T.C.
CELAL BAYAR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
GEOTEKNİK BİLİM DALI

ÜÇKUYULAR VE POLİGON METRO İSTASYONU İNŞAATINDA DİYAFRAM DUVAR UYGULAMASININ İNCELENEREK PLAXİS PROGRAMINDA ANALİZ EDİLMESİ

Gülay UYSAL AKIN

Danışman
Yrd. Doç. Dr. Ender BAŞARI

MANİSA–2015

Gülay UYSAL AKIN	**ÜÇKUYULAR VE POLİGON METRO İSTASYONU İNŞAATINDA DİYAFRAM DUVAR UYGULAMASININ İNCELENEREK PLAXİS PROGRAMINDA ANALİZ EDİLMESİ**	**2015**

TEZ ONAYI

Gülay UYSAL AKIN tarafından hazırlanan **ÜÇKUYULAR VE POLİGON METRO İSTASYONU İNŞAATINDA DİYAFRAM DUVAR UYGULAMASININ İNCELENEREK PLAXİS PROGRAMINDA ANALİZ EDİLMESİ** adlı tez çalışması 18/09/2015 tarihinde aşağıdaki jüri üyeleri önünde Celal Bayar Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü **İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**'nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak başarı ile savunulmuştur.

Danışman	**Yrd. Doç. Dr. Ender BAŞARI** Celal Bayar Üniversitesi	.....
Jüri Üyesi	**Doç. Dr. Yeliz YÜKSELEN AKSOY** DokuzEylül Üniversitesi	.....
Jüri Üyesi	**YRD. Doç. Dr. Seda DURUKAN** Celal Bayar Üniversitesi	.....

Enstitü Müdürü **Prof.Dr. Kenan DOST** .....

TAAHHÜTNAME

Bu tezin Celal Bayar Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Bölümü'nde, akademik ve etik kurallara uygun olarak yazıldığını ve kullanılan tüm literatür bilgilerinin referans gösterilerek tezde yer aldığını beyan ederim.

Gülay UYSAL AKIN

İÇİNDEKİLER

Sayfa

İÇİNDEKİLER……..... I
KISALTMALAR VE SİMGELER DİZİNİ...…….. III
ŞEKİLLER DİZİNİ……. IV
TABLOLAR DİZİNİ……..... VI
TEŞEKKÜR……..... VII
ÖZET …….. VIII
ABSTRACT……. IX
1. GİRİŞ……... 1
2. LİTERATÜR TARAMASI…….. 3
2.1. Metronun Tarihçesi……..... 3
2.2. Diyafram Duvarlar……..…… 5
2.2.1. Destekleme Sistemleri…….…….. 5
2.2.1.1. İstinat Yapıları ve Köprü Ayakları...…… 7
2.2.1.2. Yapı Temelleri ve Perde Duvarlar…….……. 8
2.2.1.3. Aç Kapa Yöntemiyle İnşa Edilen Tüneller…….. 8
2.2.1.4. Heyelan Önleme Yapıları……..…….….. 8
2.2.2. Diyafram Duvarların Genel Özellikleri…..……... 9
2.2.2.1. Panel Uzunluğu……..……..……. 9
2.2.2.2. Duvar Derinliği…….……... 10
2.2.2.3. Panel Genişliği……..……... 10
2.2.2.4. Diyafram Duvarların Genel İmalat Yöntemi…... 11
2.2.3. Diyafram Duvarların Avantajları ve Dezavantajları……. 13
2.3. Zemin İçi Yapılarda Deprem Etkisi……..... 14
2.4. Sonlu Elemanlar Yöntemi……..... 15
2.4.1. Plaxis Sonlu Elemanlar Programı…….. 18
2.4.1.1. Zemin Davranışının Modellenmesi…….. 22
2.4.1.1.1. Mohr-Coulomb (MC) Malzeme Modeli….. 25
2.4.1.1.2. Model Parametrelerinin Gerçek Zemin Davranışı İle İlişkilendirilmesi…… 26
2.4.1.1.3. Mohr-Coulomb (MC) Malzeme Modeli Parametreleri……... 27
2.4.1.1.3.1. Elastisite Modülü (E)…… 27
2.4.1.1.3.2. Poisson Oranı (ν)…….. 28
2.4.1.1.3.3. Kohezyon (c)…… 28
2.4.1.1.3.4. İçsel Sürtünme Açısı (Ø)…….. 29
2.4.1.1.3.5. Dilatasyon Açısı (ψ)…… 29
3. ÇALIŞMA SAHASININ JEOLOJİSİ VE GEÇMİŞ DEPREMLERİ..... 31
3.1. Çalışma Sahası……. 31
3.2. İzmir ve Yakın Civarının Genel Jeolojisi…… 32
3.3. İzmir ve Yakın Civarının Genel Tektonizması…… 33
3.4. Geçmiş dönemlerde İnceleme Sahası İçinde Meydana Gelmiş Depremler…….. 34
4. ÇALIŞMA SAHASI ZEMİN ÖZELLİKLERİ VE DİNAMİK ANALİZ İVME KAYITLARI..... 41
4.1. Çalışma Sahası ZeminÖzellikleri……....……... 41

4.2. Dinamik Analiz İvme Kayıtları..... 46
5. METRO HATTI İSTASYONLARI İÇİN YAPILAN HESAP VE ANALİZLER……..……. 49
5.1. Sonlu Elemanlar Analizleri....…… 49
5.2. Tek Boyutlu Dinamik Zemin Davranış Analizleri 52
6. ANALİZ SONUÇLARI..... 54
6.1. Sonlu Elemanlar Analiz Sonuçları..... …… 54
6.2. Dinamik Zemin Davranış Analiz Sonuçları 61
7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER..... 65
KAYNAKLAR……..……..... 67
EKLER……..... 69
ÖZGEÇMİŞ…… 71

