiyeli oldukça yüksektir.

7. Yeraltı yapılarına yerel yükseltme ve azaltma faktörlerinin etkisinin değerlendirilmesi.

8. Yeraltı yapılarında tekrarlanan çevrimsel yüklerin etkisinin araştırılması.

9. Sıradan olmayan hat uygulamalarının araştırılması. Su izolasyonu için kullanılan malzemelerin sismik nokta olarak kullanılması ve böylece yeraltı yapısının sismik performansının arttırılması.

5. SAYISAL UYGULAMALAR

5.1 Örnek Hesaplamalar

Uygulama 1: Yumuşak bir zeminde doğrusal tünel (Wang, 1993)

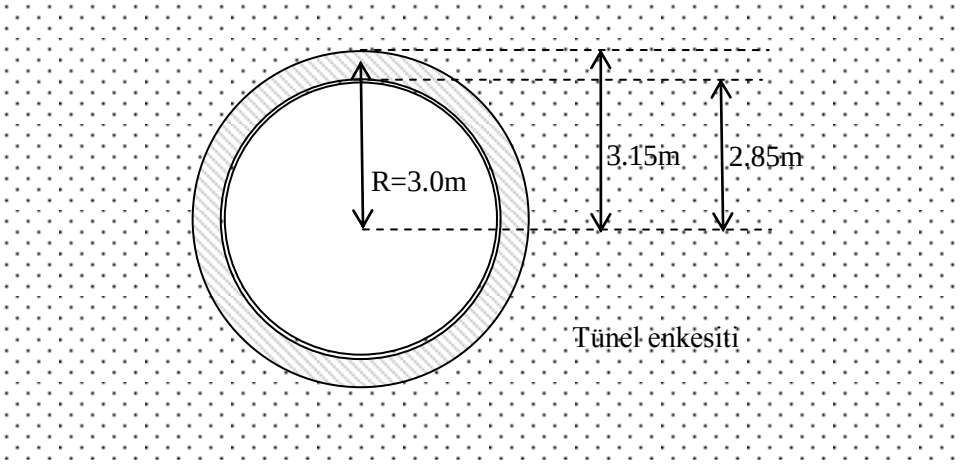
Bu örnekte yumuşak zemin tabakası üzerine yapılan dairesel ve yerinde yapılan bir tünel ele alınacaktır. Geoteknik, yapısal ve deprem parametreleri aşağıda verilmiştir.

Geoteknik parametreler:

- S dalgalarının hızı, C_s = 110 m/s
- Zemin birim ağırlığı, γ_t = 17.0 kN/m^3
- Zeminin poisson oranı, υ_m= 0.5 (doymuş yumuşak kil)
- Anakaya üzerindeki zemin kalınlığı, h = 30.0 m

Yapısal parametreler:

- Hat kalınlığı, t = 0.30 m
- Hat çapı, d = 6.0 m → r = 3.0 m
- Tünel uzunluğu, L_t = 125 m
- Tünel kesitinin eylemsizlik momenti, $I_C = \frac{\pi(3.15^4 - 2.85^4)}{4}(0.5) = 12.76\ m^4$
- Tünel hattının kesit alanı, A_c = 5.65 m^2
- Betonun elastisite modülü, E_1 = 24840 MPa
- Karakteristik beton dayanımı, f_c = 30 MPa
- Eksenel kuvvet ve eğilme altında izin verilen beton sıkışması, ε_{allow}= 0.003



Şekil 5.1 Uygulama 1,3,4 deki dairesel tünelin enkesiti

Deprem parametreleri (MDE için):

- Pik zemin parçacık ivmesi, a_s = 0.6 g
- Pik zemin parçacık hızı, V_s = 1.0 m/s

İlk önce basitleştirilmiş denklemi kullanalım. Boyuna birim deformasyonda maksimum değeri veren 40^0 li olay dalga açısı için maksimum eksenel birim deformasyon ve eğrilik birim deformasyonu:

$$\varepsilon^{ab} = \pm \frac{V_s}{C_s} \sin\phi \cos\phi \pm \frac{a_s r}{C_s^2} \cos^3\phi = \pm \frac{1.0}{2(110)} \sin 40 \cos 40 \pm \frac{0.6 \times 9.81 \times 3.0}{C_s^2} \cos^3 45$$

$$= \pm \frac{1.0}{2(110)} \sin 40 \cos 40 \pm \frac{0.6 \times 9.81 \times 3.0}{C_s^2} \cos^3 45 = \pm 0.0051$$

olarak hesaplanan maksimum basınç birim deformasyon beton için izin verilen değeri aşmaktadır ($\varepsilon^{ab} > \varepsilon_{allow}$ = 0.003).

Tünel ile zemin arasındaki etkileşimi dikkate alarak çözüme devam edelim.

1. Zeminin doğal peryodu (Dobry, 1976):

$$T = \frac{4h}{C_s} = \frac{4 \times 30,0}{110} = 1.09\ s$$

2. İdealize edilmiş dalga boyu:

$$L = T \times C_s = 4 \times h = 4 \times 30.0 = 120\ m$$

3. Zeminin kayma modülü:

$$G_m = \rho_m C_s^2 = \frac{17.0}{9.81}(110)^2 = 20968 \quad kPa$$

4. Zeminin eşdeğer yay katsayısını elde edersek:

$$K_a = K_t = \frac{16\pi G_m (1-\nu_m)}{(3-4\nu_m)}\frac{d}{L} = \frac{(16\pi)(20968)(1-0.5)}{(3-4\times 0.5)}\frac{6.0}{120} = 26349 \quad \textbf{kN/m}$$

5. Zemin deplasman genliği, A:

Zemin deplasman genliği genellikle dalgaboyunun bir fonksiyonudur. Makul deplasman genliklerinin tahmininde yer-özel yüzeyaltı şartları dikkate alındığı kadar zemin hareketinin karakteristikleri de dikkate alınmalıdır. Ele alınan bu çözümde zemin deplasman genlikleri basitleştirilmiş serbest alan denklemlerinde kullanılan zemin birim deformasyonlarının deplasman genliklerinin bir sonucu olarak zemin birim deformasyonun bir davranışı gibi ele alınır. Buradaki amaç tünel ile zemin arasındaki etkileşimin açık olarak değerlendirilmesine izin vermektir. Deplasman genliği, A ve bir dalgaboyu L,

Serbest alan eksenel birim deformasyonu için:

$$\frac{V_s}{C_s} = \frac{2\pi A}{L} = \frac{V_s}{C_s}\sin\phi\cos\phi \Rightarrow \mathbf{A} = \frac{120\times 1.0}{2.\times\pi\times 110}\sin 40\cos 40 = 0.085 \ \mathbf{m}$$

$$A_a = A = 0.085 \ \mathbf{m}$$

Serbest alan eğilme eğriliği:

$$\frac{a_s}{C_s^2}\cos^3\phi = \frac{4\pi^2 A}{L^2} \Rightarrow A = \frac{120^2\times 0.6\times 9.81}{4\times\pi^2\times 110^2}\cos\phi = 0.08 \ \mathbf{m}$$

$$A_b = A = 0.080 \ \mathbf{m}$$

6. Maksimum eksenel birim deformasyon ve tünel hattının eksenel kuvveti:

$$\varepsilon_{maz}^{a} = \frac{\frac{2\pi}{L}}{2 + \frac{E_l A_c}{K_a}\left(\frac{2\pi}{120}\right)^2} A_a = \frac{\frac{2\pi}{120}}{2 + \frac{24840000 \times 5.65}{26349}\left(\frac{2\pi}{120}\right)^2}(0.085) = 0.00027$$

eksenel kuvvet tünel ve çevresindeki zemin arasındaki maksimum kuvveti ile sınırlandırılır. Maksimum sürtünme kuvveti:

$$Q_{maz} = (Q_{maz})_f = \frac{fL}{4} = E_l A_c \varepsilon_{maz}^{a} = 24840000 \times 5.65 \times 0.00027 = 37893 \ \textbf{kN}$$

7. Maksimum eğilme birim deformasyonu ve buna karşılık gelen eğilme momenti

$$\varepsilon_{maz}^{b} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A_b}{1 + \frac{E_l I_c}{K_t}\left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r = \frac{\left(\frac{2\pi}{120}\right)^2 0.080}{1 + \frac{24840000 \times 12.76}{26349}\left(\frac{2\pi}{120}\right)^4} \times 3.0 = 0.0060$$

$$M_{maz} = \frac{E_l I_c \varepsilon_{maz}^{b}}{r} = \frac{(24840000)(12.76)(0.0006)}{3.0} = 63392 \ \textbf{kNm}$$

8. Eksenel ve eğilme basınç birim deformasyonlarının izin verilen değerle kıyaslanması:

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{maz}^{a} + \varepsilon_{maz}^{b} = 0.00027 + 0.00060 = 0.00087 < \varepsilon_{allow} = 0.003$$

9. Eğilmeden dolayı oluşan maksimum kesme kuvveti:

$$V_{maz} = M_{maz}\left(\frac{2\pi}{L}\right) = 63.392 \times \frac{2\pi}{1200} = 3319 \ \text{kN}$$

10. Betonun izin verilen kesme dayanımı:

$$\phi V_c = \frac{0.85\left(\sqrt{f_c'} A_{shear}\right)}{6} = \frac{0.85\left(\sqrt{30}\right)}{6}\frac{5.65}{2}(1000) = 2192 \ \textbf{kN}$$

11. Maksimum kesme kuvveti ile izin verilen kesme dayanımının kıyaslanması

$V_{maz} = 3319 \text{ kN} > \phi V_c = 2192 \text{ kN}$

Her ne kadar hesaplarda maksimum kesme kuvveti izin verilen kesme dayanımını geçmekte ise de bu problem gerçek dizaynda sorun olmayabilir. Çünkü başka sebeplerden dolayı kullanılan donatı ek kesme dayanımı sağlayacaktır. Ayrıca burada deplasman genliği (A) normalden daha büyük olarak dikkate alınmıştır.

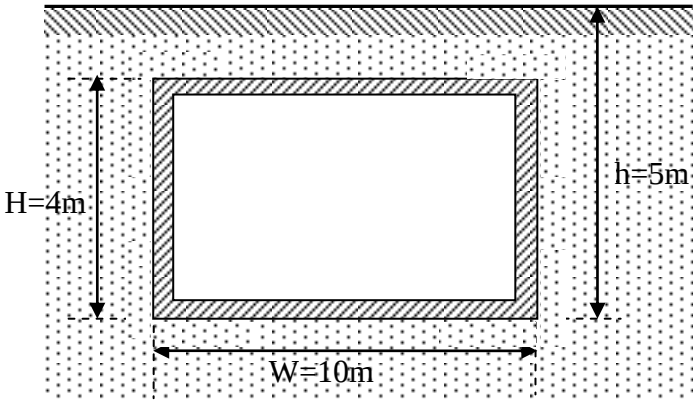
Uygulama 2: Dikdörtgen tünelin eğilme deformasyonu (Power, 1996)

Deprem ve zemin paremetreleri:

- M_w = 7.5, kaynak merkez uzaklığı = 10 km
- Yüzeydeki pik zemin parçacık ivmesi, a_{maz} = 0.5 g
- S dalgasının zemindeki yayılma hızı, C_m = 180 m/s
- Yumuşak zemin, zemin yoğunluğu, ρ_m = 1920 kg/m^3

Tünel parametreleri (dikdörtgen betonarme tünel):

- Tünel genişliği W = 10 m, yükseklik H = 4 m, derinlik h = 5 m



Şekil 5.2 Uygulama 2 deki yeraltı yapısının enkesiti

1. Serbest alan kesme deformasyonu $\Delta_{free\text{-}field}$:

Tünel derinliğindeki yer hareketi

$a_s = 1.0\, a_{max} = 1.0 \times 0.5\, g = 0.5\, g$

$$V_s = (208\ cm/s/g)(0.5\ g) = 104\ \mathbf{cm/s} \approx 1.0\ \mathbf{m}/s$$

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_m} = \frac{1.0}{180} = 0.0056$$

$$\Delta_{free-field} = \gamma_{\max} H = 0.0056 \times 4 = 0.022\ m$$

2. Esneklik oranının hesaplanması, F:

$$G_m = \rho_m C_m^2 = \left(\frac{1920}{1000}\right)(180^2) = 62000 \quad \mathbf{kPa}$$

$$F = \frac{G_m W}{S_l H} = \frac{62000 \times 10}{310000 \times 4} = 0.5$$

Bir birim enkesit uzunluğunun (1m) bir birim (1m) eğilme deformasyonu yapması için gerekli olan kuvvet 310000 kPa olarak belirlenmiştir.

$F = 0.5$ için eğilme katsayısı, $R = 0.5$ dir.

3. Yapının eğilme deformasyonu

$$\Delta_{structure} = R \times \Delta_{free-field} = 0.5 \times 0.022 = 0.011\ m$$

Uygulama 3: Elastik temel kirişi analizi metodu ile S dalgalarının sebep olduğu eksenel ve eğrilik deformasyonları (Power, 1996)

Deprem ve zemin parametreleri:

- M_w = 6.5, kaynak-yer mesafesi = 10 km
- Yüzeydeki pik zemin ivmesi, a_{maz} = 0.5 g
- $C_{s(R)}$ = 5 km/s
- Kayma dalgalarının doğal peryodu, T = 2 s
- S dalgalarının yayılma hızı, $C_{s(S)}$ = 250 m/s
- Zeminin birim ağırlığı, ρ_m =1920 kg/m^3
- Zeminin poisson oranı, υ_m = 0.3

Tünel parametreleri (dairesel betonarme tünel) (Şekil 5.1)

- D = 6 m → r = 3.0 m, t = 0.3 m, tünel derinliği = 35 m
- E_l = 24.8 x 10^6 kPa, υ_l =0.2, A_c = 5.65 m^2,
  $I_C = \frac{\pi(3.15^4 - 2.85^4)}{4}(0.5) = 12.76\ m^4$ (Şekil 5.2)

1. Boyuna ve enine yönde olan zemin yay sabitlerinin belirlenmesi:

$$L = C_{s(R)}T = 2000 \times 2 = 4000\ \ m, \qquad G_m = \rho_m C_m^2 = 119800\ \ kPa$$

$$K_a = K_t = \frac{16\pi G_m(1-\upsilon_m)}{(3-4\upsilon_m)}\frac{d}{L} = \frac{16\pi(119800\ )(1-0.3)}{3-4\times 0.3}\frac{6}{4000} = 3510\ \ kPa$$

2. S dalgalarında oluşan maksimum eksenel birim deformasyon:

Tünel derinliğindeki yer hareketi Tablo 4 ve Tablo 3 yardımı ile belirlenir.

$$a_s = 0.7 \times a_{maz} = 0.7 \times 0.5\ g = 0.35\ g$$

$$A = (35\ \textbf{cm/g}) \times (\textbf{0.35 g}) = \textbf{12.2 cm} = \textbf{0.122 m}$$

$$\varepsilon_{maz}^{a} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)A}{2 + \frac{E_l A_c}{K_a}\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} = \frac{\left(\frac{2\pi}{4000}\right)\times 0.12}{2 + \frac{24.8\times 10^6 \times 5.65}{3510}\left(\frac{2\pi}{4000}\right)^2} = 0.00009$$

3. S dalgalarının sebep olduğu maksimum eğilme birim deformasyonu:

$$\varepsilon_{maz}^{b} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A}{1 + \frac{E_l I_c}{k_t}\left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r = \frac{\left(\frac{2\pi}{4000}\right)^2 \times 0.12}{1 + \frac{24.8\times 10^6 \times 25.4}{3510}\left(\frac{2\pi}{4000}\right)^4} = 0.0000003$$

4. Toplam birim deformasyon:

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{maz}^{a} + \varepsilon_{maz}^{b} = 0.00009 + 0.0000003 \cong 0.00009$$

Eğer elastik temel kiriş metodu ile bulunan gerilmeler serbest alan deformasyon metodu ile elde edilen sonuçlardan daha büyük ise serbest alan deformasyon metodu ile bulunan gerilmeler çözümlerde kullanılır.

Uygulama 4: Dairesel tünelin ovalleşme deformasyonu (Power, 1996)

Deprem ve zemin parametreleri:

- M_w = 7.5, kaynak yer mesafesi = 10 km
- Yüzeydeki pik yer ivmesi, a_{max} = 0.5 g
- Sert toprak, ρ_m = 1920 kg/m^3, C_m = 250 m/s, υ_m = 0.3

Tünel parametreleri (dairesel betonarme tünel) (Şekil 5.1)

- d = 6 m → r = 3.0 m, t = 0.3 m, tünel derinliği = 15 m
- E_l =24.8.10^6 kPa, υ_l = 0.2
- Birim genişlik için tünelin alanı, A_l = 0.3 m^2/m
- Tünel hattının birim genişlik için eylemsizlik momenti,
  $I = \frac{1}{12}(1)(0.3^3) = 0.0023\ m^4 / m$

Tam kayma şartları dikkate alınarak Penzien'nin bulmuş olduğu formülasyonlar kullanılacaktır.

1. Eğilme deformasyonu (R^n) ve ΔD^n_{lining} deplasmanı

Tünel derinliğindeki yer hareketi Tablo 4 yardımı ile

$a_s = 0.9 \times a_{maz} = 0.9 \times 0.5\ g = 0.45\ g$ bulunur.