KISALTMALAR VE SİMGELER

c	Kohezyon
d	Duvar Kalınlığı
E	Young Modülü
EA	Normal Rijitlik
EI	Eğilme Rijitliği
g	Spektral İvme
HS	Hardening Soil Model
KAMAG	Kamu Kurumları Araştırma ve Geliştirmeleri Destekleme Programı
MC	Mohr –Coulomb
Mw	Magnitüd
s	Periyot
υ	Poisson Oranı
w	Eleman Ağırlığı
Ø	İçsel Sürtünme Açısı
γ_n	Doğal Birim Hacim Ağırlık
γ_s	Kuru Birim Hacim Ağırlık
ψ	Dilatasyon Açısı

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa

Şekil 2.1. Diyafram Duvar İmalat Safhaları; (a) Kazı, (b) Stop-end'in yerleştirilmesi, (c) Donatının indirilmesi, (d) Panelin Betonlanması……..... 12
Şekil 2.2. Elastro-Plastik Malzeme İçin Gerilme Deformasyon İlişkisi…..... 23
Şekil 2.3. Mohr-Cloumb Göçme Yüzeyi……..……... 23
Şekil 2.4. İdealize Edilmiş Gerilme Deformasyon İlişkisi……..……..... 25
Şekil 2.5. (a) Standart Drenajlı Üç Eksenli Basınç Deneyinden Elde Edilen sonuçlar (b) Elastik Plastik Malzeme Modeli Kullanılarak İdealize Edilmiş Davranışlar..... 26
Şekil 2.6. E_0 ve E_{50} Elastisite Modüllerinin Tanımlanması..……. 27
Şekil 3.1. İncelemeye konu olan İstasyonların yakın civarının detayları ve 100 km mesafe içindeki genel konumları..... 31
Şekil 3.2. İzmir ve yakın civarına ait genel jeoloji haritası……..… 33
Şekil 3.3. İzmir ve Yakın Çevresinin Tektonik Kuşakları…….……. 34
Şekil 3.4 100 km ve Daha Yakın Mesafede Magnitüdü (Mw) 4.0- 4.5 olan depremler ……... 35
Şekil 3.5. 100 km ve Daha Yakın Mesafede Magnitüdü (Mw) 4.5- 5.0 olan depremler …….....……... 37
Şekil 3.6. 100 km ve Daha Yakın Mesafede Magnitüdü (Mw) 5.0- 5.5 olan Depremler …….....……... 38
Şekil 3.7. 100 km ve Daha Yakın Mesafede Magnitüdü (Mw) 5.5- 6.0 olan Depremler …….....……. 39
Şekil 3.8. 100 km ve Daha Yakın Mesafede Magnitüdü (Mw) 6.0- 6.5 olan Depremler……..……. 40
Şekil 4.1. Poligon İstasyonu için analizlerde kullanılan idealize zemin profili.. 44
Şekil 4.2. Üçkuyular İstasyonu için analizlerde kullanılan idealize zemin profili. 45
Şekil 4.3. 18.07.1979 tarihi Dursunbey-Balıkesir Depremine Ait Sismograf İvme Kayıtları……..… 47
Şekil 4.4. 24.05.1994- 02:05:36 tarihli İzmir Körfezi Depremine Ait Sismograf İvme Kayıtları…… 47
Şekil 4.5. 24.05.1994- 02:18:34 tarihli İzmir Körfezi Depremine Ait Sismograf İvme Kayıtları…… 47
Şekil 4.6. 16.12.1977 tarihli Bornova-İzmir Depremine Ait Sismograf İvme Kayıtları…… 48
Şekil 4.7. 05.12.1977 tarihli Bornova-İzmir Depremine Ait Sismograf İvme Kayıtları…… 48
Şekil 5.1. Poligon İstasyonu ve Civarındaki Yapıların Konumu…… 49
Şekil 5.2. Fahrettin Altay İstasyonu ve Civarındaki Yapıların Konumu……... 50
Şekil 5.3.Poligon İstasyonu İçin Oluşturulan Sonlu Elemanlar Model Geometrisi……... 51
Şekil 5.4. Fahrettin Altay İstasyonu İçin Oluşturulan Sonlu Elemanlar Model Geometrisi……... 51
Şekil 5.5. Yeryüzüne yakın kesimde yaklaşık olarak düşey dalga yayılması oluşturan kırılma süresi..... 53

Şekil 6.1. Poligon Metro İstasyonu Yakın Civarında İnşaat Faaliyetlerinden Dolayı İstasyon Yapı Elemanlarında Meydana Gelmesi Tahmin Edilen Düşey ve Yatay Yönedeki Deformasyonlar…… 56
Şekil 6.2. Poligon Metro İstasyonu Yakın Civarında İnşaat Faaliyetlerinden Dolayı İstasyon Yapı Elemanlarında Meydana Gelmesi Tahmin Edilen Kesme Kuvvetleri ve Eğilme Momentleri……..……..... 57
Şekil 6.3. Fahrettin Altay Metro İstasyonu Yakın Civarında İnşaat Faaliyetlerinden Dolayı İstasyon Yapı Elemanlarında Meydana Gelmesi Tahmin Edilen Düşey ve Yatay Yöndeki Deformasyonlar……... 58
Şekil 6.4. Fahrettin Altay Metro İstasyonu Yakın Civarında İnşaat Faaliyetlerinden Dolayı İstasyon Yapı Elemanlarında Meydana Gelmesi Tahmin Edilen Kesme Kuvvetleri ve Eğilme Momentleri……... 59
Şekil 6.5. İnceleme Sahası Zeminlerin Taban Kayası Maksimum İvme Değerini Büyütme Oranı……. 62
Şekil 6.6. İnceleme Sahası Zeminlerin En Büyük ivme değeri 0.1g olacak şekilde ölçeklendirilmiş bölge depremleri için tepki spektrumları…….……. 63
Şekil 6.7. İnceleme Sahası Zeminlerin En Büyük ivme değeri 0.2g olacak şekilde ölçeklendirilmiş bölge depremleri için tepki spektrumları…….……. 63
Şekil 6.8. İnceleme Sahası Zeminlerin En Büyük ivme değeri 0.4g olacak şekilde ölçeklendirilmiş bölge depremleri için tepki spektrumları…….……. 64