$V_s = (140\ cm/s/g)(0.45\ g) = 63\ cm/s = 0.63\ m/s$

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_m} = \frac{0.63}{300} = 0.0021$$

$$G_m = \rho_m C_m^2 = \frac{1920}{1000} \times 250^{\,2} = 120000 \quad kPa$$

$$E_m = 2 \times G_m (1 + \upsilon_m) = 2(120000\ )(1 + 0.3) = 312000 \quad kPa$$

$$\alpha^n = \frac{12\, E_l I (5 - 6\upsilon_m)}{d^3 G_m (1 - \upsilon_1^2)} = \frac{12 \times (24.8)(10^6)(0.0023\ )(5 - 6 \times 0.3)}{6^3 \times 120000\ \times (1 - 0.2^2)} = 0.088025$$

$$R^n = \frac{4(1 - \upsilon_m)}{\alpha^n + 1} = \frac{4(1 - 0.3)}{0.088025\ + 1} = 2.5735$$

$$\Delta d_{lining}^{\,n} = R^n \Delta d_{free-field} = R^n \frac{\gamma_{\max} d}{2} = 2.5735\ \frac{0.0021 \times 6}{2} = 0.016213$$

2. S dalgalarının sebep olduğu maksimum itme (T) ve moment (M):

Maksimum T ve M, $\theta = \pi/4$ için meydana gelecektir.

$$T\left(\frac{\pi}{4}\right) = \frac{12\, E_l I \Delta d_{lining}^{\,n}}{d^3 (1 - \upsilon_1^2)} \cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) = \frac{12\,(24.8.10^6)(0.0023\ )(0.016213\ )}{6^3 (1 - 0.2^2)} \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{4}\right)$$
$= 53.5$ **kN**

$$M\left(\frac{\pi}{4}\right) = \frac{6 E_l I \Delta d_{lining}^{\,n}}{d^2 (1 - \upsilon_1^2)} \cos^2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) = \frac{(6)(24.8.10^6)(0.0023\ )(0.016213\ )}{6^2 (1 - 0.2^2)} \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{4}\right)$$
$= 160.6$ **kNm**

3. İtme ve eğilme momentinden oluşan gerilmelerin ve birim deformasyonlar:

$$\sigma = \frac{T(\theta)}{A_t} + \frac{M(\theta) Y}{I} = \frac{53.5}{0.3} + \frac{(160.6)(0.15)}{0.0023} = 178\ + 10474\ = 10652 \quad \textbf{kPa}$$

Tam kayma şartları dikkate alınarak Wang'ın (1993) formülleri kullanılırsa;

1. Esneklik oranı (F) ve tam kayma hat tepki katsayısı (K_1):

$$F = \frac{E_m (1 - \upsilon_1^2) r^3}{6 E_l I (1 + \upsilon_m)} = \frac{(312.000\ )(1 - 0.2^2)(3)^3}{6(24.8)(10^6)(0.0023\ )(1 + 0.3)} = 18.1767$$

$$K_1 = \frac{12(1-\upsilon_m)}{2F+5-6\upsilon_m} = \frac{12(1-0.3)}{2(18.1767)+5-6(0.3)} = 0.21237$$

2. S dalgalarının sebep olduğu itme ve moment:

$$T_{\max} = \frac{1}{6}K_1\frac{E_m}{(1+\upsilon_m)}r\gamma_{\max} = \frac{1}{6}(0.21237)\frac{312000}{(1+0.3)}(3)(0.0021) = 53.5\ kN$$

$$M_{\max} = \frac{1}{6}K_1\frac{E_m}{(1+\upsilon_m)}r^2\gamma_{\max} = \frac{1}{6}(0.21237)\frac{312000}{(1+0.3)}(3^2)(0.0021) = 160.6\ kNm$$

3. İtme ve eğilme momentinden kaynaklanan toplam gerilme ve birim deformasyonlar:

$$\sigma = \frac{T}{A_l} + \frac{MY}{I} = \frac{53.5}{0.3} + \frac{(160.6)(0.15)}{0.0023} = 178 + 10474 = 10652\ \ kPa$$

Yapılan hesaplar kaymasız durum için tekrarlanmıştır ve sonuçlar aşağıdaki tabloda özetlenmiştir:

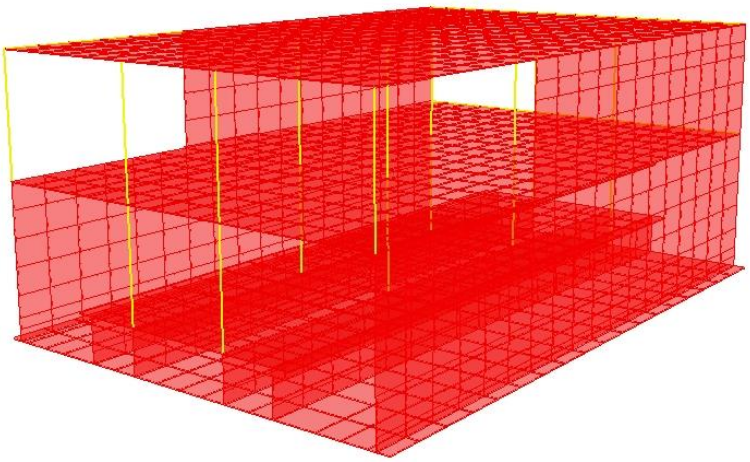
Tablo 5.1 Wang ve Penzien'in bulmuş olduğu sonuçların karşılaştırılması

	Wang (1993)		**Penzien (2000)**	
	Tam kayma	Kaymasız	Tam kayma	kaymasız
T (kN)	53.5	870.9	53.5	106.0
M (kN.m)	160.6	160.6	160.6	158.9
σ (kPa)	10652	13376	10652	10716

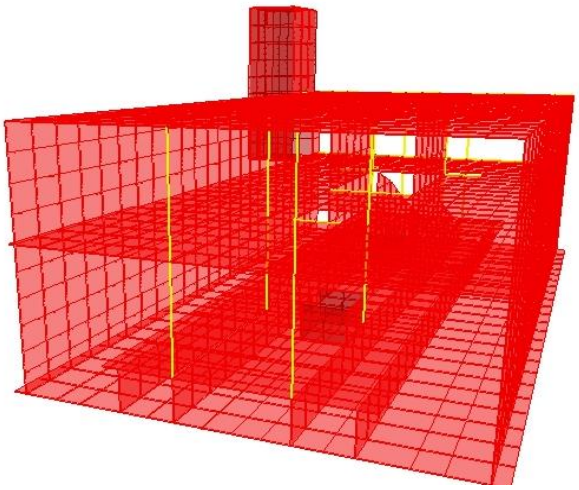
5.2 Deprem Hesabının İki Farklı Metotla Yapılması ve Sonuçların Karşılaştırılması

5.2.1 Uygulamanın Tanıtımı

Bu bölümde yüzeysel bir yeraltı yapısının deprem hesabında kullanılan iki farklı metodun karşılaştırılması yapılacaktır. Bunun için Ankara Metrosu 3. aşama kısmında yapılmış olan Botanik, Gop, OSB ve Fatih yeraltı metro istasyonlarının dizaynında kullanılan veriler kullanılacaktır. Burada iki katlı ve iki bölümden oluşan yeraltı istasyon yapısının deprem hesabı karşılaştırma yapmak üzere serbest alan deformasyon metodu ve basit çerçeve analizi ile SAP 2000 sonlu elemanlar programı kullanılarak çözülmüştür. Ele alınan bu yapının boyutları Şekil 5.5 de gösterilmiştir.

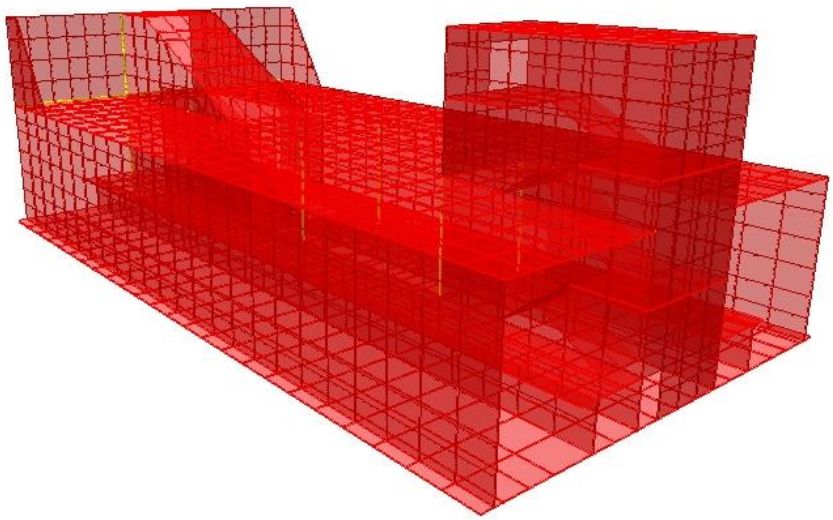


Şekil 5.3 Ankara Metrosu Botanik İstasyonu'nun 8-11 aksları arası SAP 2000 ile oluşturulan üç boyutlu modeli

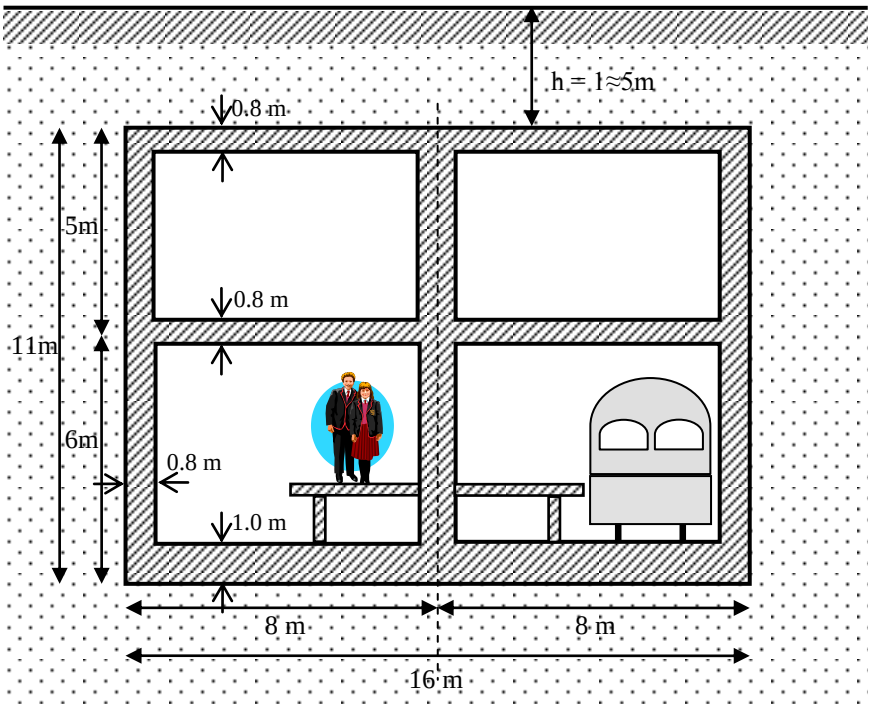


Şekil 5.4 Ankara Metrosu Botanik İstasyonu 4-8 aksları arası ile şaft yapısının SAP 2000 ile oluşturulan üç boyutlu modeli

Bu çözümlerde hesaplamalar basit ve karşılaştırılabilir olması istendiğinden iki boyutlu olarak yapılmıştır. Botanik İstasyonu'nun SAP 2000 programı ile üç boyutlu olarak modellenmiş hali Şekil 5.3, Şekil 5.4 ve Şekil 5.5 de verilmiştir.

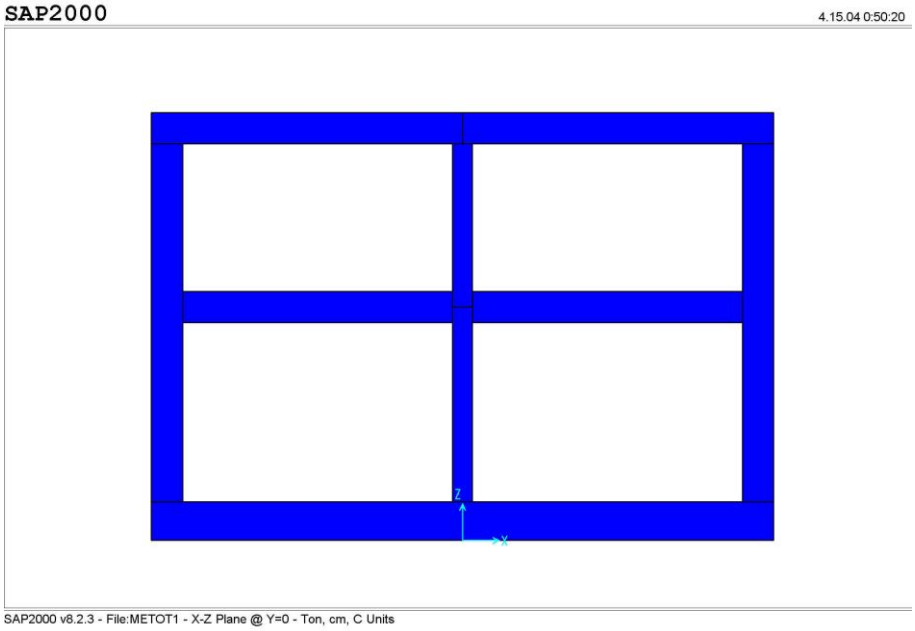


Şekil 5.5 Ankara Metrosu Botanik İstasyonu 11-15 aksları arası ile şaft yapısının SAP 2000 ile oluşturulan üç boyutlu modeli



Şekil 5.6 Sayısal uygulamada ele alınan iki katlı yeraltı istasyonu

Burada ele alınan yeraltı yapısının deprem hesabı iki farklı metot ile yapılarak karşılaştırmaya gidilmiştir. Yapının üzerinde bulunan toprak örtüsünün miktarı değiştirilerek iki farklı metot ile deprem hesabı tekrarlanmıştır. Analizler sonucunda elde edilen momentler kesme kuvvetleri farklı yapı elemanlarında kıyaslanmıştır. Şekil 5.7 de SAP 2000 programı ile oluşturulan çerçeve sistem gösterilmektedir. Hesaplarda yapı üzerinde zemin miktarına göre 5 durum ele alınmıştır.



Şekil 5.7 İki boyutlu olarak oluşturulan SAP 2000 modeli

1. durum	1.0m toprak kalınlığı
2. durum	2.0m toprak kalınlığı
3. durum	3.0m toprak kalınlığı
4. durum	4.0m toprak kalınlığı
5. durum	5.0m toprak kalınlığı

5.2.2 Serbest Alan Deformasyon Metodu için Yapısal Analiz

Esnek bir yeraltı yapısı çevresindeki zemin ortamının kesme deformasyonuna aynen uyacak ve yanal deplasmana uğrayacaktır. Zemin kesme deformasyonu yapı üzerine etki ettirilerek yanal deplasman yük halleri elde edilir.

Tablo 5.2 Ankara için sismik hesap değerleri

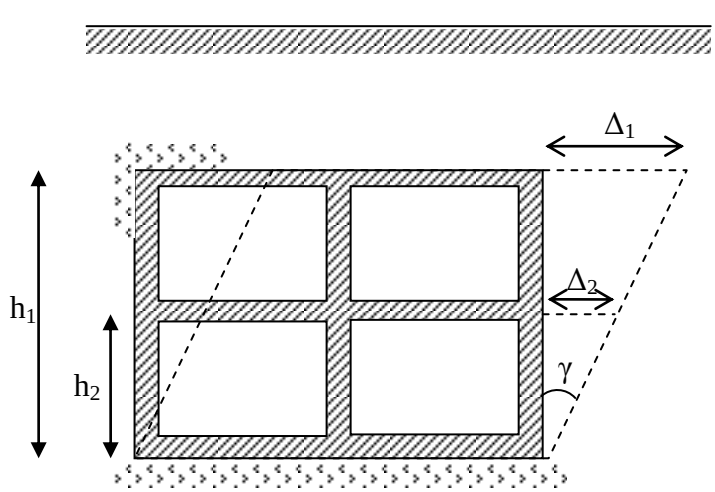
	ODE	MDE
Maksimum V_h	0.132 m/s	0.176 m/s
Maksimum V_v	0.072 m/s	0.100 m/s
Maksimum a_h	0.13 g	0.19 g
Maksimum a_v	0.08 g	0.12 g
Maksimum d_h	0.063 m	0.079 m
Maksimum d_v	0.035 m	0.047 m

Bu değerler Ortadoğu Teknik Üniversitesi'nden alınmıştır.

C_s (kesme dalgası sismik hızı) nı belirlemek için aşağıdaki formül kullanılabilir.

$$C_S = 61.6 \times N^{(0.254)} \times H_S^{(0.222)} \tag{5.1}$$

$$\gamma = \frac{V_{h\,\max}}{C_S} \tag{5.2}$$



Şekil 5.8 Yeraltı yapısının serbest alan deformasyon gösterimi

Δ_1, Δ_2 : Yanal harekette yatay deplasmanlar olmak üzere;

$$\Delta_1 = h_1 \times \tan\ \gamma \tag{5.3}$$

$$\Delta_2 = h_2 \times \tan\ \gamma \tag{5.4}$$

olarak hesaplanacaktır.

1. Durum

$$C_S = 61.6 \times 28^{(0.254)} \times 12^{0.222} = 249.3 \text{ m/s} \rightarrow \gamma = \frac{0.176}{249.3} = 7.05\ 10^{-4}$$

$$\Delta_1 = 11 \times \tan 6.93.10^{-4} = 0.77\ 10^{-2} \text{ m}$$

2. Durum

$$C_S = 61.6 \times 30^{(0.254)} \times 13^{0.222} = 258.2 \text{ m/s} \rightarrow \gamma = \frac{0.176}{258.2} = 6.81\ 10^{-4}$$

$$\Delta_1 = 11 \times \tan 6.81.10^{-4} = 0.75\ 10^{-2} \text{ m}$$

3. Durum

$$C_S = 61.6 \times 32^{(0.254)} \times 14^{0.222} = 266.8 \text{ m/s} \rightarrow \gamma = \frac{0.176}{266.8} = 6.59\ 10^{-4}$$

$$\Delta_1 = 11 \times \tan 6.59.10^{-4} = 0.72\ 10^{-2} \text{ m}$$

4. Durum

$$C_S = 61.6 \times 34^{(0.254)} \times 15^{0.222} = 275.2 \text{ m/s} \rightarrow \gamma = \frac{0.176}{275.2} = 6.39\ 10^{-4}$$

$$\Delta_1 = 11 \times \tan 6.39.10^{-4} = 0.70\ 10^{-2} \text{ m}$$

5. Durum

$$C_S = 61.6 \times 36^{(0.254)} \times 16^{0.222} = 283.2 \text{ m/s} \rightarrow \gamma = \frac{0.176}{283.2} = 6.21\ 10^{-4}$$

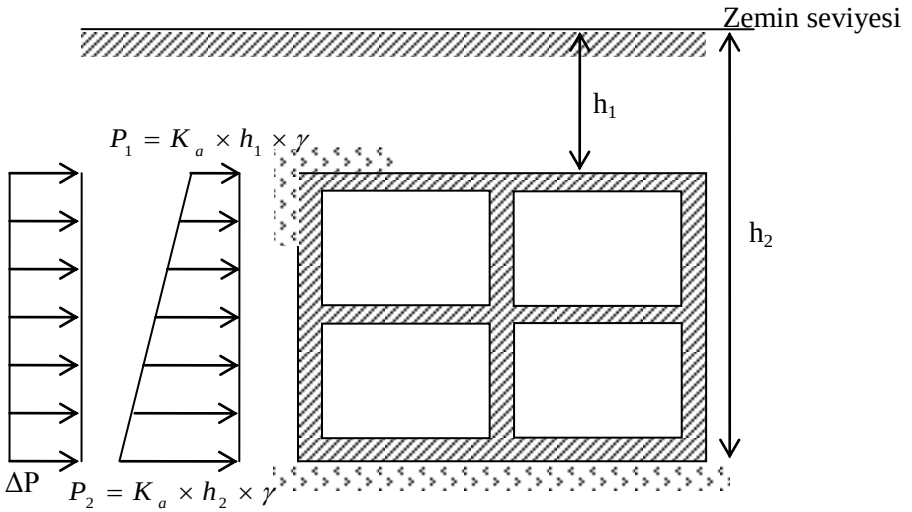
$$\Delta_1 = 11 \times \tan 6.21.10^{-4} = 0.68\ 10^{-2} \text{ m}$$

5.2.3 Basitleştirilmiş Çerçeve Analizi Metodu

Her yeraltı yapısı mevcut olan bünyesel rijitlikten dolayı dinamik zemin basıncı bir dereceye kadar harekete geçirilecektir. Bu etki yanal deplasman imkanı olmayan katı yapılarda daha belirginleşir.

Dinamik zemin basıncı (depremden dolayı zemin basıncında meydana gelen artma) yapının yüksekliği boyunca eşit olarak dağıtılır ve aşağıdaki gibi hesaplanır. Deprem durumunda yeraltı yapısına aynı zamanda aktif toprak basıncının da etkiyeceği

düşünülür. Bu yüzden aktif toprak basıncı yüklemesi ile dinamik toprak basıncı aynı anda yapıya etki ettirilir.



Şekil 5.9 Dinamik zemin basıncı uygulaması

$$\Delta P_{ODE} = 0.048 \times \gamma_S \times h \tag{5.5}$$

$$\Delta P_{MCE} = 0.070 \times \gamma_S \times h \tag{5.6}$$

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \tag{5.7}$$

γ_s : Zeminin efektif birim ağırlığı

h : Yapının tabanının zemin seviyesinden ölçülen derinliği

Bu yapılan hesaplarda yeraltı yapısına doğrudan bağlı hiçbir yerüstü yapısı yoksa yapılan deprem analizlerinde atalet kuvveti göz önüne alınmamıştır.

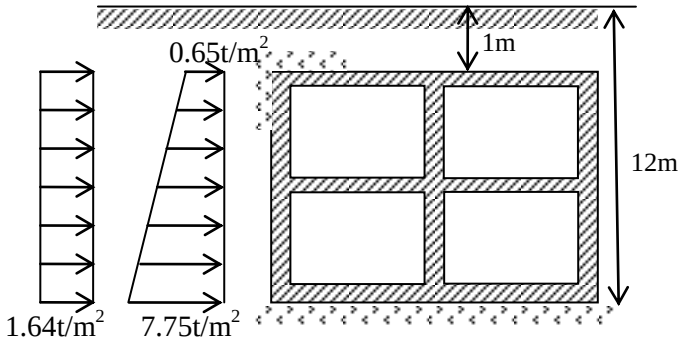
$\phi = 30^0$ için $K_a = \tan^2(45 - \frac{30}{2}) = 0.33$ olarak hesaplanmıştır.

1. Durum

$$\Delta P_{MCE} = 0.070 \times 1.96 \times 12 = 1.64\ t/m^2$$

$$P_1 = 0.33 \times 1 \times 1.96 = 0.65\ t/m^2$$

$$P_2 = 0.33 \times 12 \times 1.96 = 7.75\ t/m^2$$

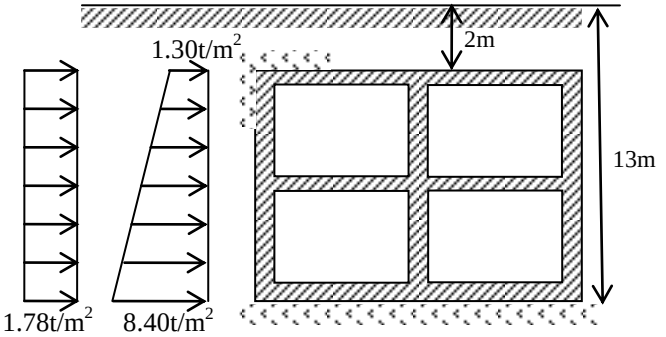


Şekil 5.10 1. Durum yüklemesi

2. Durum

$$\Delta P_{MCE} = 0.070 \times 1.96 \times 13 = 1.78\ t/m^2$$

$$P_1 = 0.33 \times 2 \times 1.96 = 1.30\ t/m^2 \qquad P_2 = 0.33 \times 13 \times 1.96 = 8.40\ t/m^2$$

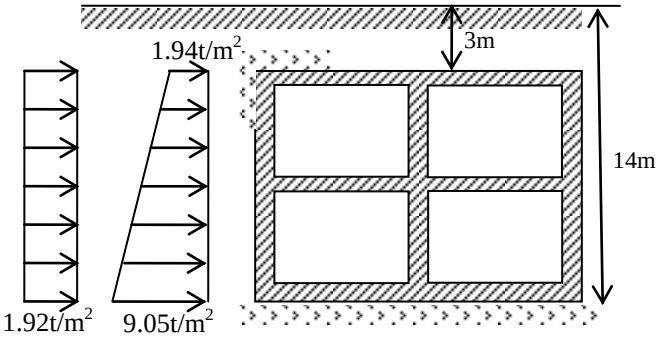


Şekil 5.11 2. Durum yüklemesi

3. Durum

$$\Delta P_{MCE} = 0.070 \times 1.96 \times 14 = 1.92\ t/m^2$$

$$P_1 = 0.33 \times 3 \times 1.96 = 1.94\ t/m^2 \qquad P_2 = 0.33 \times 14 \times 1.96 = 9.05\ t/m^2$$

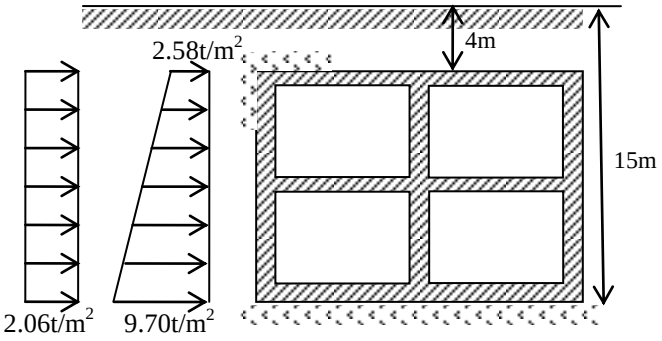


Şekil 5.12 3. Durum yüklemesi

4. Durum

$$\Delta P_{MCE} = 0.070 \times 1.96 \times 15 = 2.06 \ t/m^2$$

$$P_1 = 0.33 \times 4 \times 1.96 = 2.58 \ t/m^2 \qquad P_2 = 0.33 \times 15 \times 1.96 = 9.70 \ t/m^2$$

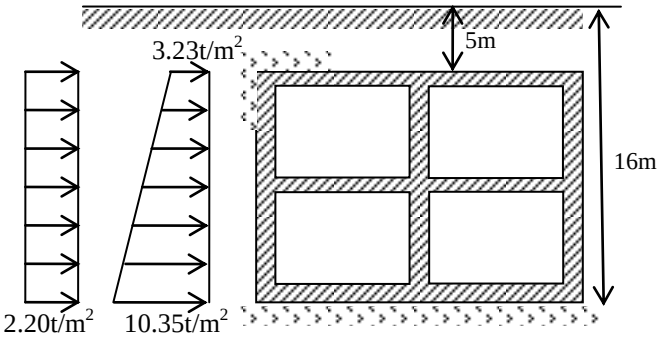


Şekil 5.13 4. Durum yüklemesi

5. Durum

$$\Delta P_{MCE} = 0.070 \times 1.96 \times 16 = 2.20 \ t/m^2$$

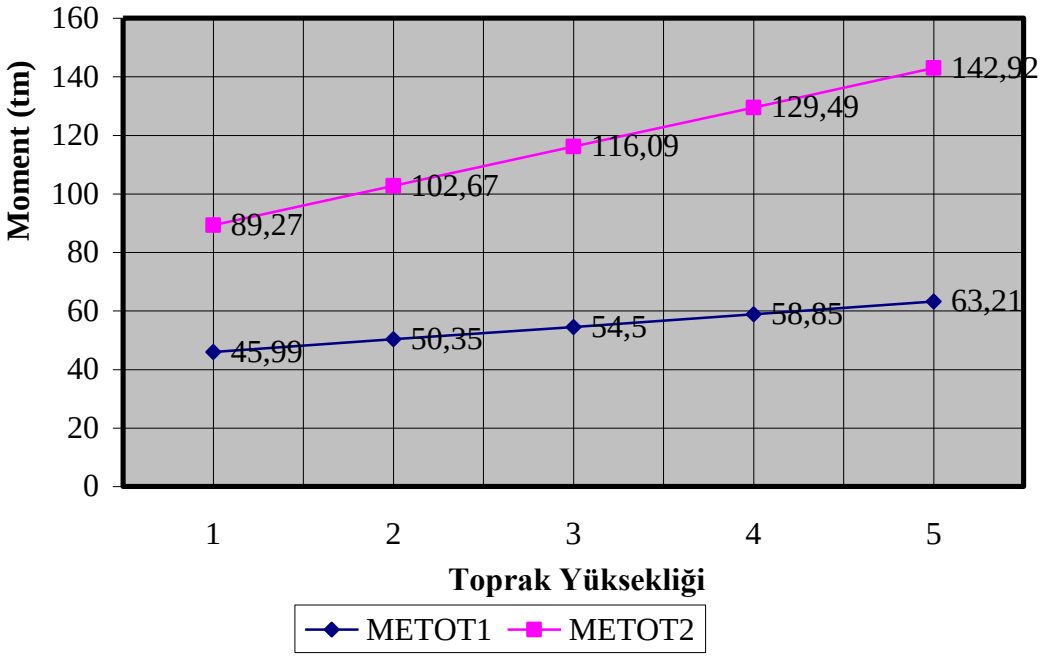
$$P_1 = 0.33 \times 5 \times 1.96 = 3.23 \ t/m^2 \qquad P_2 = 0.33 \times 16 \times 1.96 = 10.35 \ t/m^2$$



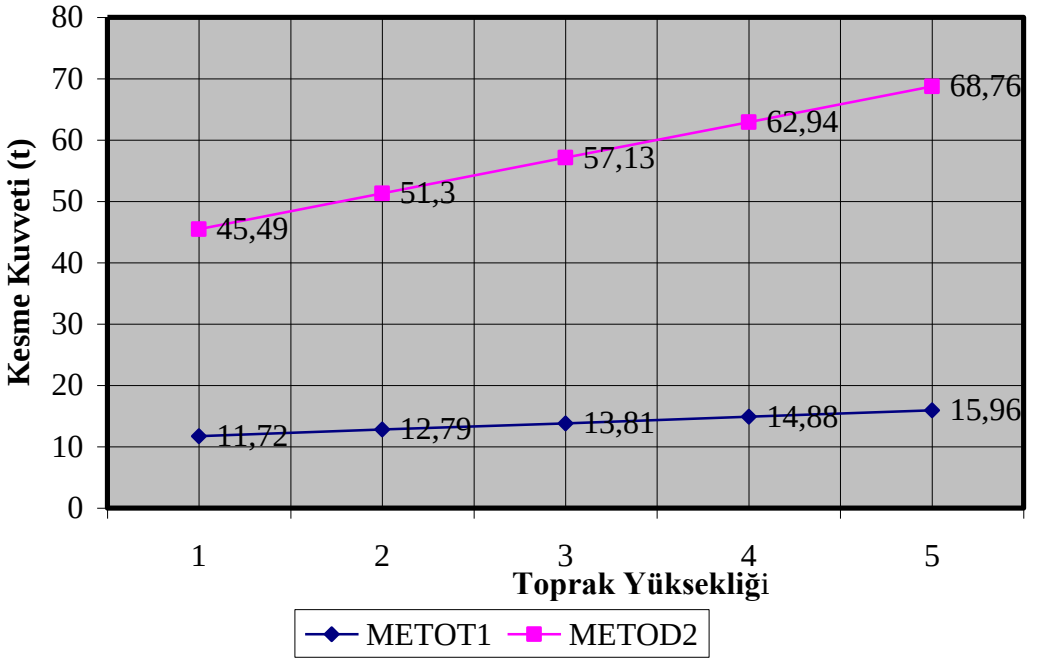
Şekil 5.14 5. Durum yüklemesi

5.3 Sonuçların Karşılaştırılması

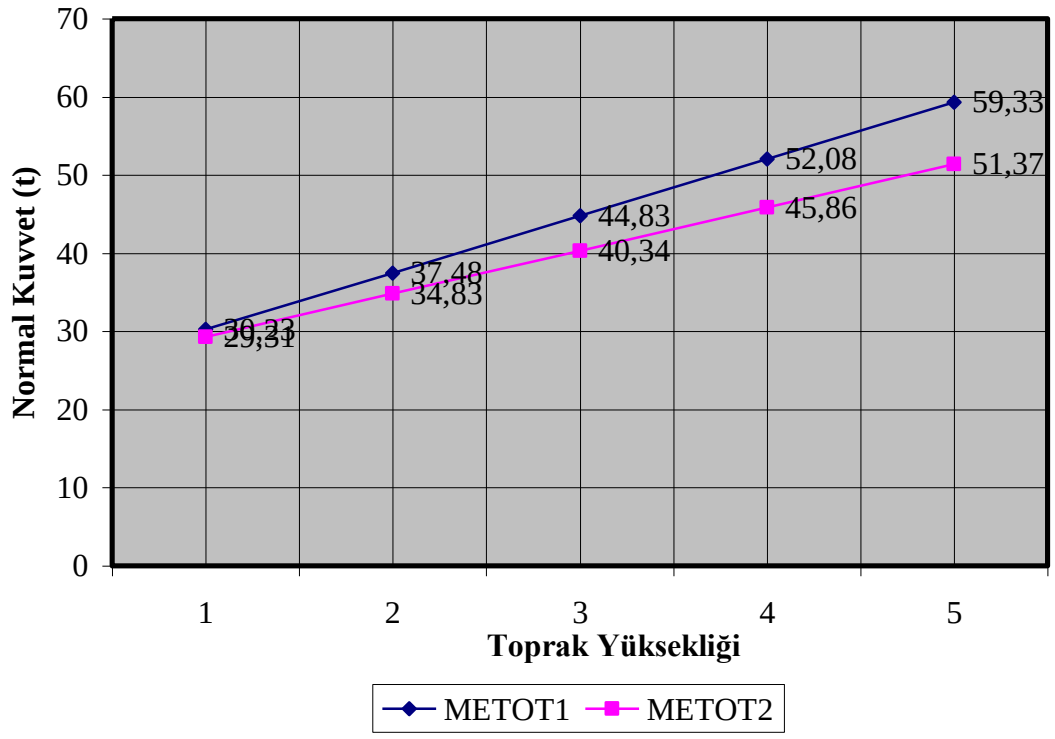
Ele alınan yeraltı yapısı iki farklı metot ile çözülmüş ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Metot 1 ile ifade edilen serbest alan deformasyon metodu, Metot 2 ile ifade edilende basitleştirilmiş çerçeve analizi olmaktadır. Bu iki metot yeraltı yapısının üzerinde bulunan toprak miktarının 5 farklı durumuna göre çözülmüştür. Farklı toprak miktarları DURUM1, DURUM2, DURUM3, DURUM4 ve DURUM5 olarak sayısal uygulamada belirtilmiştir. SAP 2000 ile yapılan çerçeve analizi hesapları sonucunda elde edilen moment, kesme kuvveti ve normal kuvvet diyagramları sırası ile EKA, EKB ve EKC'de verilmiştir. Elde edilen diyagramlardan yüklemenin olduğu ve dizaynda kullanılacak olan etkilerin maksimum çıktığı taşıyıcı yapısal eleman dikkate alınmış ve değerleri kıyaslanmıştır. Sırası ile Şekil 5.10 da maksimum moment değerleri, Şekil 5.11 de kesme kuvveti, Şekil 5.12 de normal kuvvet ve Şekil 5.13 de ise maksimum deplasmanlar karşılaştırılmıştır. Maksimum deplasmanlar çerçevenin en üst noktasının yaptığı deplasmanlar olarak ölçülmüştür. Bu deplasmanlar, metot1 yani serbest alan deformasyon metodu için hesaplanmış olan değerlerdir. Metot2 için bu deplasman değerleri yapılan SAP 2000 çözümleri sonucunda elde edilmiştir. Elde edilen grafiklerden de görüleceği üzere normal kuvvet dışında moment ve kesme kuvveti değerleri iki değişik metot için oldukça farklı bulunmuştur. Basitleştirilmiş çerçeve analizinde çıkan moment değerleri serbest alan deformasyon metodundan bulunana moment değerlerinin 2 katı civarındadır. Ayrıca yeraltı yapısının üzerindeki toprak miktarının artmasıyla aradaki farkın daha da artmakta olduğu görülmektedir. Kesme kuvveti değerlerinde bu iki metot arasındaki fark daha da fazladır. Basitleştirilmiş çerçeve analizi ile bulunan sonuçlar serbest alan deformasyon metodu ile buluna sonuçların 4 katı civarındadır. Moment sonuçlarında olduğu gibi burada da yapı üzerindeki toprak miktarı arttıkça bu iki metot arasındaki farkta artmaktadır. Elde edilen normal kuvvet diyagramlarına baktığımız zaman değerlerin birbirine yakın olduğunu görüyoruz. Dizaynda kullanılacak normal kuvvet değerlerinde, serbest alan deformasyon metodu ile bulunan sonuçların basitleştirilmiş çerçeve analiz ile bulunan sonuçlardan biraz daha büyük olduğunu görmekteyiz. Yapılan çözümler sonucunda yeraltı yapısının yapmış olduğu deplasman değerlerine baktığımızda bu iki farklı çözüm metodunun en çok bu noktada ayrıldığını görüyoruz. Dikkate alınan zemin ve sismik şartlara göre serbest alan deformasyon metodu yani metot1 ile bulunan deplasman değerleri basitleştirilmiş çerçeve analizi ile bulunan değerlere göre küçük çıkmıştır. Ayrıca serbest alan deformasyon metodunda yeraltı yapısının bulunduğu derinlik arttıkça yapının deprem sırasında yapmış olduğu deformasyon azalmaktadır. Buna karşın basitleştirilmiş çerçeve analizinde yapı derinliği arttıkça yapıda meydana gelen maksimum deformasyonda artmaktadır.



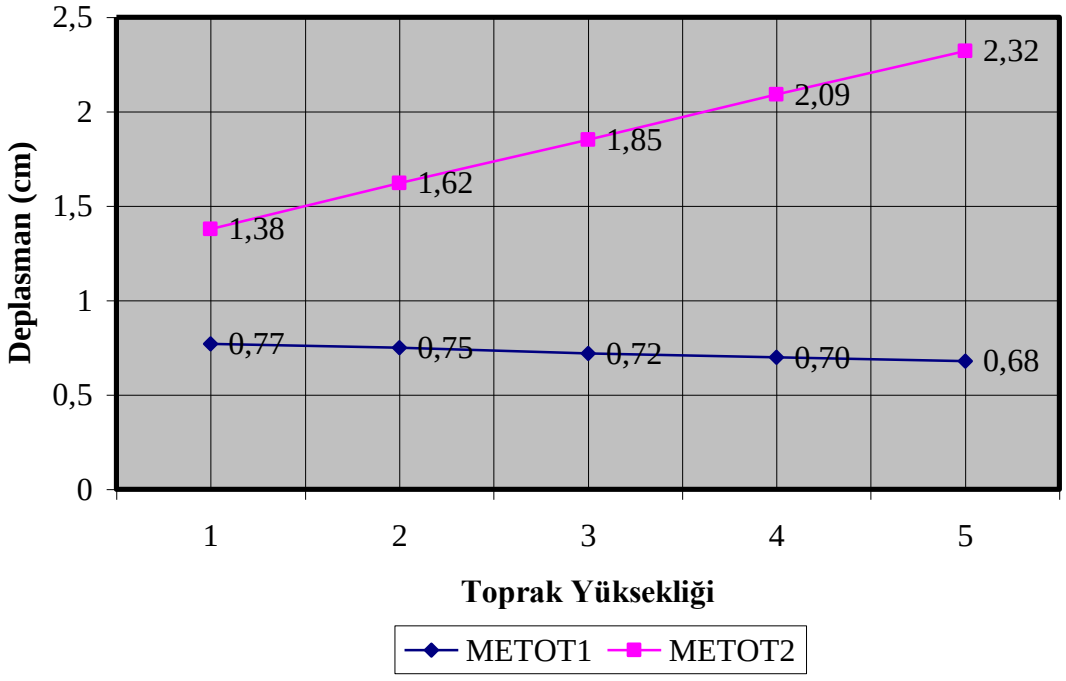
Şekil 5.15 Moment sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 5.16 Kesme kuvveti sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 5.17 Normal kuvvet sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 5.18 Maksimum deplasmanların karşılaştırılması

5.4 Sonuç

Yapılan bu sayısal uygulamada serbest alan deformasyon metodu ile basitleştirilmiş çerçeve analizi metodu karşılaştırılmıştır. Serbest alan deformasyon metodunda kullanılan değerler Ankara Metrosu'nun 3. aşamasında yapılan yeraltı yapılarının deprem hesabında kullanılan sismik değerlerden alınmıştır.