TABLOLAR DİZİNİ

Sayfa

Tablo 3.1. Çalışma Sahası Yakın Çevresinde 1976-2015 Yılları Arasında Meydana Gelmiş Magnitüdü (Mw) (4.0- 4.5) Olan Depremler……. 36
Tablo 3.2. Çalışma Sahası Yakın Çevresinde 1976-2015 Yılları Arasında Meydana Gelmiş Magnitüdü (Mw) (4.5- 5.0) Olan Depremler……. 37
Tablo 3.3. Çalışma Sahası Yakın Çevresinde 1976-2015 Yılları Arasında Meydana Gelmiş Magnitüdü (Mw) (5.-0 5.5) Olan Depremler……. 38
Tablo 3.4. Çalışma Sahası Yakın Çevresinde 1976-2015 Yılları Arasında Meydana Gelmiş Magnitüdü (Mw) (5.5- 6.0) Olan Depremler……. 39
Tablo 3.5. Çalışma Sahası Yakın Çevresinde 1976-2015 Yılları Arasında Meydana Gelmiş Magnitüdü (Mw) (6.0- 6.5) Olan Depremler……. 40
Tablo 4.1. Poligon İstasyonu Analizlerde Kullanılan Zemin Profili ve Zemin Özellikleri..... 42
Tablo 4.2. Üçkuyular İstasyonu Analizlerde Kullanılan Zemin Profili ve Zemin Özellikleri..... 43
Tablo 4.3. İnceleme Sahası Zeminlerin Dinamik Analizlerde Kullanılan Deprem İvme Kayıtları……... 46
Tablo 5.1. Sonlu Elemanlarda Hesap Silsilesi…… 52
Tablo 6.1. Poligon İstasyonu Yakın Civarında Yapılacak İnşaat Faaliyetlerinden Dolayı İstasyon Yapı Elemanlarında Gerçekleşmesi Tahmin Edilen Deformasyon ve Kuvvetler…….. 55
Tablo 6.2. Fahrettin Altay İstasyonu Yakın Civarında Yapılacak İnşaat Faaliyetlerinden Dolayı İstasyon Yapı Elemanlarında Gerçekleşmesi Tahmin Edilen Deformasyon ve Kuvvetler…….. 55

TEŞEKKÜR

Çalışmamın her aşamasında bana destek olan, bilgi ve deneyimleri ile yol gösteren danışman hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Ender BAŞARI'ya, lisansüstü eğitimim boyunca bilgi ve tecrübeleriyle aydınlatan, desteğini esirgemeyen İnşaat Mühendisliği Bölümü'nün değerli hocalarına, öğrenim hayatım boyunca maddi ve manevi desteğini eksik etmeyen aileme yürekten teşekkür ederim.

Gülay UYSAL AKIN

Manisa, 2015

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

Üçkuyular ve Poligon Metro İstasyonu İnşaatında Diyafram Duvar Uygulamasının İncelenerek Plaxis Programında Analiz Edilmesi

Gülay UYSAL AKIN

Celal Bayar Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Yrd. Doç. Dr. Ender BAŞARI

Bu çalışmada Fahrettin Altay ve Poligon İstasyonları için iki boyutlu sonlu elemanlar statik analizleri ve bir boyutlu dinamik zemin davranış analizleri yapılmıştır.

İzmir hafif raylı sistemi yakın bir geçmişte kurulmuş olup ulaşım sistemine ait tünel ve istasyonlar için yapılan kazı çalışmalarının yakın civarda bulunan yapılara etkileri üzerine çalışılmış ve hala çalışılmasına devam edilmektedir. Günümüzde hat civarında yer alan mevcut eski binaların yerine daha yüksek yapılar inşaa edilmeye başlanmıştır. Bazen inşaat faaliyetleri kurulan ulaşım sistemine ait istasyon ve tünel yapılarına çok yakın mesafede olabilmektedir. Dolayısı ile bu inşaat faaliyetlerinin ulaşım hattındaki istasyon ve tünel gibi yapıları etkilemeleri söz konusudur. Bu çalışmada İzmir Hafif Raylı sistemi tünel hattının yakın civarında bulunan eski yapıların yıkılarak yerine daha yüksek yapıların inşa edilmesinin mevcut Fahrettin Altay ve Poligon metro istasyonlarına etkileri analiz edilmiş ve incelenmiştir.

Dinamik zemin davranış analizleri bir boyutlu ve eşdeğer doğrusal yöntem ile gerçekleştirilmiştir. Tek boyutlu ve doğrusal olarak yapılan dinamik analizlerde zemin büyütmeleri, spektral ivmeler ve zemin hakim periyotları belirlenmiştir. Dinamik zemin tepki analizlerinde geçmiş yıllarda yakın civarda (<100 km) oluşmuş beş farklı depreme ait ivme kayıtları ölçeklenerek girdi olarak kullanılmıştır. Depremlere ait ivme kayıtlarının maksimum değerleri 0.1g, 0.2g ve 0.4g olacak şekilde ölçeklenmiştir. Küçük ivme değerleri inceleme alanına uzak bölgelerde oluşan büyük depremleri ve yakın bölgelerde oluşan küçük depremleri temsil etmektedir. Büyük ivme değerleri ise inceleme alanına yakın bölgelerde oluşan büyük depremleri temsil etmektedir.

Anahtar sözcükler: Zemin büyütmesi, spektral ivme, metro istasyonu deformasyonları.

2015, 71 sayfa

ABSTRACT

M.Sc. Thesis

Investigation And Analysis with Plaxis Software of Diaphragm Wall Technique for Construction of Üçkuyular And Poligon Subway Stations

Gülay UYSAL AKIN

Celal Bayar Univesity
Graduate School of Applied and Natural Sciences
Department of Civil Engineering

Supervisor: Assist. Prof. Dr. Ender BAŞARI

In this work, two-dimensional finite element analyses and one-dimensional soil dynamic response analyses were performed.

The subway system of İzmir has been constructed recently. It has been investigated that tunnel and station excavation effects on the buildings which located in the neighborhood of subway line. In the course of time, new and higher buildings are being constructed instead of those present old buildings which lay on the subway line. Sometimes these constructions may be so close to the tunnel and stations of the subway system. These constructions may have influences on the stability of tunnel and stations of the subway system. In this work, a case study from İzmir subway was analysed and investigated whether the construction of new buildings instead of the older ones has any influences on the stability of the Fahrettin Altay and Poligon subway stations

Soil dynamic response analysis were performed for one-dimensional and equivalent linear model. Spectral accelerations, soil magnificaion of earthquake waves and natural soil periods were determined with one-dimensional and equivalent linear dynamic analyses. Five accelerograms which were recorded during nearby (<100 km) earthquakes in the past, were used in the analyses as input data. The accelerograms were scaled as their maximum acceleration values to be 0.1 g, 02.g and 0.4g. Low acceleration values represent minor earthquakes at close distance and sever earthquakes at long distance. The high acceleration values represent sever earthquakes at close distance.

Key words: Soil magnification of earthquake waves, Spectral accelerations, deformations of subway station.

2015, 71 pages

1. GİRİŞ

Yer altı ulaşımının giderek yaygınlaşmasıyla metro inşaatları önem kazanmış, tünel ve istasyon inşa yöntemleri konusunda çalışmaların artmasına neden olmuştur. Bu çalışmalar doğrultusunda çeşitli inşa yöntemleri ve hesap metotları kullanılarak alternatif çözümler geliştirilmiştir.

Derin kazılarda kazı sırasında meydana gelen yatay gerilme boşalması yatay yer değiştirmeler sonucunda zemin yüzeyinde düşey ve yatay yer değiştirmeler meydana gelmektedir. Bu yer değiştirme değerlerinin civardaki mevcut yapılar için tehlikeli seviyede olup olmayacağı derin kazılarda göz önünde bulundurulması gereken önemli bir husustur. Bu hareketlerin incelenmesi ve minimize edilmesi için derin kazı destekleme sistemlerine gereksinim duyulmaktadır.

İzmir Metrosu yerleşimi tamamlamış, çok sayıda problemli zemin sahasının yer aldığı bir hattan geçmektedir. Metronun geçtiği hat boyunca yeni sayılmayan 20-50 yıllık yapılar mevcuttur. Bu durumda söz konusu yapıların kazı çalışmalarından dolayı hasar görme riskinin büyük olması nedeniyle itinalı bir çalışma yapılması gerekmektedir. İzmir metrosunda yaşanan tecrübeler zemin etüdünün, seçilen inşaat yönteminin ve derin kazıların son derece önemli olduğunu göstermiştir.

Metro hattı civarında kolayca hasarlanabilecek, nispeten eski binaların var olmasından dolayı zeminde meydana gelecek deformasyonların çok iyi tahmin edilmesi gerekmektedir. Derin kazılar geoteknik mühendisliğinin en önemli problemlerinden birisidir. Yapı temelleri ve metro gibi inşaatlarda derin kazı yöntemi seçilebilmektedir. Zemin özellikleri, yer altı suyu seviyesi, zeminde düşey ve yatay yönde meydana gelebilecek deformasyonlar, meydana gelen deformasyonların inşaata ve komşu yapılara etkileri derin kazı inşaat yönteminin seçiminde ve tasarımında önemli unsurlardır (Hsies ve ark., 2003).

Bu çalışmada İzmir Metrosu ikinci Aşama inşaatının bir parçası olan ve inşaatı devam eden Üçkuyular ve Poligon istasyonunun sonlu elemanlar ile statik açıdan analizleri yapılmıştır. Analizlerde istasyonlara komşu durumda bulunan yapıların kentsel dönüşüm amacı ile yıkılıp yerine yeni yapı yapılması durumunda

metro istasyon yapı elemanlarında oluşacak deformasyonlar ve kuvvetler incelenmiştir.

Tez kapsamında Plaxis programı için gerekli veriler İzmir Büyükşehir Belediyesi Banliyö ve Raylı Sistem Yatırımlar Dairesi Başkanlığı'ndan temin edilmiştir.

Sonlu elemanlar ile yapılan analizlere ilaveten söz konusu saha zeminleri için dinamik analizler yapılmıştır. Bölgenin sismik karakterini yansıtması bakımından model olarak alınan deprem ivme kayıtları inceleme sahasına yakın bölgelerde oluşan depremlerden seçilmeye çalışılmıştır. Dinamik analizlerde yakın ve uzak depremler temsil edilebilmesi amacı ile seçilen model ivme kayıtlarının maksimum ivme değerleri 0.1g, 0.2g, 0.3g ve 0.4g olacak şekilde ölçeklenerek dinamik analizlerde girdi olarak kullanılmıştır.

2. LİTERATÜR TARAMASI

2.1. Metronun Tarihçesi

İnsanoğlu ahşap ve kerpici tarih öncesi çağlarda kullanmaya başlamadan önce, kendisine barınak olarak mağaraları seçmiş ve ihtiyacı oldukça bu mağara barınaklarını genişleterek, bilmeyerekte olsa yeraltı kazıları işine başlamıştır. Tarih öncesi çağlarda başlayan yer altı kazıları hakkındaki bilgi birikimini asırlar boyu genişleterek, bu bilgisini tarih çağlarında madencilik işlerinde ve savaş taktiği olarak kullanmaya başlamıştır. Örneğin; Hititler kalkerli zeminlerde önce ateş yakıp, daha sonra sirke dökerek maden galerileri açmışlardır.