3. aşama Ankara Metrosu'nda yapılan yüzeysel yeraltı yapılarında da serbest alan deformasyon metodu ile basitleştirilmiş çerçeve analizi yöntemleri kullanılmıştır. Yapılan hesaplamalarda bu iki yöntemle çözülen yeraltı yapıları, daha elverişsiz olan duruma göre boyutlandırılmıştır. Yapılan sayısal uygulamada olduğu gibi Ankara Metrosu yeraltı yapılarında da basitleştirilmiş çerçeve analizi, serbest alan deformasyon metoduna göre daha elverişsiz sonuçlar vermiştir. Bunun sonucunda müşavir firmaların isteği ve tasarım el kitabı doğrultusunda güvenli tarafta kalmak için yeraltı yapılarının dizaynı basitleştirilmiş çerçeve analizi ile bulunan sonuçlara göre yapılmıştır.

Yapılmış olan sayısal uygulamada elde edilen sonuçlar bir önceki bölümde verilmiştir. Buradan görüldüğü gibi sonuçlar bakımından iki metot arasında oldukça büyük farklar vardır. Serbest alan deformasyon metodu için kullanılan sismik değerlerin büyük olmamasından ötürü bu metotla elde edilen sonuçlar basitleştirilmiş çerçeve analizinden elde edilen sonuçlardan küçük çıkmıştır. Depremselliği düşük olan Ankara için düşünüldüğünde serbest alan deformasyon metodu bu çözümde daha az etkili olmuştur. Eğer ele alınan bu yapı sismik yönden daha aktif bir bölgede yapılmış olsaydı serbest alan deformasyon metodunun sonuçları basitleştirilmiş çerçeve analizi sonuçlarına yakın olabilir ve belki de daha olumsuz durum oluşturabilirdi.

Burada ortaya çıkan en büyük çelişki incelenen bu iki metodun, yeraltı yapısının bulunduğu derinliğin artmasına göre tamamen birbiri ile zıt sonuçlar vermesi olmuştur. Derinliğin artması serbest alan deformasyon metodunda deplasman miktarlarını azaltırken basitleştirilmiş çerçeve analizinde deplasman miktarlarını büyük değerlere taşımıştır. Tabi bunun neticesinde iç kuvvetlerdeki değişim de bu doğrultuda olmuştur.

Yeraltı yapıları için yapılan deprem hesaplarında eğer yeraltı yapısına bağlı bir yer üstü yapısı yoksa deprem hesaplarında yapının kendi eylemsizlik kuvvetleri dikkate alınmamaktadır. Bu konudaki bu yaygın görüş üzerinde düşünmek gerekebilir.

Elde edilen bu sonuçlardan sonra sismik yönden aktif olan veya yumuşak zeminlerde bulunan yeraltı yapıları için kullanılacak olan serbest alan deformasyon metodu, basitleştirilmiş çerçeve analizi ile bulunacak sonuçlara yakın hatta daha büyük değerler çıkarabilir. Fakat bunun tam tersi durumda yani depremselliğin az ve sert zeminlerde, basitleştirilmiş çerçeve analizi sonuçları daha olumsuz sonuçlar verecektir. Bu tür ortamlarda bulunan yeraltı yapıları basitleştirilmiş çerçeve analizi ile yapılan fazla ekonomik olmayacak ve fazla güvenlikli yapılmış olacaklardır.

6. SONUÇLAR

Günümüzde daha bir önem kazanan yeraltı yapılarının sismik analizleri ve hesabı konusunda henüz net olarak ortaya konmuş düşünceler mevcut değildir. Yeraltı yapılarının sismik hesabı üzerine tam bir fikir birliğine varılmamış olup bu konu üzerinde çalışmalar devam etmektedir. Ele alınan bu yüksek lisans çalışmasında da bu konu incelenmiş ve sonuçlar maddeler halinde verilmiştir.

Yeraltı yapıları yer üstü yapılarına oranla daha az hasara uğramışlardır.

Yeraltı yapılarındaki derinlik azaldıkça deprem sırasında meydana gelen hasarlar artmaktadır. Derin yeraltı yapılarının daha yüzeysel olan yeraltı yapılarına oranla daha fazla güvenli oldukları belirlenmiştir.

Yumuşak zemin üzerine inşa edilen yeraltı yapılarında, yeterince sert olan zemine inşa edilen yeraltı yapılarından daha çok deprem hasarı görülmüştür.

Düz bir hatta ilerleyen ve enjeksiyon yapılmış yeraltı yapıları sert zemin içerisinde olup düz bir hatta sahip olmayanlara göre daha güvenlidir. Deprem etkisiyle oluşan hasarlar yeraltı yapısının etrafındaki zeminin iyileştirilmesi ve yapı ile zemin arasındaki temasın enjeksiyon ile arttırılması sayesinde azaltılabilmektedir.

Yeraltı yapıları simetrik yüklemeler altında daha kararlıdır. Yüklemelerin simetrik olması hat ile zemin arasındaki etkileşimi olumlu etkiler. Yeraltı yapısı etrafındaki zayıf zemini iyileştirmeden yapının kalınlığının veya rijitliğinin arttırılması sismik kuvvetlerdeki artışa sebep olur. Yapılan dolguların iyi olması ve sert zemin iyileştirme önlemleri yüzeysel yeraltı yapılarının güvenliğini ve de sağlamlığını arttıracaktır.

Hasarlar depremin en büyük zemin ivmesine, hızına, büyüklüğüne ve depremin merkezine olan uzaklığına bağlıdır.

Deprem sırasındaki kuvvetli sallantının süresi en fazla öneme sahip olan etkendir. Çünkü sürenin uzun olması yorulma hasarlarına ve büyük deformasyonlara sebep olmaktadır.

Yüksek frekanstaki hareketler zayıflık düzlemi boyunca yerel kaya veya beton dökülmelerini açıklayabilir. Uzaklık ile aniden azalan bu frekansların kırılan faydan az uzaklıkta olduğu düşünülüyor.

Oluşan deprem dalga boyları tünel çapının 1 ile 4 katı arasında meydan gelirse bu yer hareketini kuvvetlendirmektedir.

Yeraltı giriş yapılarının bulunduğu bölümlerde şev dayanıksızlığından ötürü oluşabilecek hasarlar önemli olabilir.

Yeraltı yapılarında deprem etkisi için birinci derecede ele alınan yatay ivmenin yanında düşey ivmenin de hesaba katılması gereklidir. Bu aç-kapa yapılarının üzerinde bulunan toprak miktarının artmasıyla daha da bir önem kazanmaktadır.

Serbest alan deformasyon metodu zeminden daha rijit yeraltı yapıları için aşırı güvenlidir.

Depremselliğin az ve iyi zeminlerde yapılan yeraltı yapıları için serbest alan deformasyon metodu sonuçları basitleştirilmiş çerçeve analizi sonuçlarına göre oldukça küçük kalmaktadır.

Yeraltı yapısının derinliği arttıkça basitleştirilmiş çerçeve analizi sonuçları, makul olmayan neticelere ulaşmaktadır.

7. KAYNAKLAR

American Association of State Highway and Transport Officials (AASHTO), 1991. Standart Specifications for Highway Bridges.

ACI 318, 1999 Building Code Requirements for Reinforced Concrete, American Concrete Institue

American Society of Civil Engineering (ASCE), 1974 Earthquake damage evaluation and design considerations for underground structures, February. American Society of Civil Engineers, Los Angeles Section

Bickel, J.O., Kuesel, T.R., King, E.H., Tunnel Engineering Handbook 2nd edition.

Burns, J.Q., Richard, R.M., 1964. Attenuation of stresses for buried cylinders, *Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction,* University of Arizona at Tepme, Arizona

Choi, J.S., Lee, J.S, Kim, K.M., 2002. Nonlinear earthquake response analysis of 2-D underground structures with soil-structure interaction including seperation and sliding at interface, *The 15nd ASCE Engineering Mechanics Conference,* New York, USA, June 2-5-2002.

Coppersmith, K.L., Youngs, R.R., 2000. Data needs for probabilistic fault displacement hazard analysis, *J. Geodyn,* **29,** pp. 329-343

Hashash Y.M.A., Hook J.J., Scmidt B., Yao J.I.C., Seismic design and analysis of underground structures.

Hashash Y.M.A., Seismic behavior of underground structures and site response

Idriss, I.M., Seed, H.B., 1968. Seismic responce of horizontal soil layers, *J .Soil Mech. Found. Div.,* ASCE 94 (SM4), pp. 1003-1031

Hwang, R.N., Lysmer, J., 1981. Response of buried structures to travelling waves, *J. Geotech. Eng. Div.,* ASCE 107 (GT2), pp. 183-200

Iida, H., Hiroto, T., Yoshida, N., Iwafuji, M., 1996. Damage to Daikai subway station, *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, Japanese Geotecnical Society, pp. 283-300

Kramer, S., 1996. Geotecnical Earthquake Engineerin, *GPrentice-Hall, Upper Saddle River*, NJ**,** USA.

Kuesel, T.R., 1969. Earthquake Design Criteria for Subways, *J. Struct*. Div., ASCE ST6**,** pp. 1213-1231

Lee, C.J., Wu, B.R. and Chiou, S.Y., 1999. Soil Movements Around a Tunnel in Soft Soils, *RProc. Natl. Sci. Counc. Security*, **23,** pp. 235-247

M3 Sistemi Tasarım El Kitabı, 2002 Ankara Metro Sistemi 3. Aşama

Muir Wood, A.M., 1975. The Circular Tunnel in Elastic Ground, *Geotechique*, **25,** pp. 115-127

McCaffrey, R. and Abers, G., 1988. SYN3: A program for inversion of teleseismic body wave forms on microcomputers, *Air Force Geophysics Laboratory Technical Report,* **AFGL-TR-88-0099,** Hanscomb Air Force Base, MA.

Merritt, J.L., Monsees, J.E., Hendron, A.J., 1985. Seismic design of underground structures., *Proceedings of the 1985 Rapid Excavation Tunneling Conference*, vol.1, pp. 104-131

Monsees, J.E., Merritt, J.L., 1988. Seismic modelling and design of underground structures., *Numerical Methods in Geomechanics*, Innsbruck, pp. 1833-1842

Newmark, N.M., 1968. Problems in wave propagation in soil and rock, *Proceedings of the International Symposium on Wave Propogation and Dynamic Properties of Earth Materials*

Nuttli, O.W., 1979. The relation of sustained maximum ground acceleration and velocity to earthquake intensity and magnitude, *Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station,* Vicksburg, Mississippi.

Ostadan, F., White, W.H., 1998. Lateral Seismic Soil Pressure an Updated Approach, *US-Japan SSI Workshop,* Menlo Park, California, US, September 22-23, 1998.

Owen, G.N., Scholl, R.E., 1981. Earthquake engineering of large underground structures., *Federal Highway Administration and National Science Foundation Report,* **FHWA/RD-80/195**

Schmidt, B.S., Hashash, Y.M.A., 1999. APreventing Tunnel Flotation Due to Liquefaction, *İnProceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering,* Lisboa**,** Portagal, June 22-23, pp 509-512

Supplemental Criteria For Seismic Desing of Underground Structure, 1984. Prepared by Metro Rail Transit Consultants.

Sweet, J., 1997. Los Angeles Metro Red Line Project, *Seismic Analysis of the Little Tokyo Subway Station Report,* **CAI-097-100,** Engineering Management Consultants

Peck, R.B., Hendron, A.J., Mohraz, B., 1972. AState of the art in soft ground tunneling. *Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference*, American Institue of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, New York, pp. 259-286

Penzien, J., 2000. Seismically induced racking of tunel linings *Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn.* ***29*** pp. 683-691

Penzien, J., Ostadan F., 2001. Seismic design of cut and cover sections of the bay area rapid transit extension to San Francisco Airport, *The 2nd International Japan SSI Workshop*, Tsukuba, Japan, March 6-8-2001.

Potts, D.M., and Fourie, A.B., 1986. A Numerical Study of The Effects of Wall Deformation on Earth Pressures, *İnternational Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics,* **10,** 383-405.

Reither, L., 1990. Earthquake Hazard Analysis, *Issues and Insights.* Columbia University Pres, New York

Takada, S., Abdel-Aziz, M., 1997. A new finite element inelastic model for seismic response analysis of the transverse direction of shield tunnels utilizing the seismic deformation method. *Proceedings of the Seventh International Conference on computing in Civil and Building Engineering*, vol.3, Seoul pp. 1893-1898

Tanaka, H., Kita, H., Iida, T., Saimura, Y., 1995. Countermeasure against liquefaction for buried structures using sheet pile with drain capability, *Proceedings of the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* pp. 999-1004

Uenishi, K., Sakurai S., Charecteristic of the Vertical Seismic Waves Associated with The 1995 Hyogo-Ken Nanbu (Kobe), Japan Earthquake Estimated from The Failure of The Daikai Underground Station.

Uenishi, K., Sakurai, S., and Mizoguchi, S., 2001. Wave-Induced Damage to Underground Structures, *Report of the Research Center for Urban Safety and Security*, Kobe University., **5,** pp. 49-60

Wang, J.N., 1993. Seismic Design of Tunnels, *A State-of-the-Art Approach*, Monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York

Wells, D.L., Coppersmith, K.J., 1994. New emprical relationships among magnitude, rupture width, rupture area, and surface displacement. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **4**, pp. 974-1002

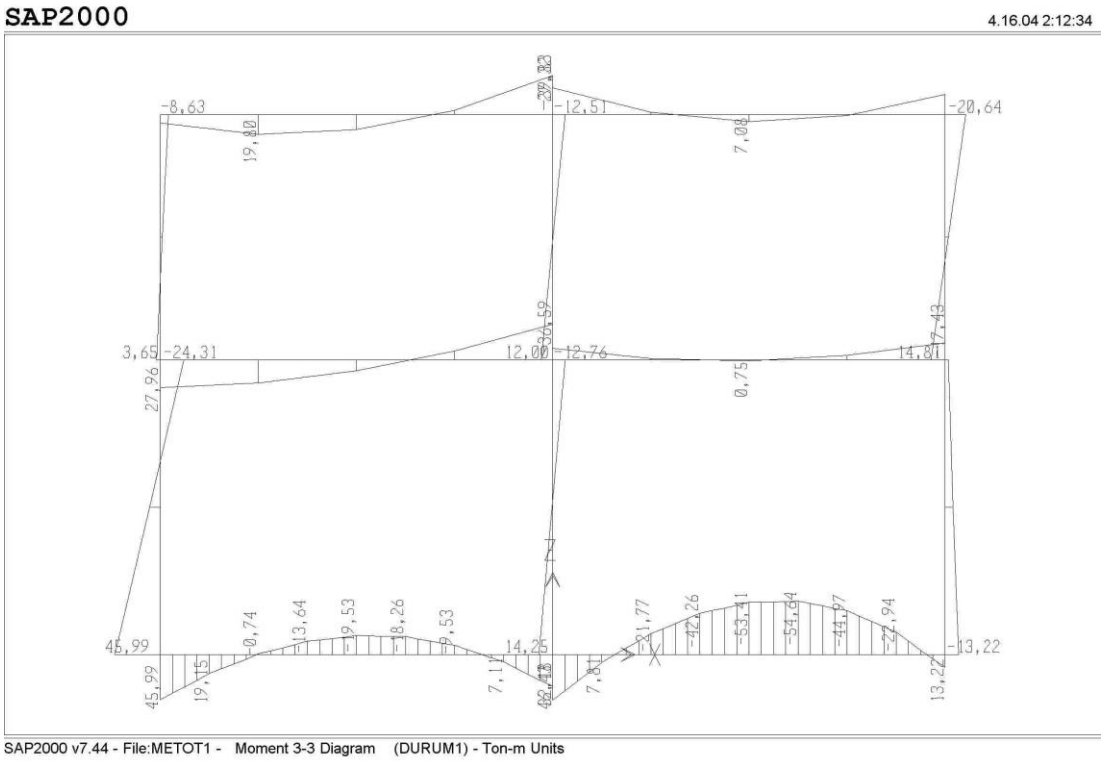
Zhang, J.M., Shamoto, Y., and Tokimatsu, K., 1998. Evaluation of Earth Pressure Under any Lateral Deformation, *Soils And Foundations*, **38,** 15-33.

Yeh, G.C.K., 1974. Seismic analysis of slender buried beams. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **64**, 5. pp. 1551-1562

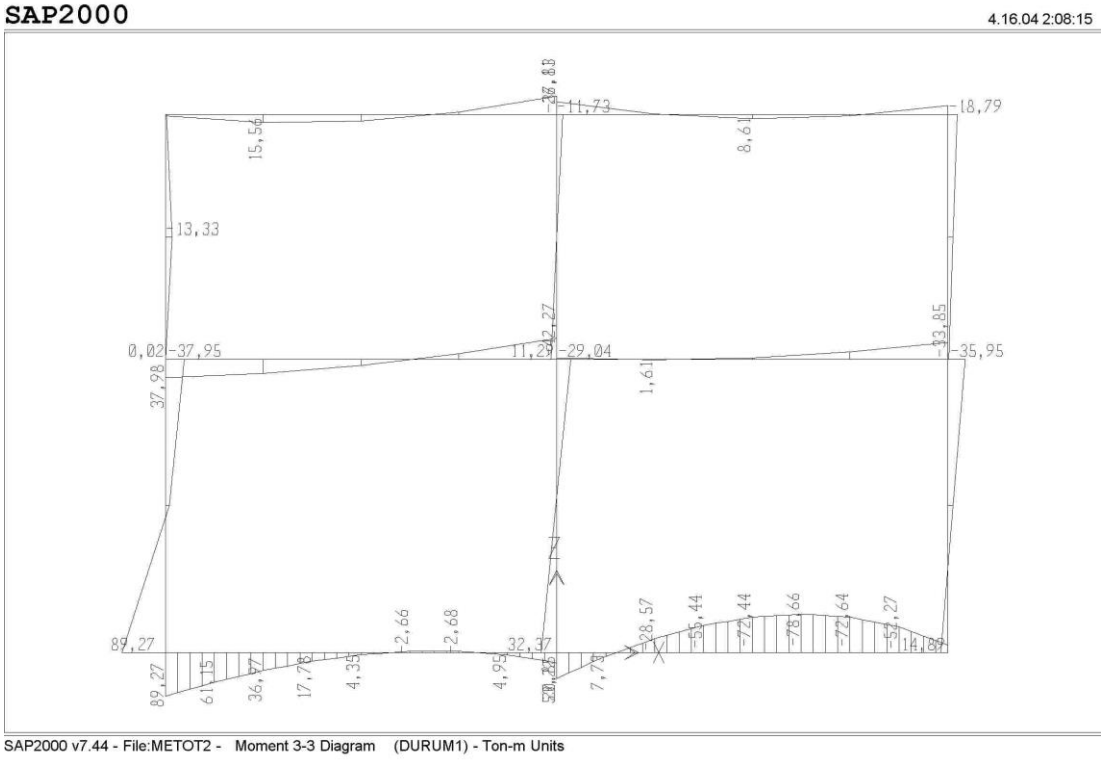
8.