Yeryüzünde ilk tünel M.Ö. 4000 yıllarında Babil şehri yakınlarında, Fırat nehrinin altında açıldığı bilinmektedir. İnşa edilen bu tünel 3.5x4.5 çapında ve 1 km. uzunluktadır. Yine ülkemiz topraklarında bilhassa Kapadokya bölgesinde yer altı şehirleri inşa edilerek, bugün dahi gezenleri şaşkınlığa düşürecek kadar gelişmiş bir galeri ağı kurmuşlardır. Yeraltı kazıları aynı zamanda bir şehrin savaş zamanı, hem saldıranlar tarafından bu şehre girmek için, hem de savunanların düşman ordusunu arkadan çevirmek ya da kaçmak için kullandıkları bir savaş taktiği olmuştur. Bu yöntem Türkler tarafından fazlaca kullanılmış olup, Osmanlı Ordusunda "Lağımcılar" denilen askeri ihtisas grubu oluşmuştur.

Yüzyıllar ile birlikte dünyamızdaki sosyal ve ekonomik düzen de değişmiş, sömürgeciliğin gelişmesiyle birlikte sermaye birikiminin oluşması ve ilkel kapitalizm ile bazı yerleşim yerleri sanayi ve ticaret merkezleri haline gelmiş, ancak kontrolsüz ve gelişigüzel gelişmiş olması sonucu bu merkezlerde ulaşım sorunları baş göstermeye başlamıştır. Ulaşım sorununu çözmek amacıyla ilk defa 1863 yılında Londra da bir yer altı demiryolu “Metropolitan Railway “ adı ile işletmeye açılmıştır. Bu isim 1871 yılında Paris için geliştirmeye başlanan yeraltı demiryolu projesine kelime kelime Fransızca ya çevrilerek “Chemin de fer metropolitan” olarak verilmiştir. Bugün ülkemiz ve Fransa da kullanılan “Metro” ismi “Metropolitan“ kelimesinin kısaltılmış halidir.

1868 yılında Newyork metrosu hizmete girmiştir. Henry Gavand isimli bir Fransız mühendis Galata’dan asansör gibi kayışla çekilen ve tren gibi raylar üzerinde

hareket eden bir taşıtı projelendirmiş ve Sultan Abdülaziz'den bu iş için tünel inşa etme iznini almıştır. 1869 yılının 6 Kasım günü yapılan anlaşmaya göre, mühendis Gavand Pera ile Galata arasında bir demiryolu inşa edecek ve 42 yıl işletme imtiyazına sahip olacaktır. Mühendis Gavand Fransa'ya dönerek finansman sağlamak için Fransız hükümetine başvurur; ancak Paris bu projeyi incelemeye bile değer bulmaz, bunun üzerine İngiltere'ye yönelen mühendis, Londra'da "The Metropolitan Railway of Constantinople from Galata of Pera" isimli bir şirket kurarak, hisse senetleriyle 250.000 İngiliz Lira'lık bir sermaye oluşturur. Tünelin açılacağı bölgede istimlak işlemlerine başlanır ve inşaat için gerekli olan makine ve ekipman için sipariş verilir. 30 Temmuz 1875 günü bir Fransız mühendis tarafından kurulan İngiliz şirket kazıya başlar. 3 yıl süren kazı sonunda yapım maliyeti 350.000 İngiliz Lirasını bulan 570 metre boyundaki dünyanın 3.metrosunun inşaatı Aralık 1878 tarihinde tamamlanır. Tünelin resmen faaliyete geçmesi için padişahtan "icazet", Şeyhülislam'dan "fetva" almak gerekir. O günlerin padişahı 2. Abdülhamit yeraltında gidip gelen arabaların zararsız olduğu konusunda ikna edilir ama "toprak altında insan taşınamaz" diye fetva çıkartan Şeyhülislam engeli bir türlü aşılamaz. Bunun üzerine şirket yetkilileri "madem insan taşıyamıyoruz öyleyse hayvan taşıyalım" düşüncesiyle hayvan nakline uygun, üstü açık vagonlar yaptırarak taşımacılığa girerler. Böylece dünyanın 3.metrosu ilk yolcularına hizmet vermeye başlamış olur.

Türkiye'de galeri ve tünel kazılarının modern tekniklerle açılmaları çok eskiye dayanmamaktadır. Tünel açma işlemleri kazma kürek yardımıyla açılmaya başlamış ve daha sonra geçen zaman ile birlikte ve ilerleyen teknoloji ile günümüzde mekanize olarak yürütülmektedir.

2.2. Diyafram Duvarlar

2.2.1. Destekleme Sistemleri

Derin bir kazı programının başarıya ulaşması için detaylı bir geoteknik araştırma, uygun ve güvenli bir destekleme sisteminin seçilmesi, ilaveten işin mümkün olan en kısa sürede bitirilmesi gerekmektedir. Destekleme sisteminin seçilmesinden önce yapılması gereken araştırmalar aşağıda sıralanmıştır.

1. Kazı sahasında detaylı bir geoteknik araştırma yapılmalıdır. Yapılacak sondajlar uygun aralıkta seçilmeli ve kazı seviyesinin yeteri kadar altına inmelidir. Sondaj sonuçlarına göre kazı sahasının profillerini gösteren bir diyagram hazırlanmalıdır.

2. Ankrajlı destekleme sistemi uygulanması halinde ankraj köklerinin gelmesinin muhtemel olduğu bölgelerde eğer komşu yapılar da mevcutsa eğimli, değilse düşey sondajlar yapılarak zemin profili ve özellikleri belirlenmelidir. Kazı yapılacak alandaki zemin özelliklerine ait daha önceden derlenmiş bilgiler mevcut değilse sondaj aralıklarının 20 m'den fazla olmaması tavsiye edilmektedir.

3. Zemin profilinde rastlanan tabakalara ait geoteknik parametreler arazi ve laboratuvar deneyleri ile belirlenmeli; eğer mümkünse ankraj köklerinin tespit edileceği yerlerden örselenmemiş numuneler alınmalıdır.

4. Kazı alanında varsa yer altı suyunun seviyesi ve özellikleri, betona zararlı maddeler içerip içermediği araştırılmalı, inşa süresince su pompajla çekilecekse debisi ve su taşıyan tabakalardaki basınçları belirlenmelidir.

5. Komşu yapıların taşıyıcı sistemleri, yaşları, temel derinlikleri, komşu yapılarda müsaade edilen oturmalar bu yapıların projeleri incelenerek ve yerinde yapılan tespitlerle belirlenmelidir. Ayrıca içme suyu, havagazı, elektrik, telefon, kanalizasyon gibi şehir şebekelerinin yerleri ve derinlikleri tespit edilerek vaziyet planına işlenmelidir.

6. Temel çukurunun boyutlarına ve uygulanacak inşaat hızına bağlı olarak kazı çukurunun açık kalacağı zaman ve mevsimler tahmin edilmelidir.

7. Destekleme sistemleri geçici ve sürekli maksatlarla tasarlanabilir. Geçici maksatlı alanlar sadece kazı ve temel inşaası süresince kazı duvarlarından gelecek basınçları karşılamak, sürekli olanlar ise yapının bir bölümünü oluşturmak üzere tasarlanırlar. İki yıldan az süre yük taşıyacak sistemler genel olarak geçici maksatlı kabul edilirler.

8. Destekleme sistemine etkileyecek zemin gerilmeleri, su basıncı, komşu yapılardan aktarılan yükler hesaplanmalıdır. Destekleme sistemine ait yapı elemanları için dikkate alınacak hususlar şunlardır;

a) Destekleme elemanları burulmaya ve aşırı deformasyona uğramadan zemin gerilmelerini, su basıncını ve sürşarj etkilerini güvenle taşımalıdır.

b) Yatay destekler mümkün olduğu kadar seyrek konularak inşaat makinelerinin temel çukuru içinde rahat çalışabilmesi sağlanmalıdır. Ankrajlı bir destekleme sistemi seçilmesi halinde yüksek kapasiteli seyrek ankraj yerine, düşük kapasiteli sık ankraj kullanılması tercih edilmelidir.

c) Zemin yüzeyinde oturmalar istenmiyorsa destekleme sistemi ankrajlarla geriye bağlanmalı ve ankrajlara ön germe uygulanmalıdır.

d) Esas yapıya ait radye temelin ve bodrum katların yatay destek olarak kullanımının mümkün olup olmadığı araştırılmalıdır.

Derin kazılar ve destekleme sistemlerinin performansını etkileyen önemli faktörler; zemin profili (zemin cinsi, zemin parametresi, kayma mukavemeti), yer altı suyu koşulları, destekleme yüzeyine gelecek yanal zemin itkileri, analizlerin doğruluğu, yapılan dizaynların ve destekleme sisteminin seçimi, inşa metodu, iş programı, malzeme ve işçiliğin kalitesidir.

Yukarıdaki faktörlerin derin kazılardaki rollerinin karmaşık olması, derin kazılar için destek sistemlerinin seçimini zorlaştırmaktadır. Derin kazı problemlerinin doğru ve akılcı bir çözümünün ancak kazı sahasında detaylı bir geoteknik araştırma ile mümkün olabileceği söylenebilir (Çabanoğlu, 2010).

Derin kazıların önem kazandığı son yıllarda geoteknik mühendisliğinde geniş bir uygulama alanı bulan yöntemlerin en yaygınlarından biri diyafram duvarlardır.

Bu duvarlar bulamaç duvarlar ya da diyafram-bulamaç duvarlar olarak da isimlendirilmektedir. Bu tekniğin temeli zemin içerisinde kazı makinaları ile açılan dar ve derin bir hendeğin özel bir bulamaç ile desteklenerek göçmesinin engellenmesine ve diyaframın güvenli bir şekilde inşaa edilmesine dayanır. Kazı hendeğini bentonit bulamacı ile destekleyerek diyafram duvar oluşturulması ilk olarak 1940'lı yıllarda gerçekleşmiştir. Bu duvarların klasik betonarme duvarlara üstünlüğü kazı miktarının minimum olması, diğer bir deyiş ile duvar genişliği kadar bir genişliğe sahip olmasıdır. Bu özellik sayesinde kazı alanına bitişik binalar bulunması durumunda dahi diyafram duvar inşaa edilebilmektedir. Diyafram duvarlar sadece kazı hendeğinin desteklenmesi amacı ile inşa edilebileceği gibi iksa vazifesine ilave inşa edilecek yapının birer taşıyıcı elamanı olarakta tasarlanabilirler. Bulamaç duvarlar kazıların desteklenmesi anlamında çok yönlü sistemlerdir. Çünkü her zemin için ve hemen her derinlik için kullanılabilirler. Ayrıca diğer sistemlerin sağladığı, su geçirmezlik, yük taşıma, kaplama gibi fonksiyonları da fazlasıyla sağlamaktadır. Bulamaç duvarlar ayrıca, saha şartlarına da şeklen uymada mükemmeldir. Örnek olarak bulamaç duvarlar, diyagonel veya kavisli olarak inşa edilebilir. Bulamaç duvarlar yatay destekler veya yapıda kullanılacak diğer destek sistemleri gibi sahayı karmaşık bir hale getirmezler. Bütün bunlara rağmen bulamaç duvarlar, inşası pahalı ve karmaşık yapılardır. İnşaat süreci çok maliyetli bir kazı ve pompalama ekipmanı gerektirmektedir. İnşaa faaliyeti için suyun uzaklaştırılması şartsa ve başka bir çözümün makul olmaması durumunda ancak ekonomik olabilmektedir (Sağlam, 2006).

Diyafram duvar tiplerinin sınıflandırılması, duvarın fonksiyonuna bağlıdır. Diyafram duvarlar genellikle geçirimsizlik perdesi veya bir kazıyı tutan yapı elemanı olarak ya da her iki fonksiyonu bir arada sağlayan yapı elemanı olarak projelendirilirler. Açık bir kazı yüzeyini tutan diyafram duvarlar aynı zamanda taşıyıcı duvar veya kazıya bitişik yapıları tutmak içinde kullanılabilir. Diyafram duvar tekniğinin başlıca kullanıldığı yerler aşağıda ayrıntılı olarak verilmiştir (Çabanoğlu, 2010).