9. EKLER

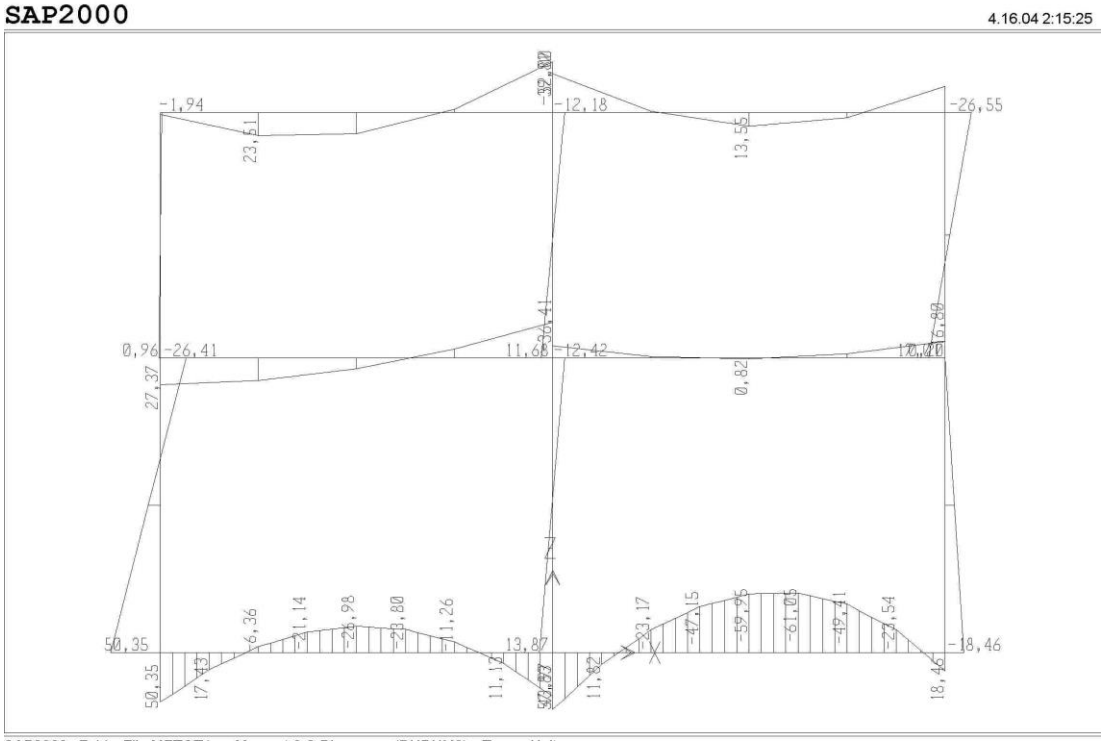
EK A : Moment Diyagramları



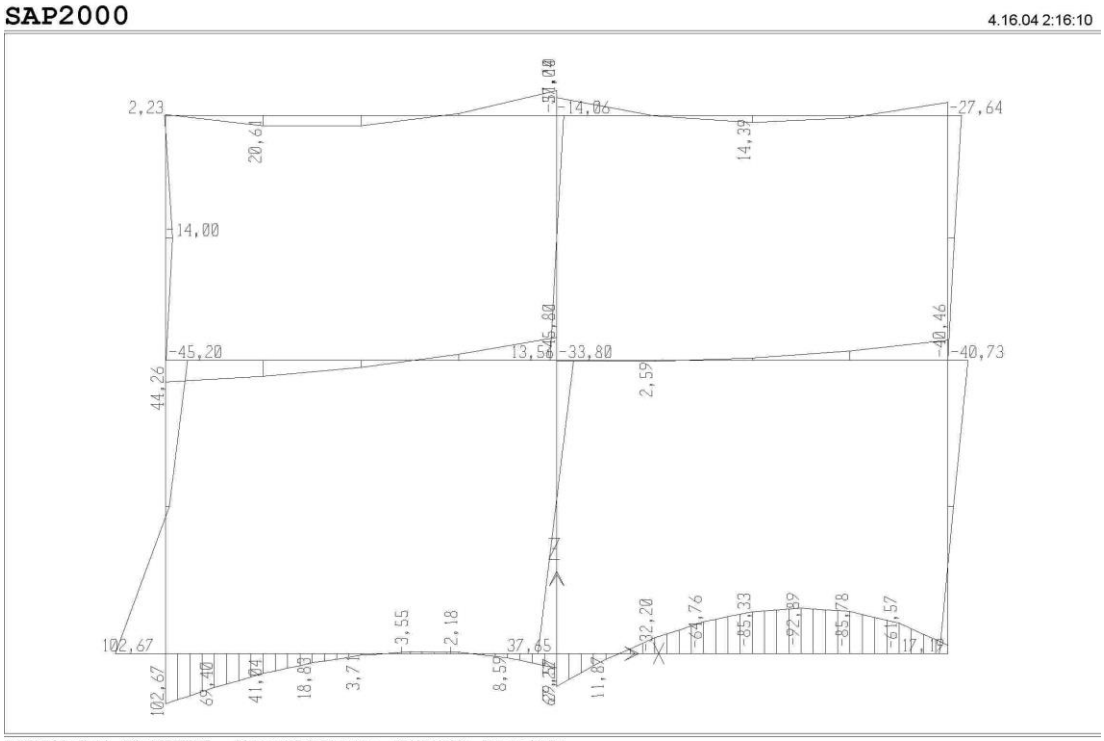
Şekil A.1 1. durumda 1. metoda ait moment diyagramı



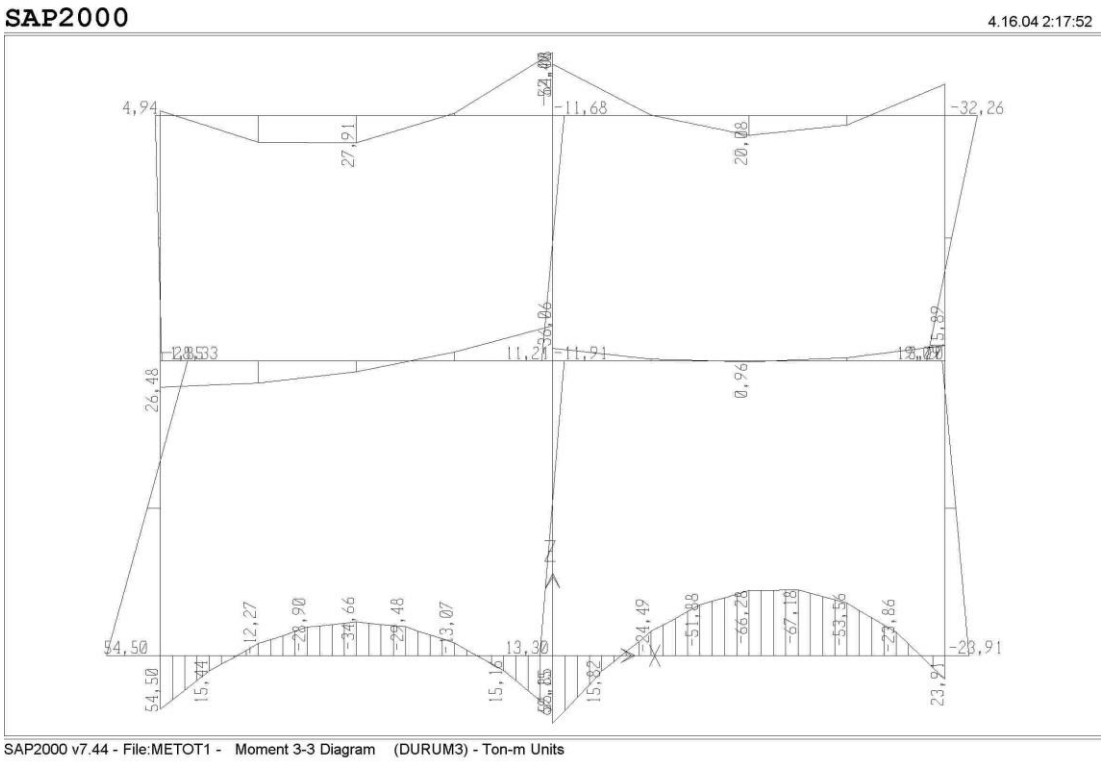
Şekil A.2 1. durumda 2. metoda ait moment diyagramı



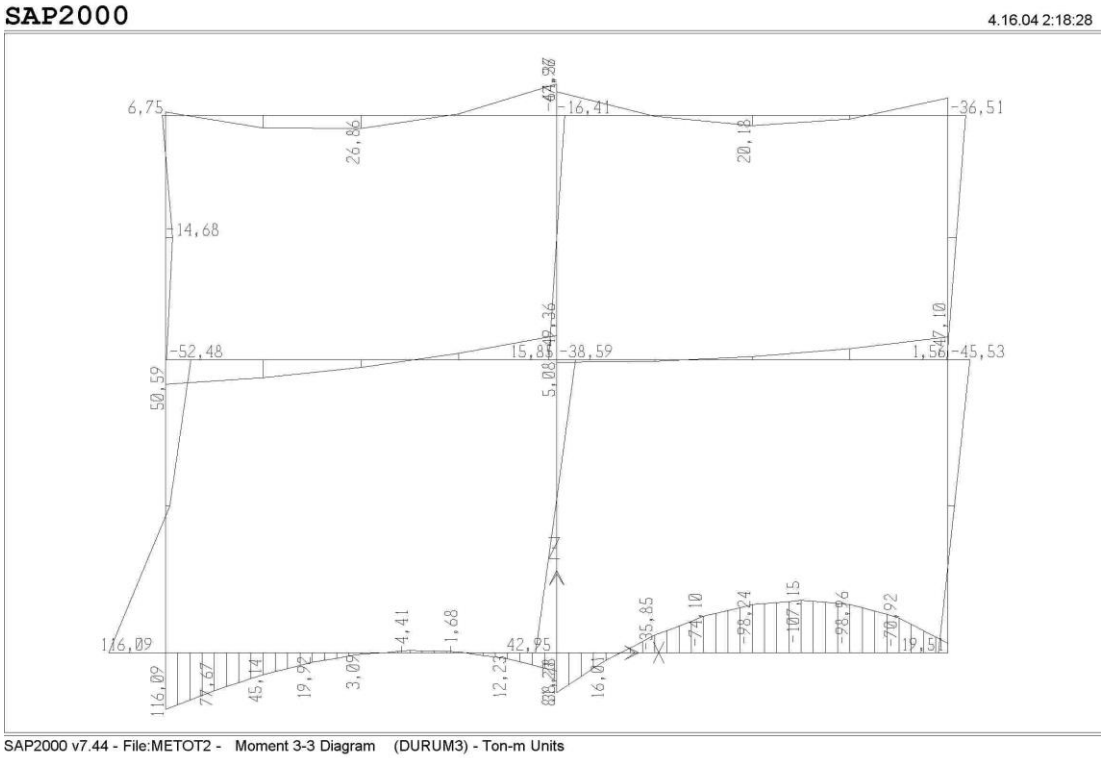
Şekil A.3 2. durumda 1. metoda ait moment diyagramı



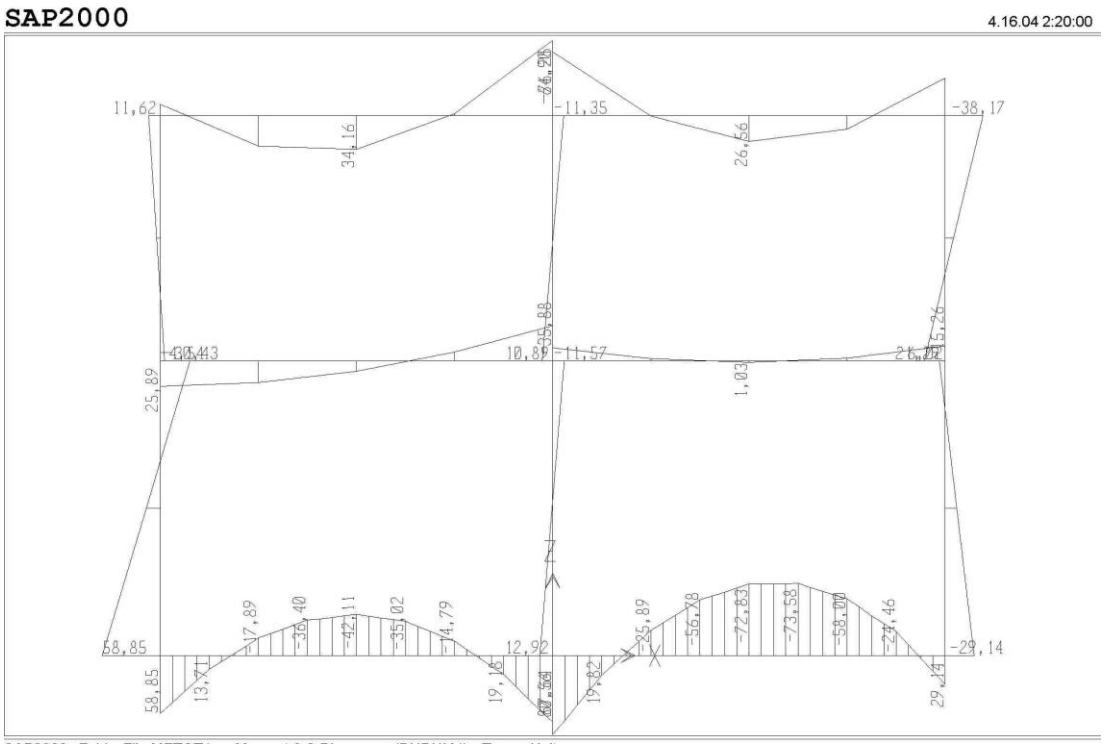
Şekil A.4 2. durumda 2. metoda ait moment diyagramı



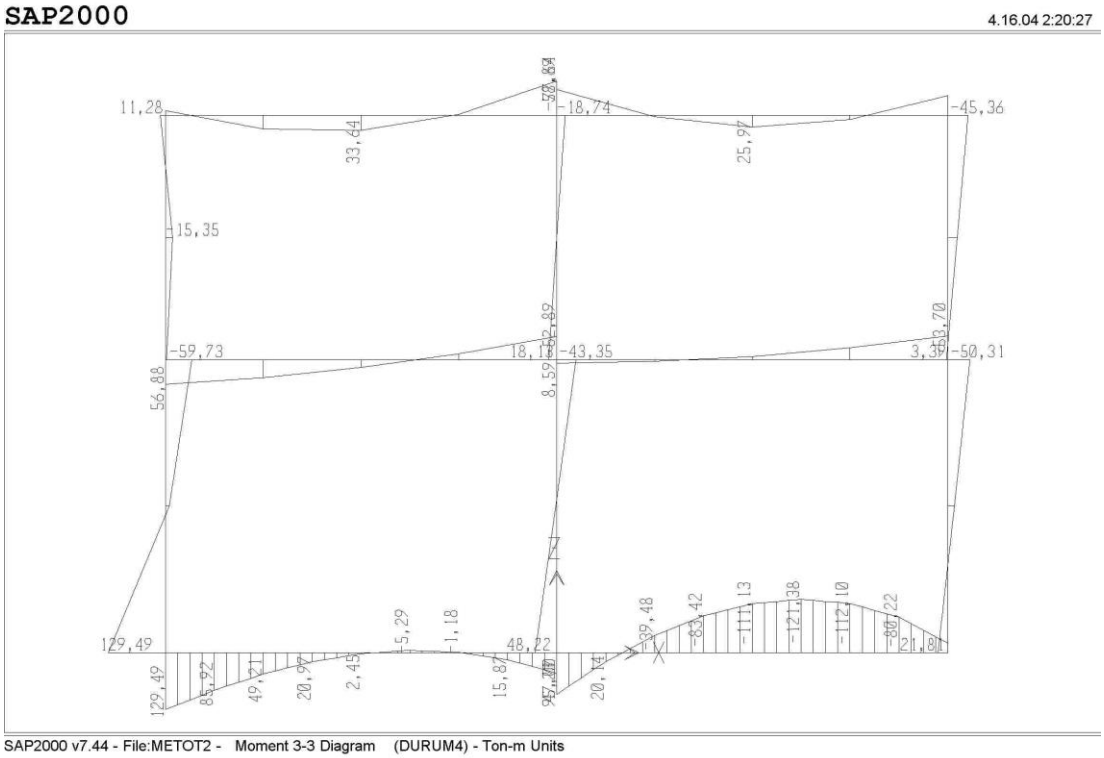
Şekil A.5 3. durumda 1. metoda ait moment diyagramı



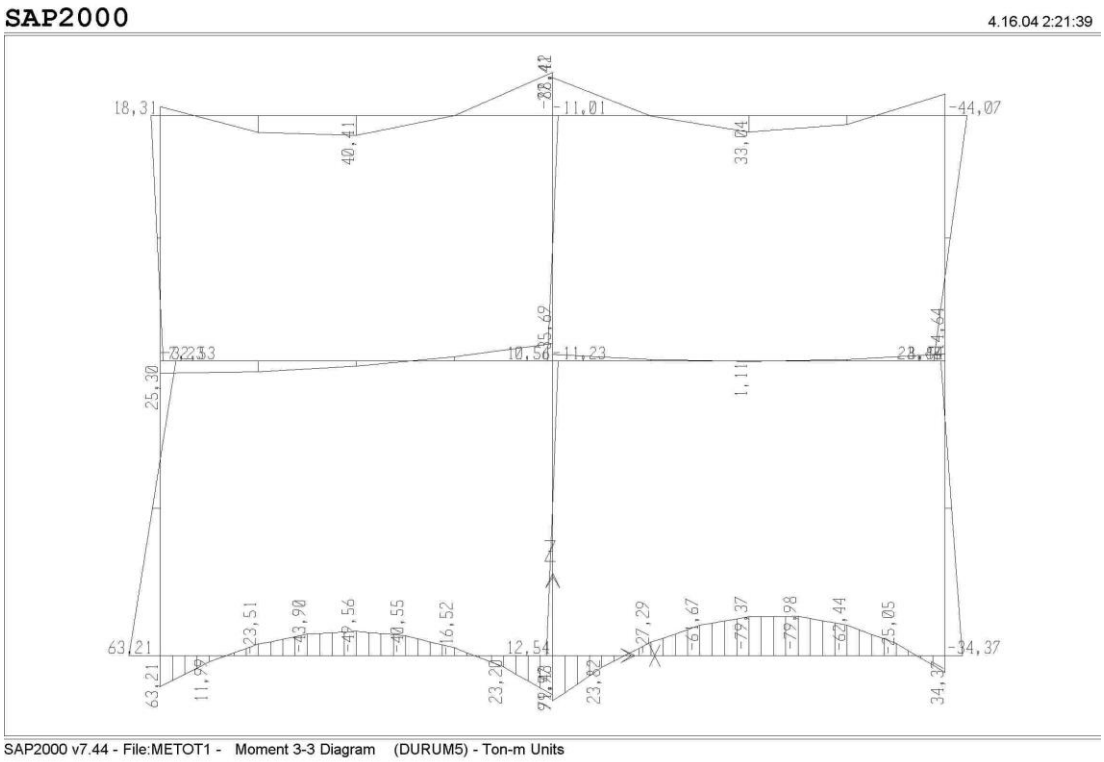
Şekil A.6 3. durumda 2. metoda ait moment diyagramı