2.2.1.1. İstinat Yapıları ve Köprü Ayakları

Diyafram duvar tekniği karayolu inşaatları sırasında, problem çıkaran yarmaların istinat yapısına gerek duyduğu yerlerde ekonomik bir çözüm olarak

gündeme gelmiştir. Karayollarının yerleşim bölgelerinden geçmesi halinde bu bölgelerde yarma teşkil edilebilmesi için yarma şevlerinin ve yarma üzerinde bulunan yapı temellerinin takviyesi gerekir. Yol kazısı yapılmadan önce zemin içerisinde diyafram duvar inşaatı tamamlanarak yarma şevinin veya yapıların stabilitesi sağlanır.

2.2.1.2. Yapı temelleri ve Perde Duvarlar

Büyük yerleşim merkezlerinde ve yoğun ticaret bölgelerinde arsa maliyetlerinin yüksek olması sebebi ile derin kazılara ihtiyaç duyulmaktadır. Bodrum kazısı nedeniyle temel zemininde yer değiştirmeler ortaya çıkabilir. Bu yüzden komşu yapılar ve yollarda önemli hasarlar meydana gelebilir. Bu gibi hallerde diyafram duvarlar yaygın olarak kullanılmaktadır. Eğer istenirse diyafram duvar komşu yapıya zarar vermeden bodrum duvarı olarak projelendirilebilir. Bu durumda diyafram duvar aynı zamanda bir taşıyıcı eleman olarak da kullanılabilir.

2.2.1.3. Aç Kapa Yöntemiyle İnşa Edilen Tüneller

Bu yöntemde, yer altı boşluğu,yanlar betonarme kazık veya diyafram duvar ile desteklendikten sonra, yüzeyden hendek şeklinde kazılarak açılır. Kanalizasyon veya içme suyu tünelleri bu yöntemle açılmaktadır. Bu arada zeminin özelliği ve yer altı suyu durumuna göre gerekiyorsa yer altı su seviyesi düşürülür veya su, derin kuyularla drene edilir. Tavanın kaplamasından sonra kazılan kısın tekrar doldurularak eski haline getirilir. Aç – kapa genellikle 10m derinliğe kadar etkili bir şekilde uygulanır. Normal tünel açımına göre daha ucuz ve uygulaması daha kolaydır. Fakat yerleşim alanlarında, trafiği engellemesi, rahatsızlık ve gürültüye sebep olması, yakında bulunan yapıların temellerini korumak için pahalı iksa sistemleri gerektirdiğinden pek tercih sebebi değildir.

2.2.1.4. Heyelan Önleme Yapıları

Diyafram duvarlar belirli bir kayma düzlemi boyunca kayan tabii yamaçlardaki veya dolgu şevlerindeki toprak kaymalarını önlemede iyi bir çözümdür. Şev topuğunun klasik bir istinat duvarı ile desteklenmesi, şev topuğunda ilave kazı yapılmasını gerektirmektedir. Bu durum inşaat safhasında mevcut stabilite bozukluğunu daha da arttırmaktadır. Bu sebeple destekleme yüzeyden başlatılmalı ve

stabil olmayan zeminin herhangi bir hareketine yol açılmamalıdır. Bulamaç hendeği yönteminin inşaat sırasında stabiliteyi bozmadan iyi bir destekleme sistemi oluşturulabilmektedir.

2.2.2. Diyafram Duvarların Genel Özellikleri

Diyafram duvar panel boyutları genellikle şantiye koşullarına göre değişebilir. Arzu edilen bir panel bazen şantiyede yer veya zaman sıkıntısından dolayı gerçekleştirilemeyebilir. Panel yerinde dökme betonarme veya prefabrik betonarme elemanlarla oluşturulabilir.

2.2.2.1. Panel Uzunluğu

Genellikle diyafram duvarları uzun panellerle imal etmekte fayda vardır. Uzun panellerin kullanılması düşey birleşimlerin azalmasını sağlayacak, duvarların düşeyliğinin daha rahat kontrol edilmesine yardımcı olacak ve sonuç olarak daha az miktarda su sızmasına sebep olacaktır. Bu avantajlarının yanı sıra panel uzunluğunu ayrıca şu faktörler de etkilemektedir:

• *Yanal stabilite ve bentonit çamuru kaybı*: Daha kısa paneller kuyunun stabilitesini arttırmaktadır. Ayrıca yüksek permeabiliteye sahip veya geniş oyukları bulunan zeminlerde bentonit çamurunun kaybını önlemek için daha kısa paneller ile çalışmak daha uygun olmaktadır. Kısa paneller genellikle 1.2-2.4 m genişliklerinde olmaktadırlar.

• *Betonlama yöntemi*: Yerinde dökme betonarme duvarlarda taze betonda hissedilir bir sertleşme meydana gelmeden önce beton döküm işlemi tamamlanmış olmalıdır. Pratik olarak beton döküm süresi 4 saati geçmemelidir. Ortalama bir panel uzunluğu, 3.5-4.5 m, tek bir tremi borusu ile dökülebilir. Uzun panellerin betonlanmasında çift tremi borusu kullanılması daha faydalı olmaktadır.

• *Donatı kafesi*: Donatı kafesi yerinde hazırlanmalı ve boyutları uygun değilse şantiye koşullarına göre sınırlandırılmalıdır. Kafesin ağırlığı mevcut ekipmanın kaldırma ve yerleştirme kapasitesini aşmamalıdır.

• *Destek ve ankrajların yeri*: Panel uzunlukları ve buna bağlı olarak da panel birleşim yerleri desteklerin yerleşimi ile koordinasyonlu olarak belirlenmelidir. Eğer

ankrajlar kullanılacaksa ankraj mesafeleri ile kapasiteleri panel uzunlukları ile beraber düşünülerek optimum çözüm bulunmalıdır.