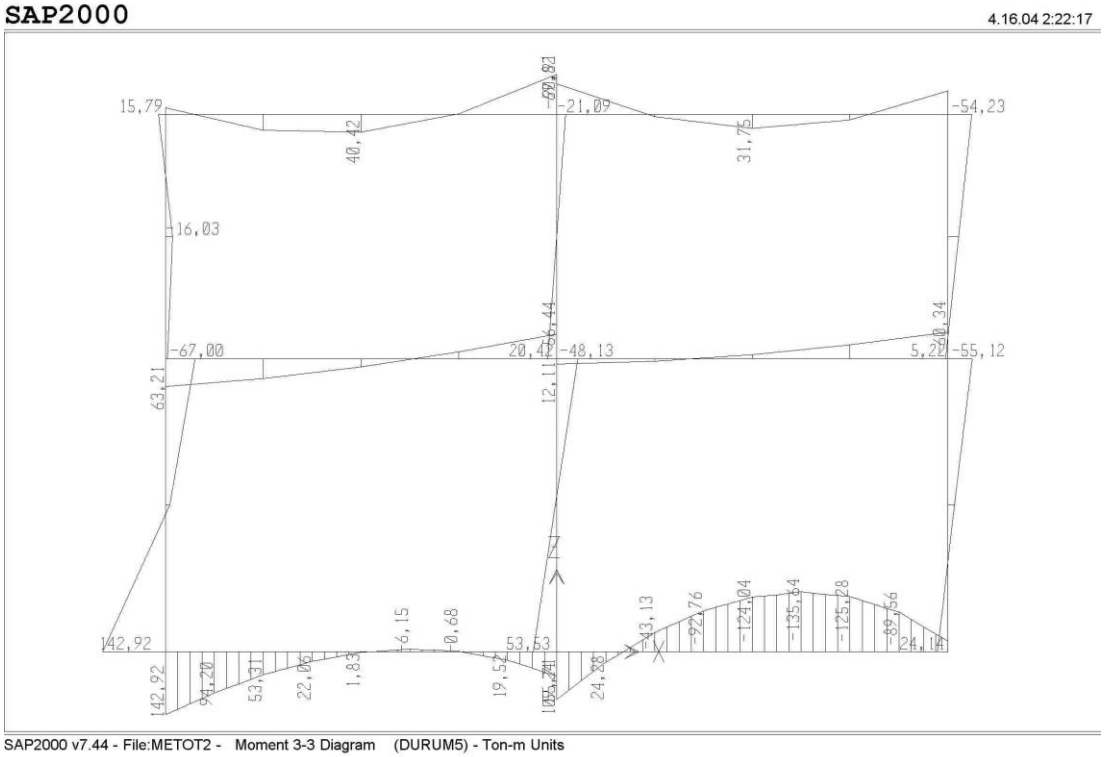
Şekil A.7 4. durumda 1. metoda ait moment diyagramı



Şekil A.8 4. durumda 2. metoda ait moment diyagramı

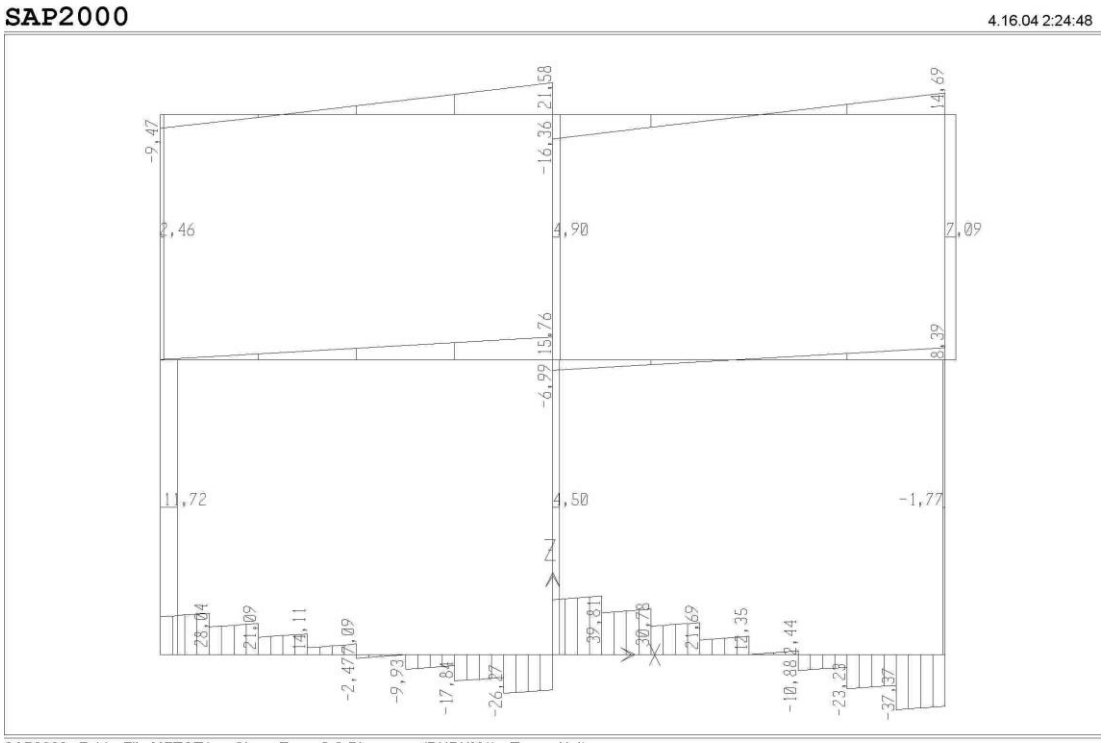


Şekil A.9 5. durumda 1. metoda ait moment diyagramı

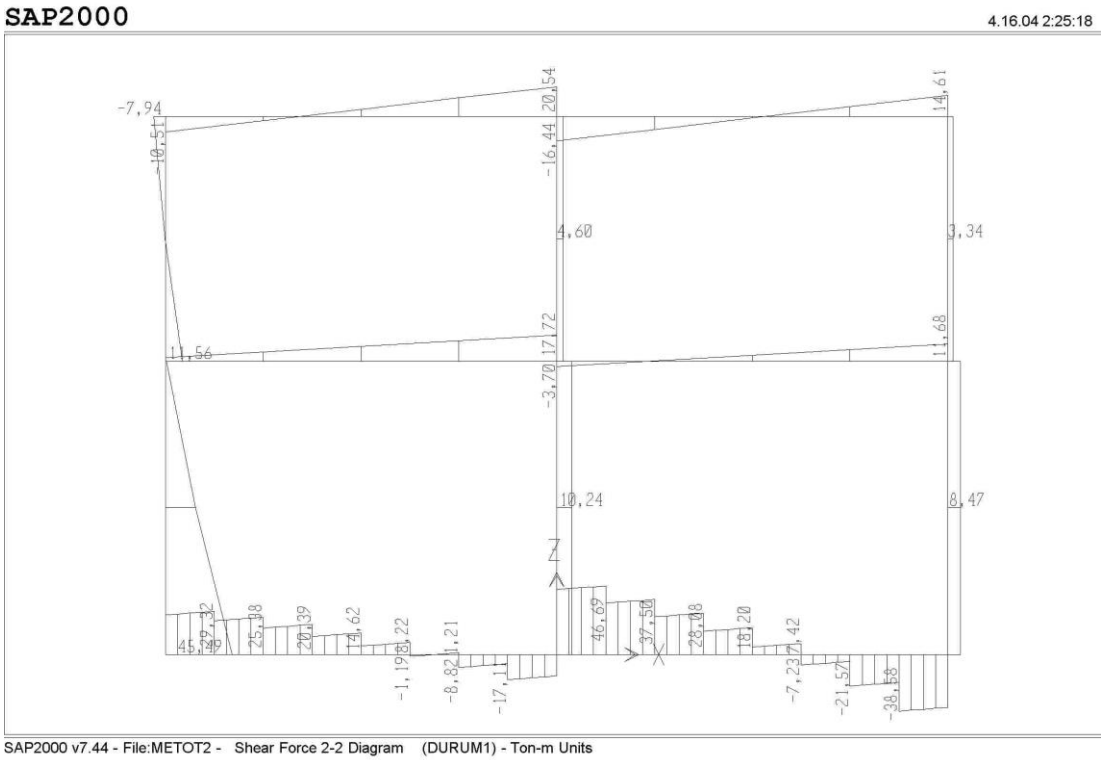


Şekil A.10 5. durumda 2. metoda ait moment diyagramı

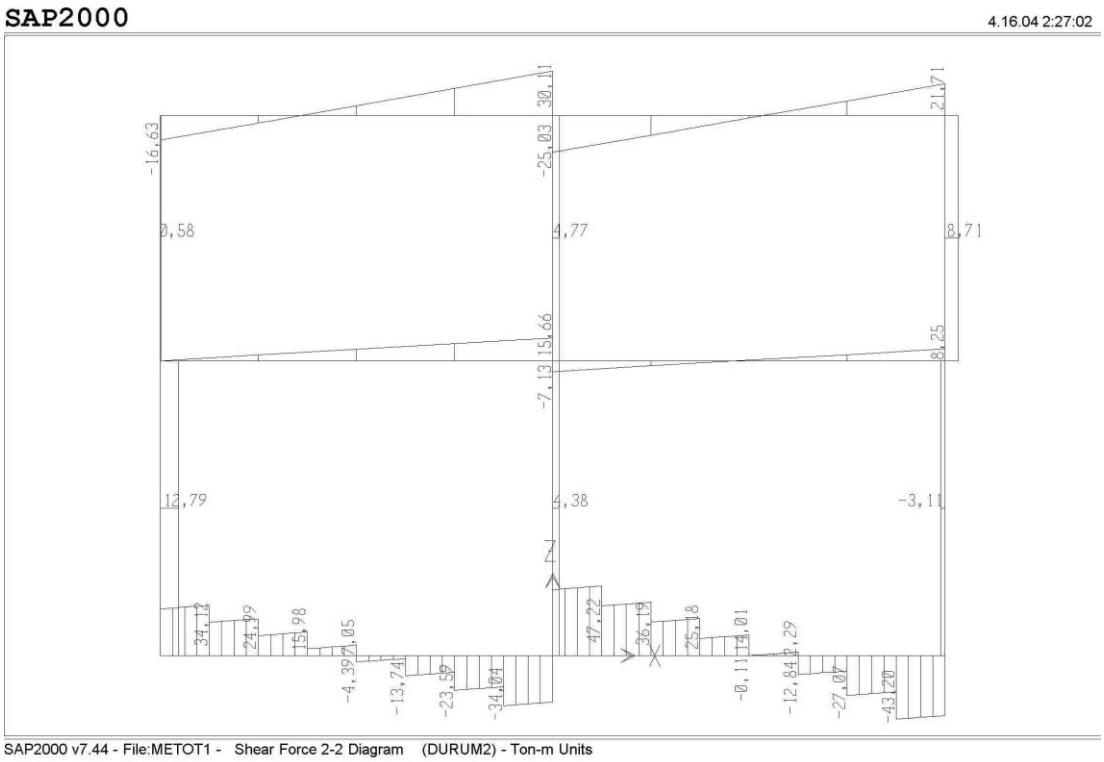
EK B : Kesme Kuvveti Diyagramları



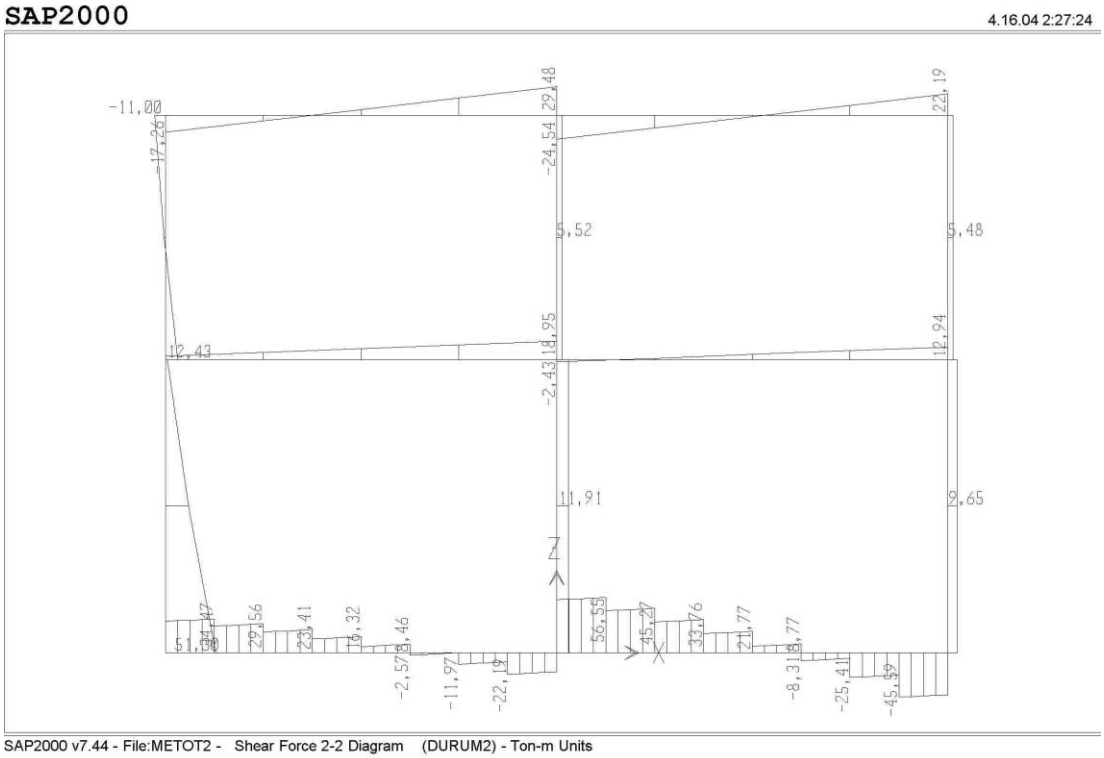
Şekil B.1 1. durumda 1. metoda ait kesme kuvveti diyagramı



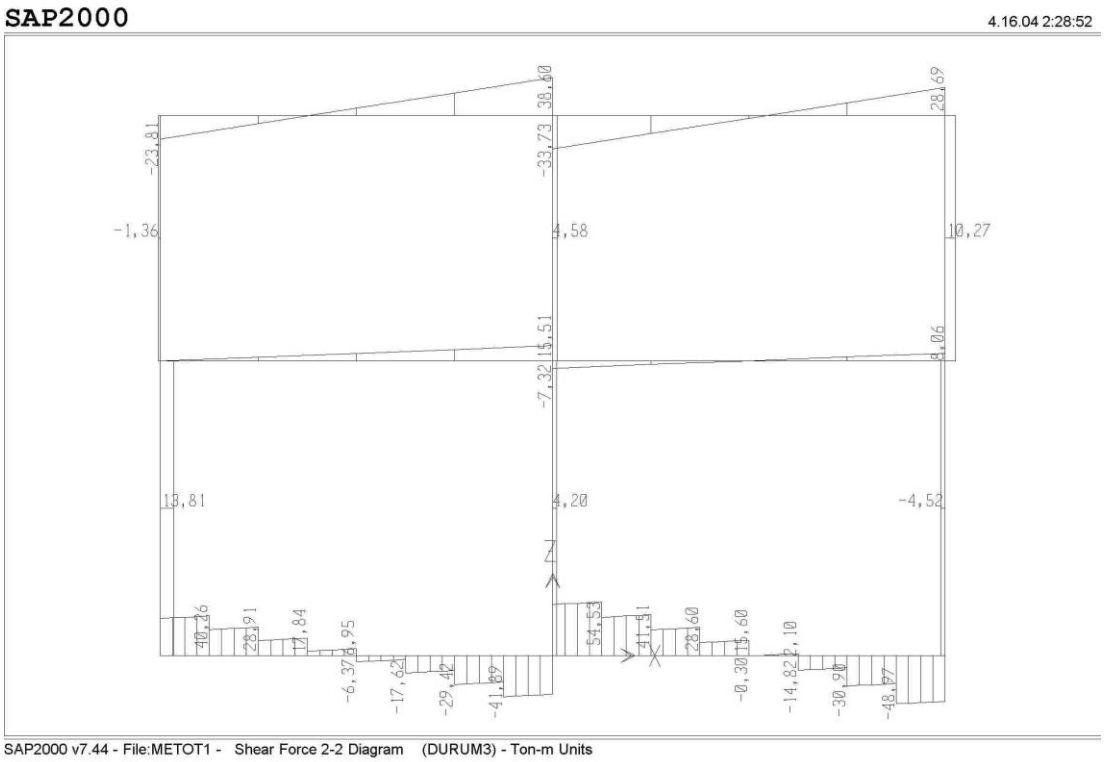
Şekil B.2 1. durumda 2. metoda ait kesme kuvveti diyagramı



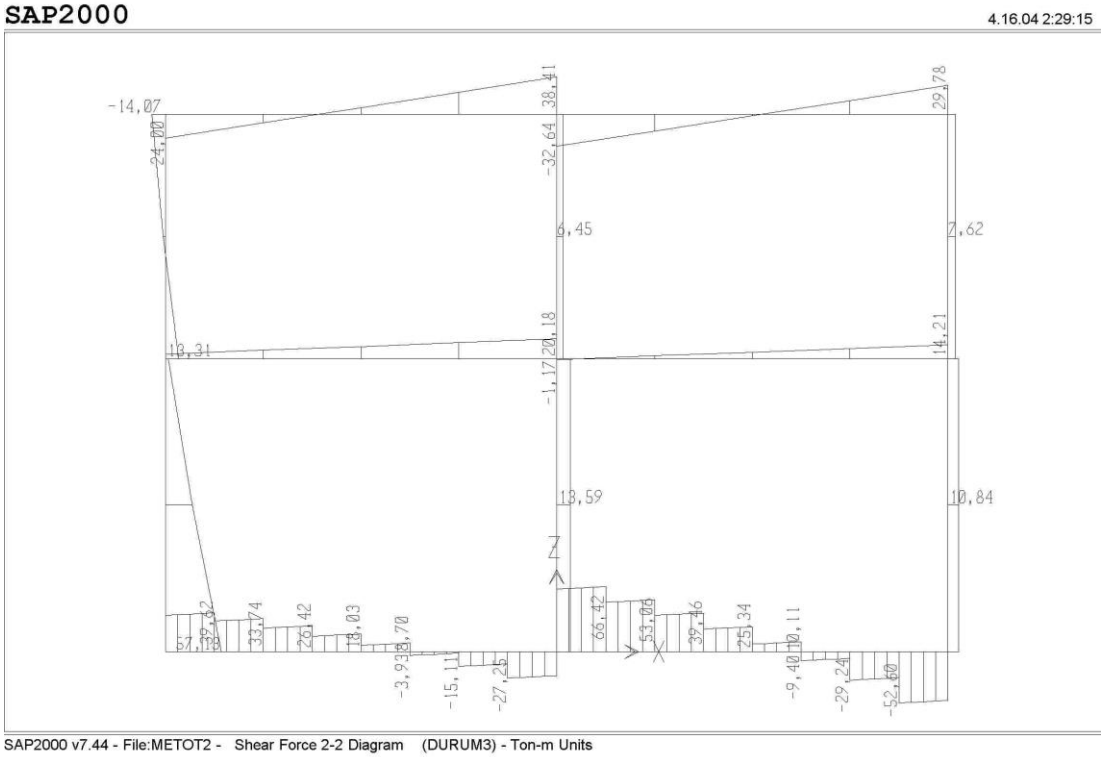
Şekil B.3 2. durumda 1. metoda ait kesme kuvveti diyagramı



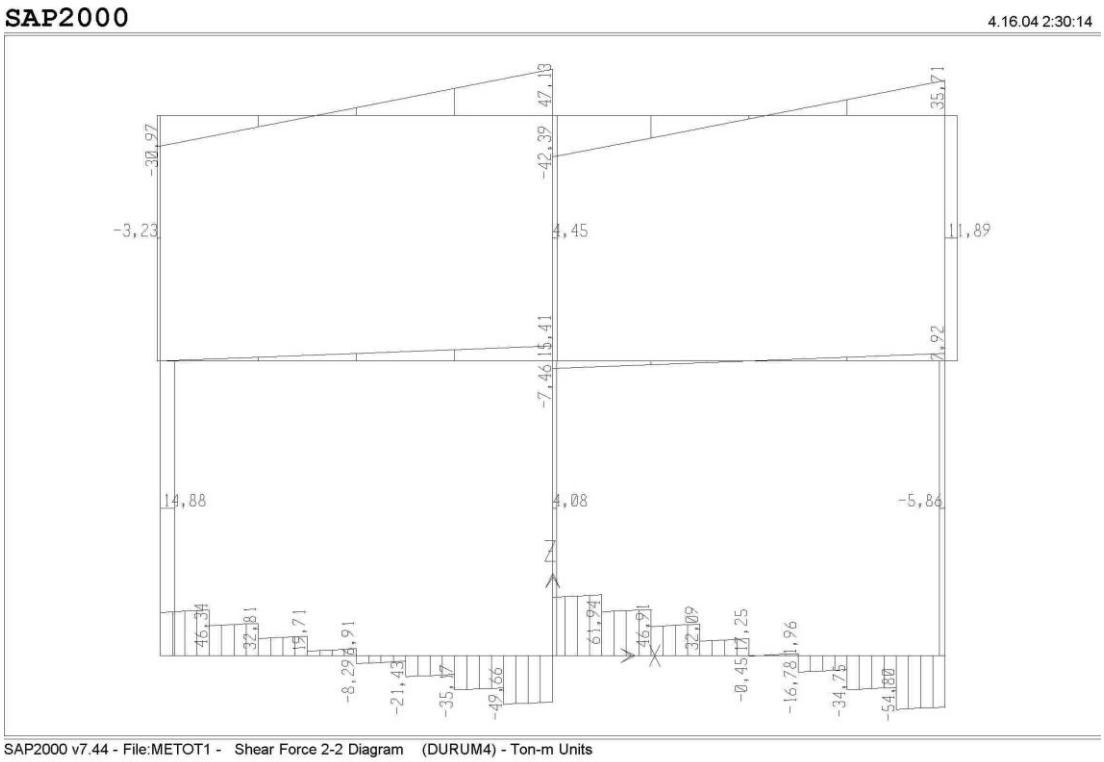
Şekil B.4 2. durumda 2. metoda ait kesme kuvveti diyagramı



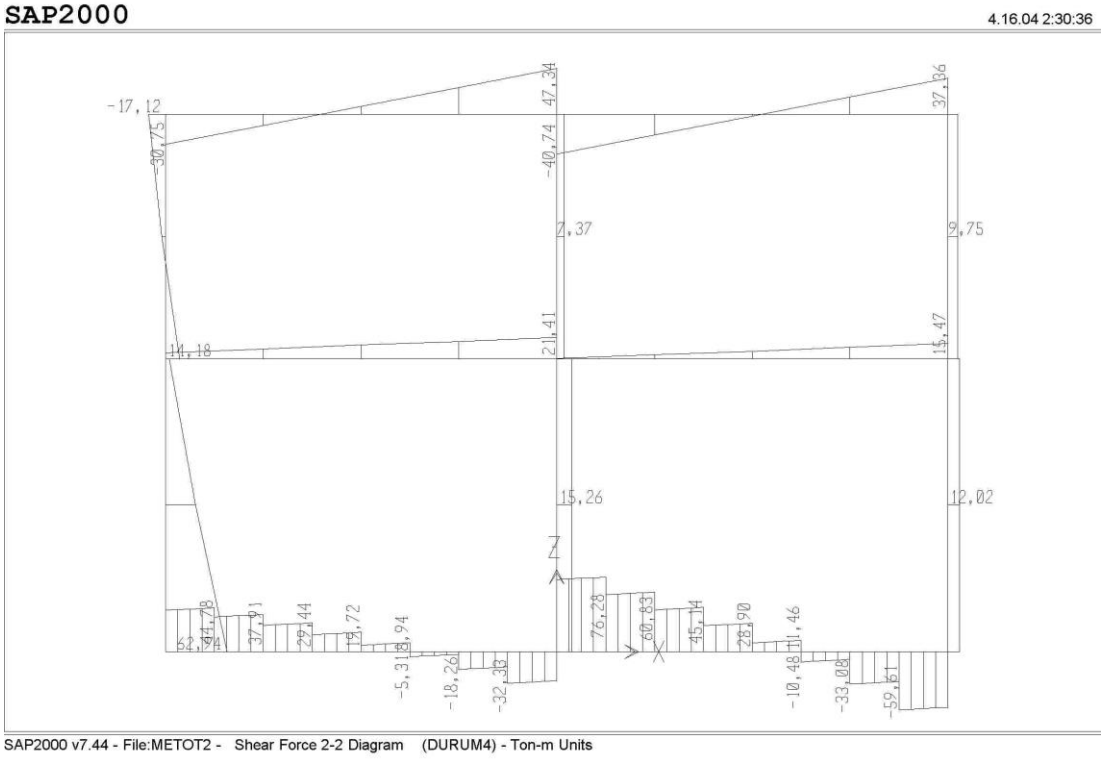
Şekil B.5 3. durumda 1. metoda ait kesme kuvveti diyagramı



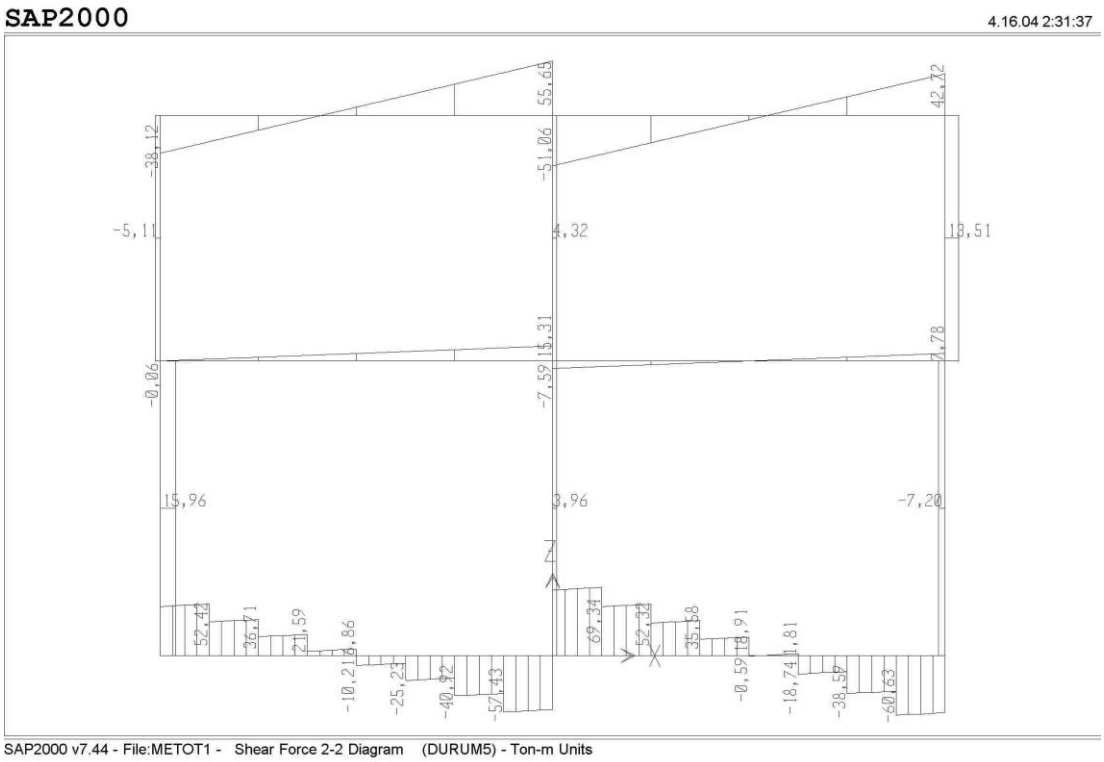
Şekil B.6 3. durumda 2. metoda ait kesme kuvveti diyagramı



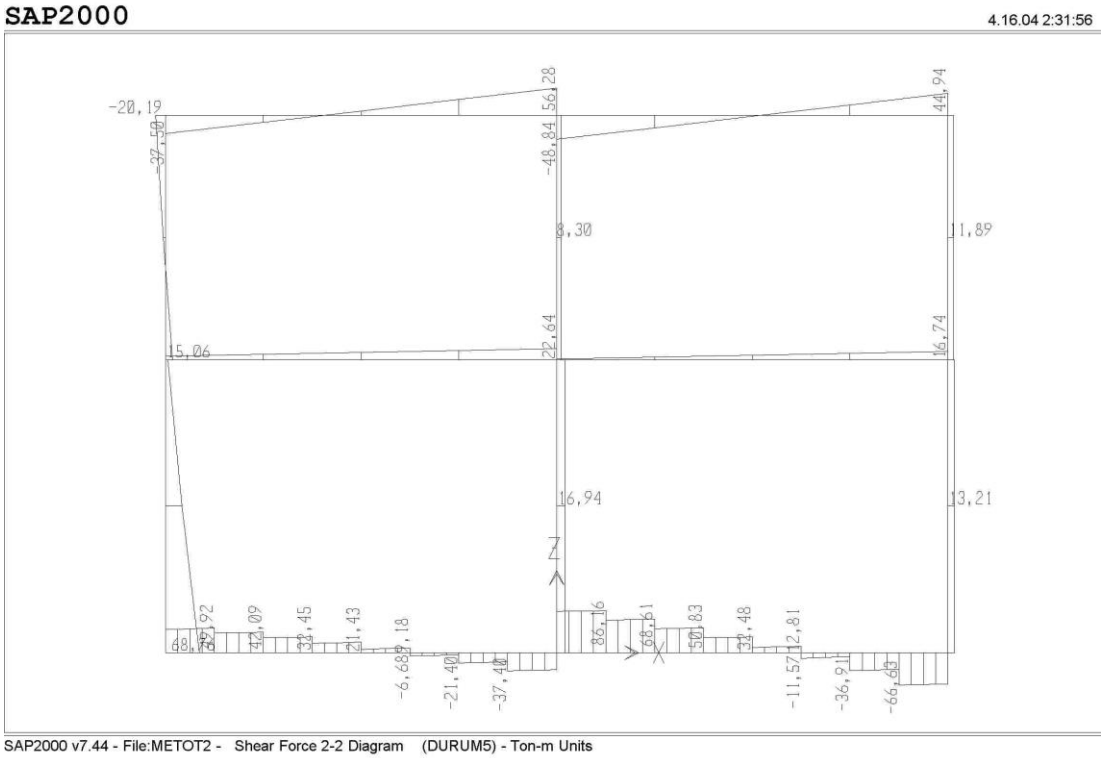
Şekil B.7 4. durumda 1. metoda ait kesme kuvveti diyagramı



Şekil B.8 4. durumda 2. metoda ait kesme kuvveti diyagramı

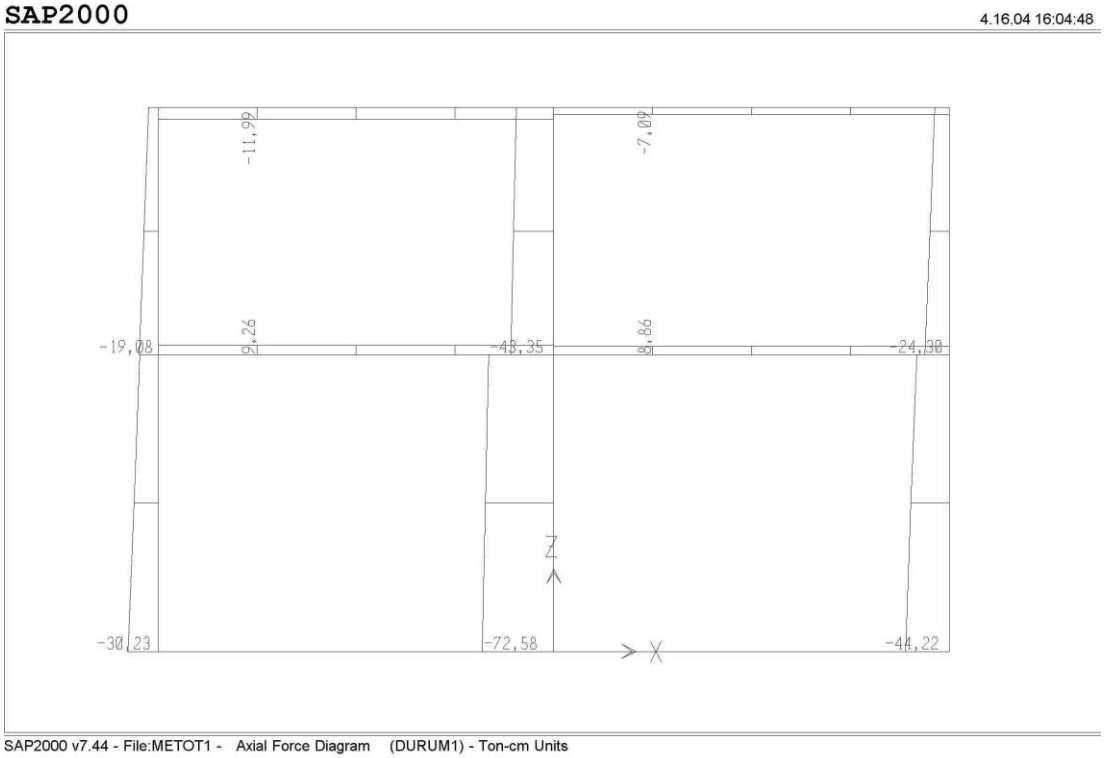


Şekil B.9 5. durumda 1. metoda ait kesme kuvveti diyagramı

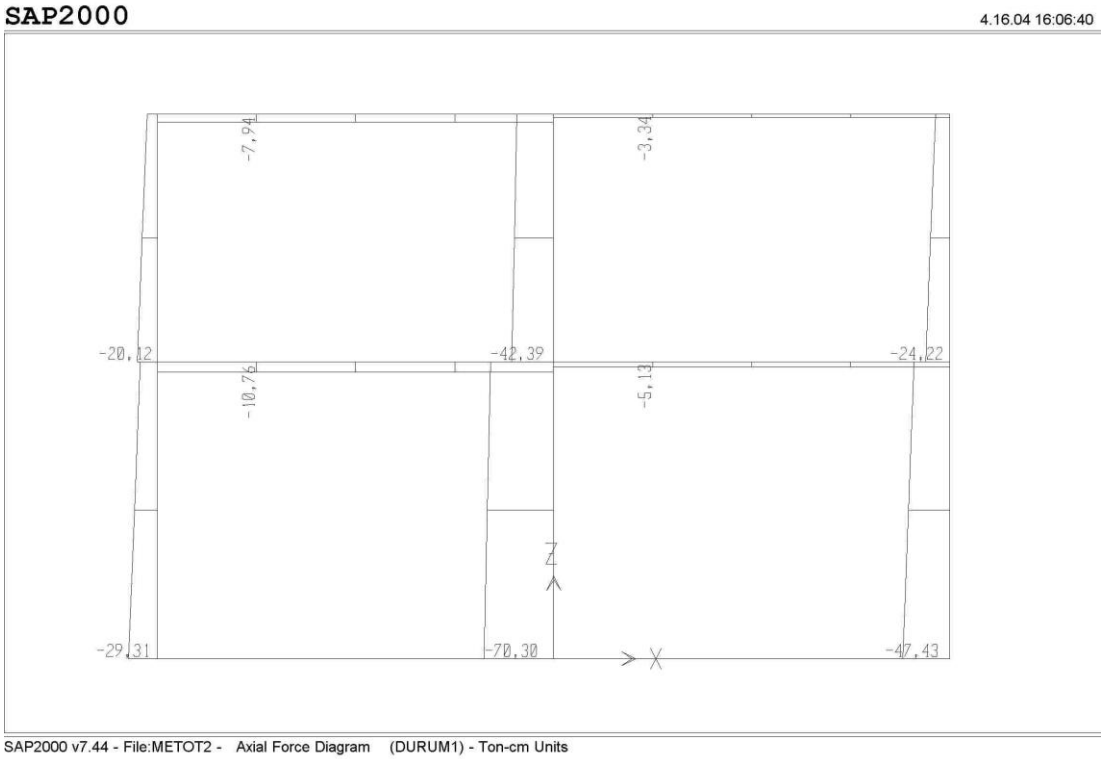


Şekil B.10 5. durumda 2. metoda ait kesme kuvveti diyagramı

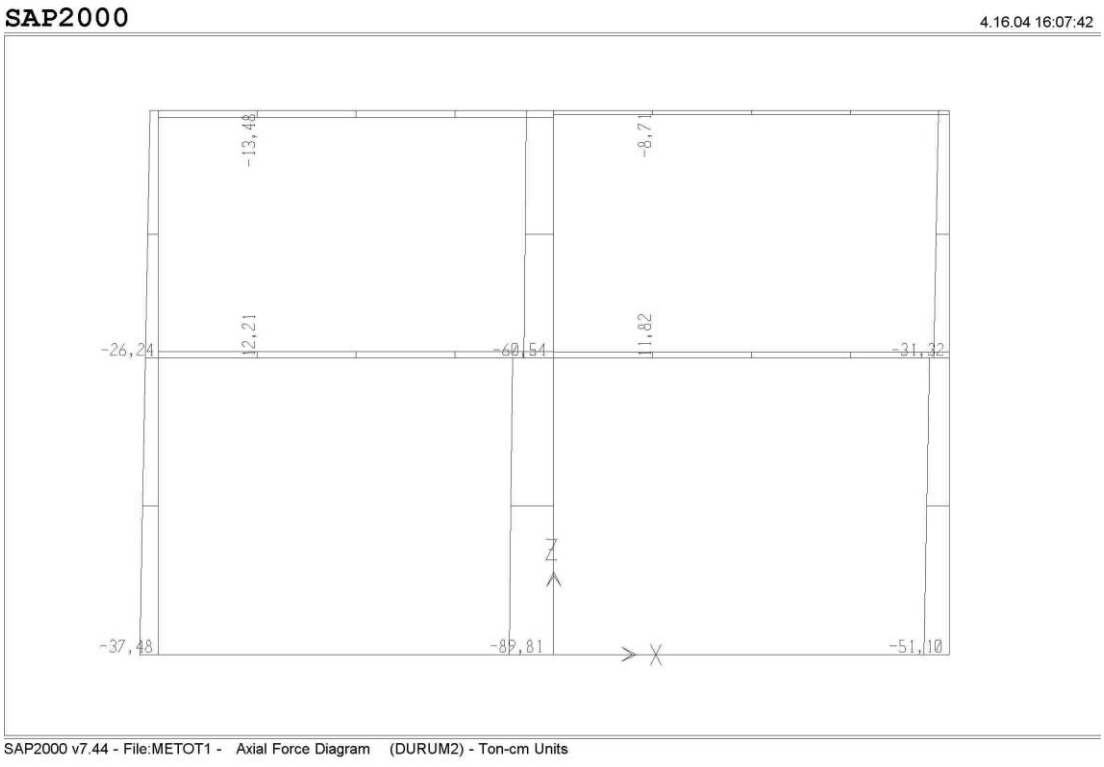
EK C : Normal kuvvet diyagramları



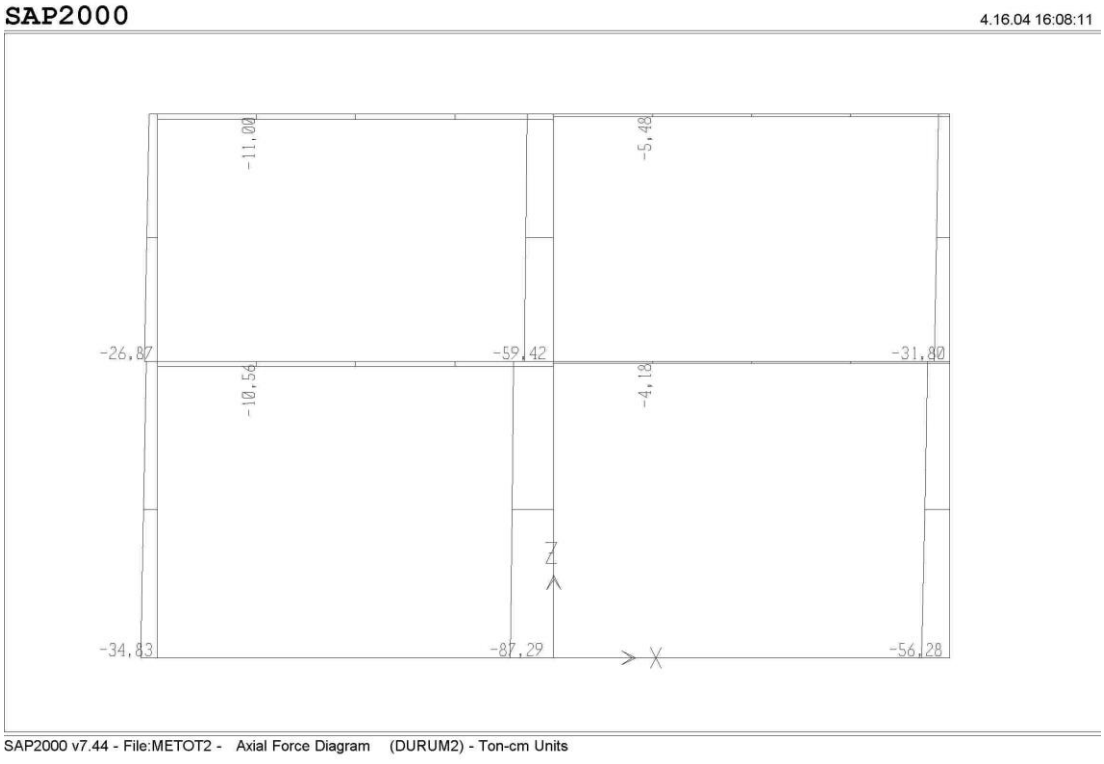
Şekil C.1 1. durumda 1. metoda ait normal kuvvet diyagramı



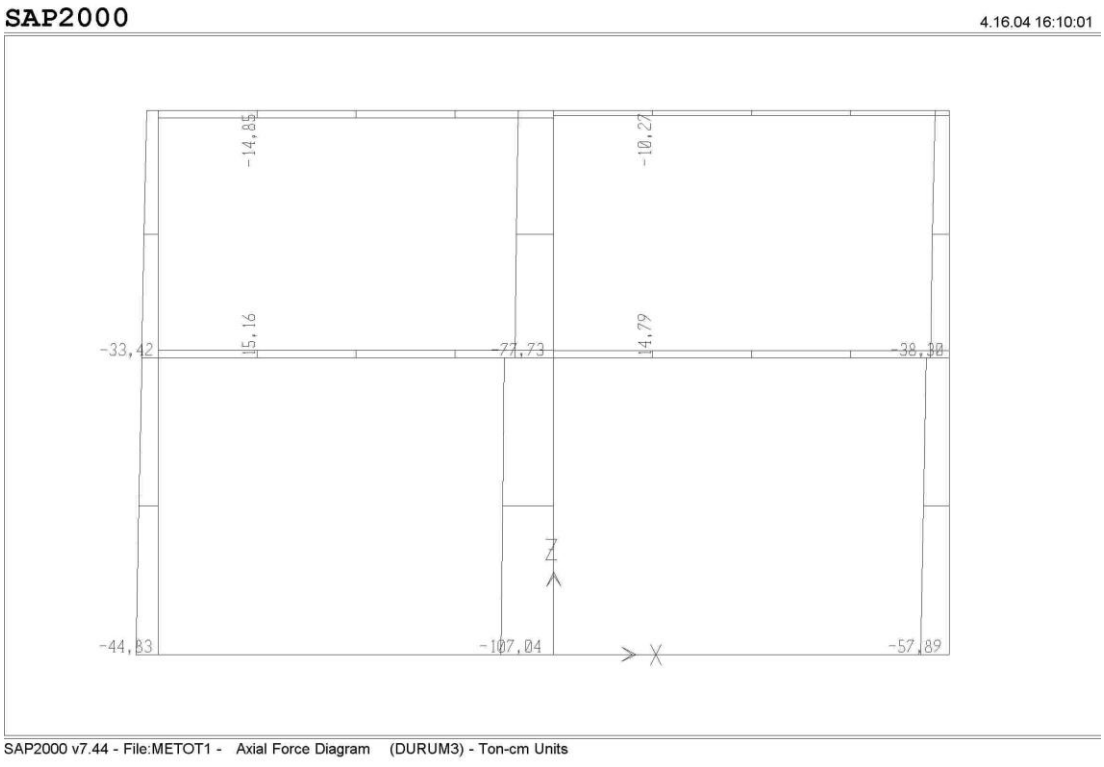
Şekil C.2 2. durumda 2. metoda ait normal kuvvet diyagramı



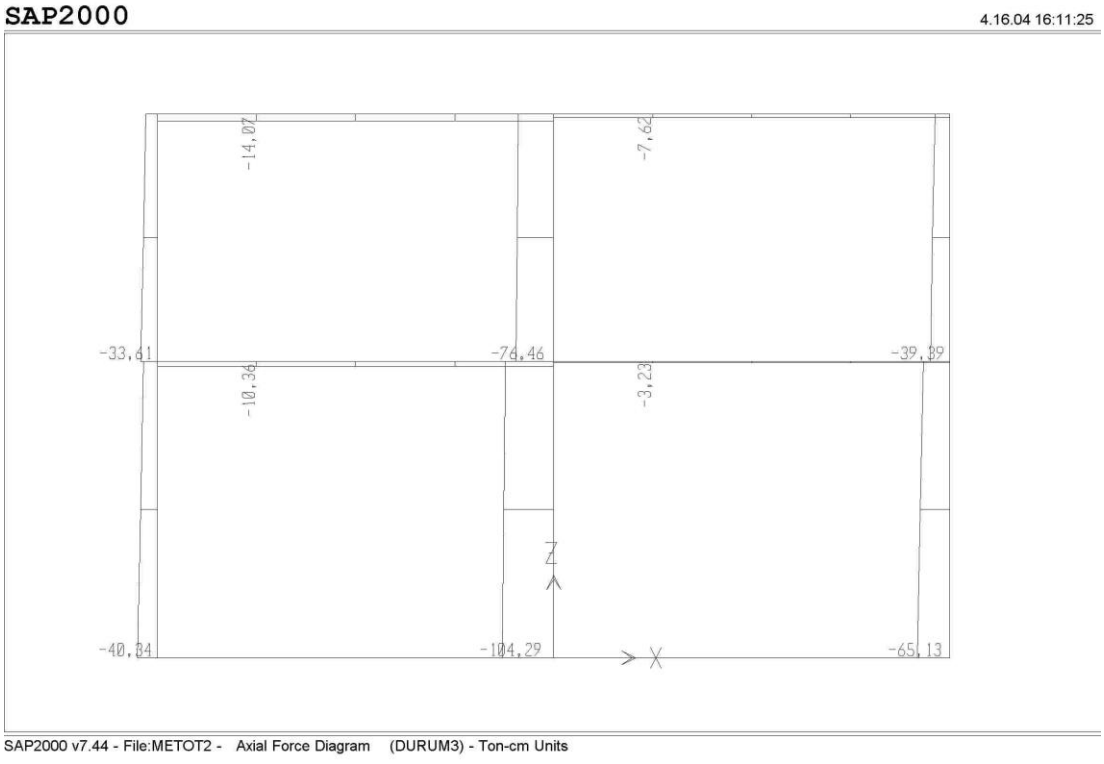
Şekil C.3 2. durumda 1. metoda ait normal kuvvet diyagramı



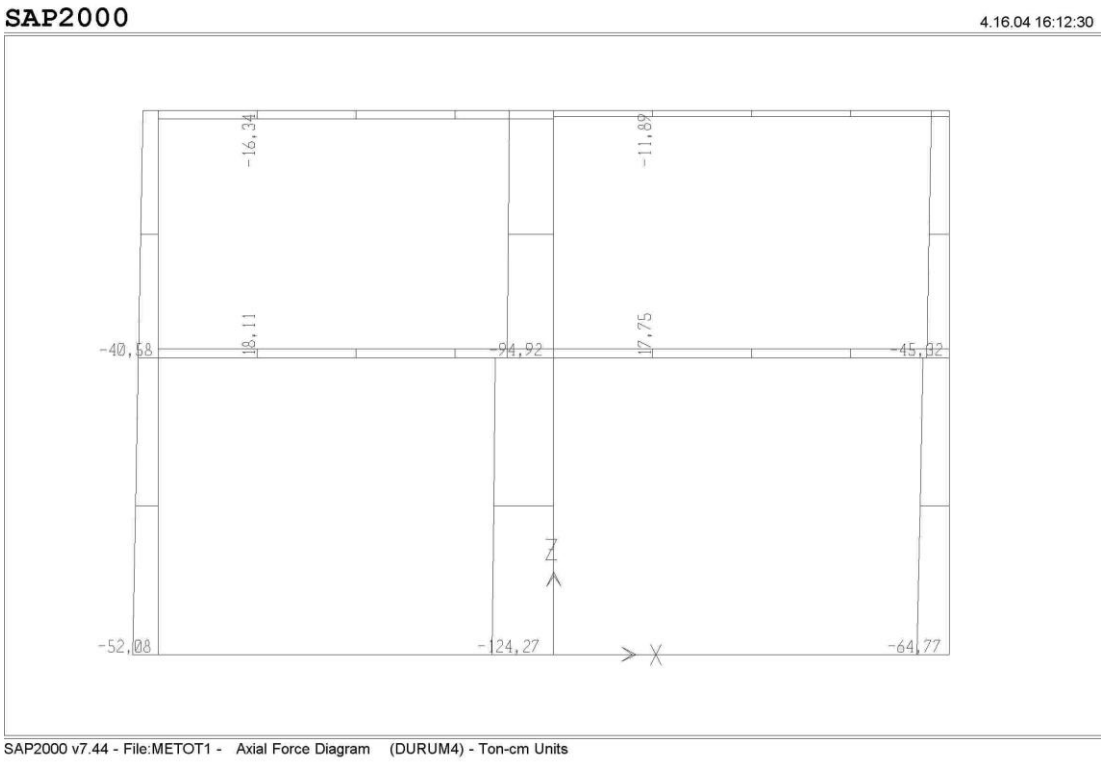
Şekil C.4 2. durumda 2. metoda ait normal kuvvet diyagramı



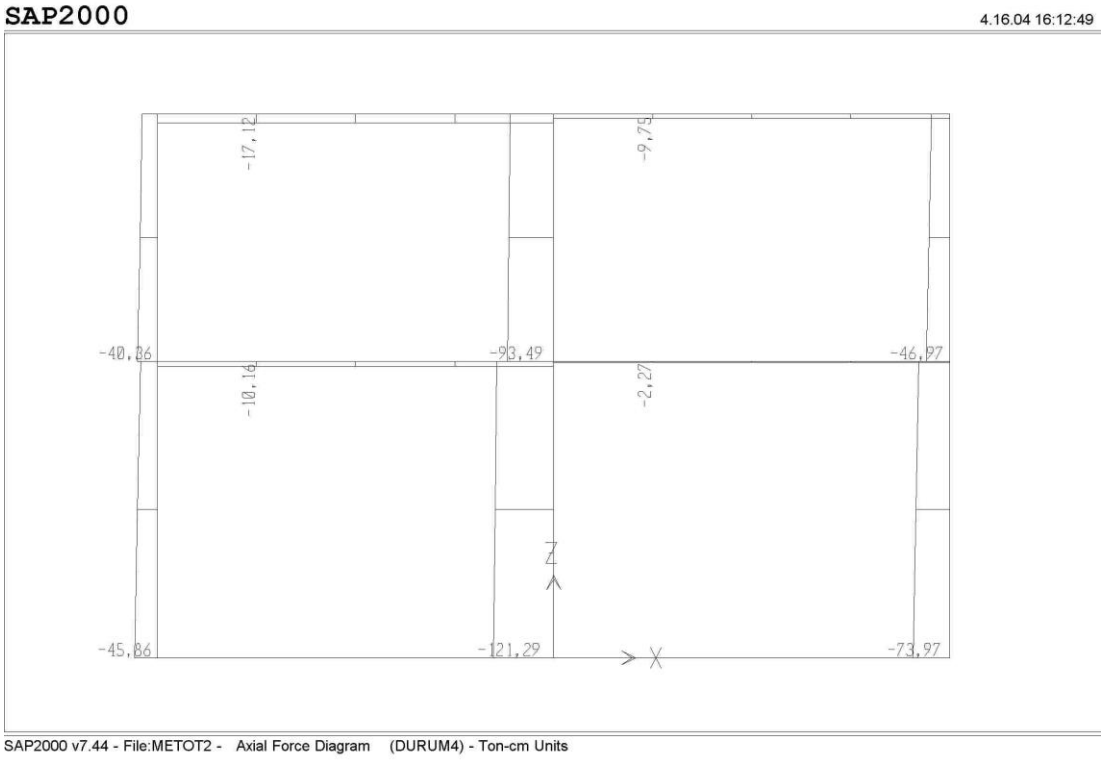
Şekil C.5 3. durumda 1. metoda ait normal kuvvet diyagramı



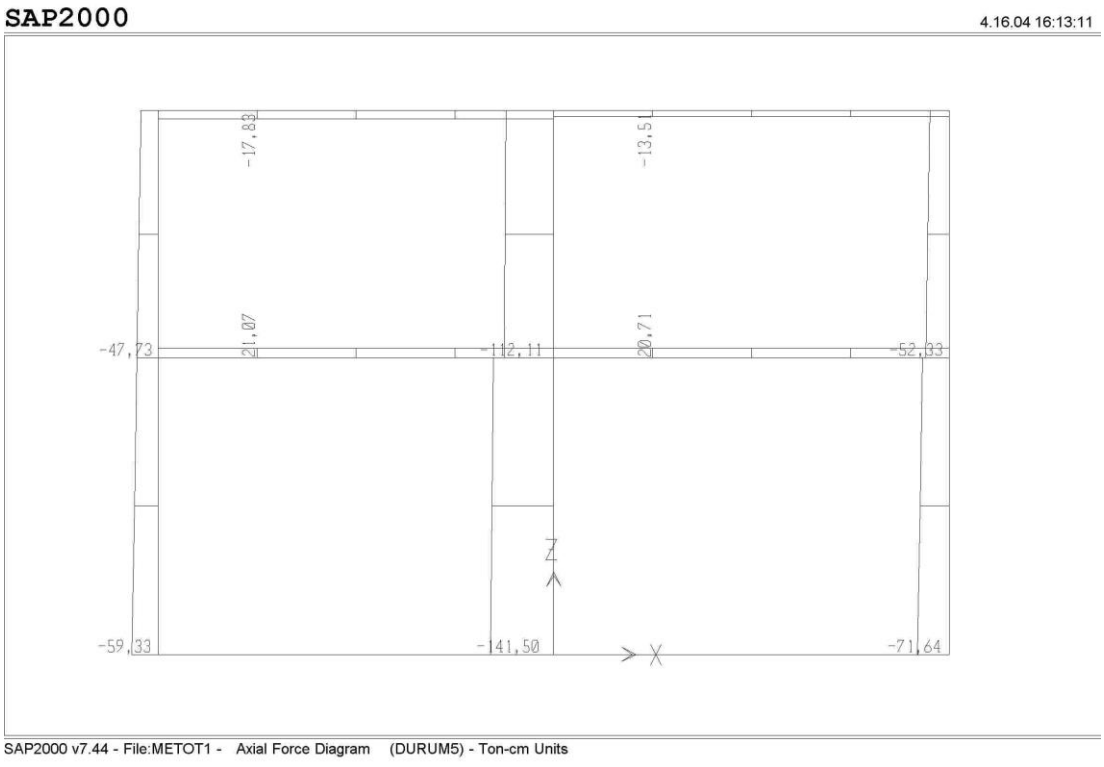
Şekil C.6 3. durumda 2. metoda ait normal kuvvet diyagramı



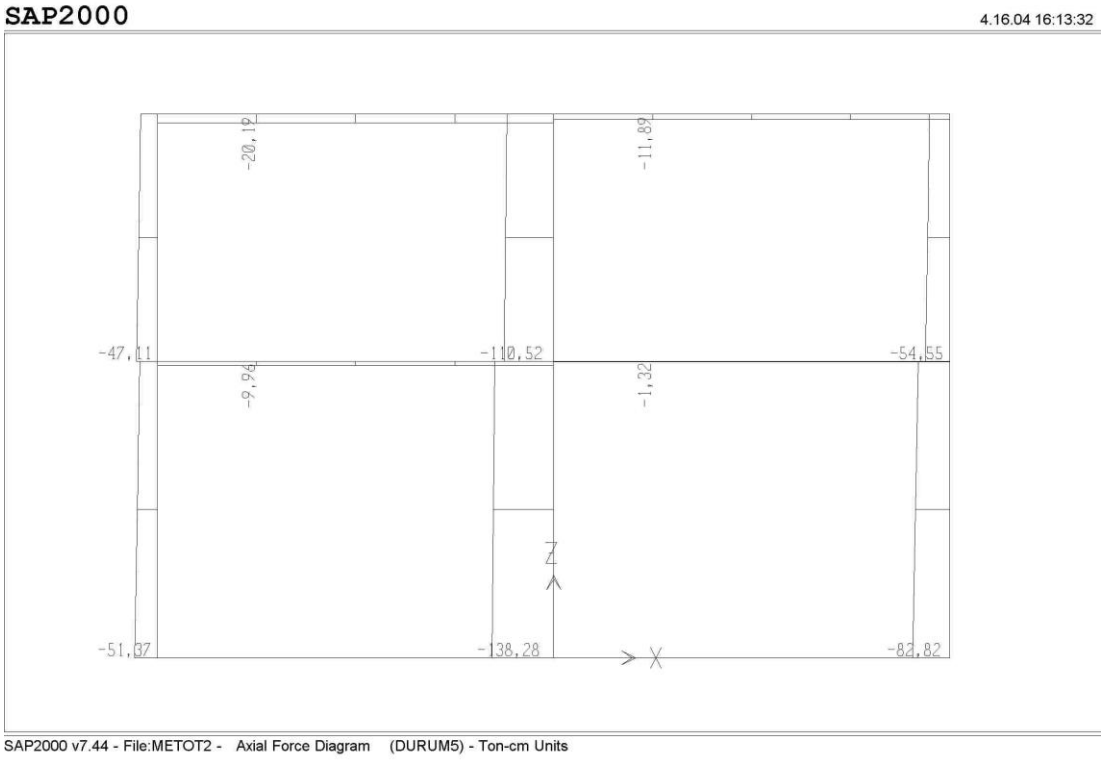
Şekil C.7 4. durumda 1. metoda ait normal kuvvet diyagramı



Şekil C.8 4. durumda 2. metoda ait normal kuvvet diyagramı



Şekil C.9 5. durumda 1. metoda ait normal kuvvet diyagramı



Şekil C.10 5. durumda 2. metoda ait normal kuvvet diyagramı

10. ÖZGEÇMİŞ

Olcay GÜLDAĞLI, 1977 yılında Rize'de doğmuştur. İlkokulu Gönen Şehit Rahmi İlkokulu'nda, ortaokulu Mehmet Akif Ersoy ve lise öğrenimini de Ömer Seyfettin Lisesi'nde tamamlamıştır. 1995 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünde lisans öğrenimini yapmaya hak kazanmıştır. 2000 yılında İnşaat Mühendisi unvanı ile mezun olmuş ve aynı yıl İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Mühendisliği –Deprem bölümünde yüksek lisans öğrenimine başlamıştır. Yüksek lisans öğrenimi boyunca üç yıl İz İnşaat San.ve Tic. A.Ş ve bir yılda Probi İnşaat Proje Bilgi İşlem Merkezi A.Ş .de proje mühendisi olarak çalışmıştır.