• *Kazıda kullanılan ekipman*: İmal edilen diyafram duvarın bir panelinin uzunluğu kazıda kullanılan ekipmanın bir seferde kazabileceğinden daha küçük olamaz. Daha uzun paneller için kazı kolaylığı göz önünde bulundurulmalıdır (kazı için kullanılan ekipmanın çeneleri yükü simetrik olarak aldıklarında özellikle sıkı zeminlerde daha verimli çalışabilirler ve kepçeler daha çok doldukça bu verim artar).

• *Diğer faktörler*: İlave faktörler çeşitli şantiye ve trafik faktörleri olabilir. Betonun zamanında gelmemesi, bentonit bulamacının biriktirmek için havuz oluşturulacak bir yerin bulunamaması, donatı demirinin depolanamaması, istenilen anda yeterli miktarda su temin edilememesi ilave faktörlerden bazılardır.

Uygun panel uzunluğu öncelikle kuyunun stabilitesine ve betonlama yöntemine göre seçilmelidir; daha sonra kazı ile ilgili faktörlerle ve diğer faktörlerle kıyaslanmalıdır. Bu anlamda panel uzunluklarının proje aşamasında çok kati olarak belirlenmemesinde fayda vardır.

2.2.2.2. Duvar Derinliği

Birçok projede kazı derinliği kazıda kullanılacak ekipmanın kazı yapabilme sınırları içinde kalmaktadır. Bu anlamda diyafram duvar derinliği proje dizayn safhasında belirlenebilir ve projenin diğer özellikleri ile bağdaştırılacak bir şekilde seçilebilir. Duvar, düşey yükleri aktarması için kaya veya başka bir sağlam zemin üzerine oturtulabilir, kazı sahasına su sızmasını engellemek için geçirimsiz bir zemin tabakasına soketlenebilir veya yatay deplasmanların sınırlandırılması için kazı derinliğinden daha derin bir bölgeye ankastre edilebilir.

2.2.2.3. Panel Genişliği

Panel genişliği kullanılacak ekipmanın kazabileceği aralıkta seçilmelidir. Pratik olarak, tremi borularının donatı kafesi içerisine rahatlıkla indirilebilmesi için minimum panel genişliği 45 cm olarak seçilmelidir. Geniş bir paneli iki seferde kazmak mümkün olmakta fakat tavsiye edilmemektedir. Genellikle en çok kullanılan panel genişliği 60 cm. olmaktadır. Dikkat çekici bir noktadır ki genişliği daha az olan bir duvar malzeme tasarrufu sağlamakla beraber en ekonomik çözüm olmayabilir.

Ayrıca tecrübeler göstermektedir ki duvarın genişliği azaldıkça, tremi borularının birbirlerine daha yakın olarak yerleştirilmesi tavsiye edilmektedir.

2.2.2.4. Diyafram Duvarların Genel İmalat Yöntemi

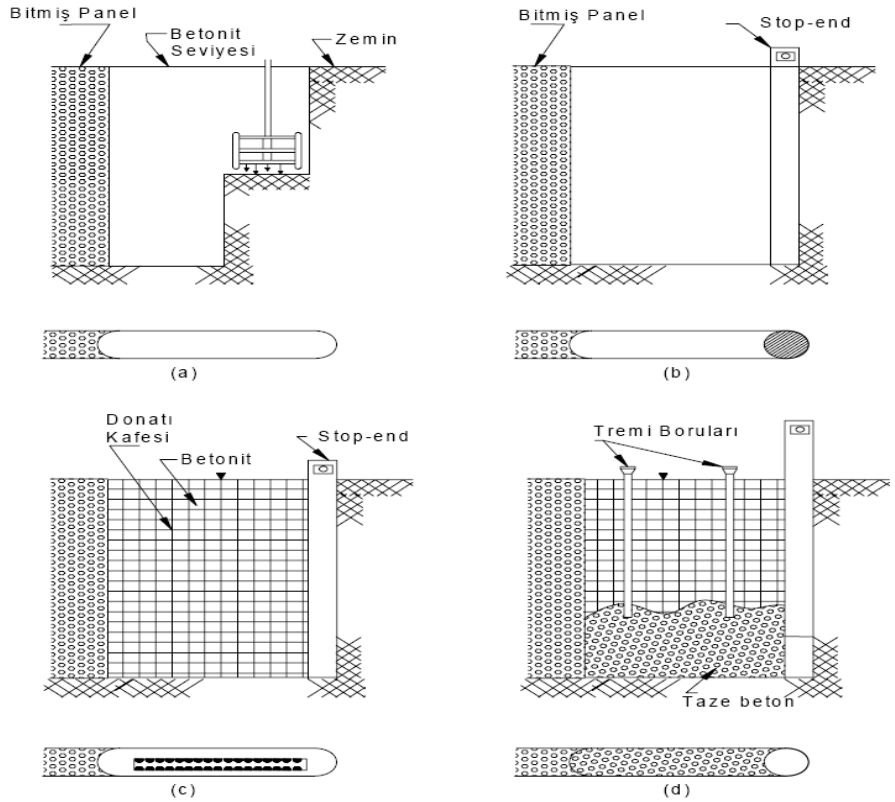
Modern metodlarla ve ekipmanla diyafram duvarlarının imalat sırası şu şekilde olmaktadır (Xanthakos, 1994). :

• Kazı makinesi ile istenilen derinlikte düşey bir kuyu kazılır. Kuyu kazısı devam ederken kuyunun stabilitesini sağlamak için kuyunun içine uygun karışımda bir bentonit çamuru pompalanır (Şekil 2.1a).

• Kazı işlemi tamamlandıktan sonra paneller arası bileşimi sağlamak için kuyunun kenarına stop-end ismi verilen dairesel bir boru indirilir (Şekil 2.1b).

• Bentonit çamuru dolu kuyunun içerisine diyafram duvarın donatısı indirilir (dışarıda hazırlanmış ve bağlanmış olarak) (Şekil 2.1c).

• Tremi boruları kullanılarak kuyuya taze beton dökülür. Betonun yoğunluğu bentonit çamurunun yoğunluğundan daha büyük olduğu için beton kuyuya doldururken bentonit çamuru kuyudan taşmaya başlar. Taşan çamur yeniden kullanılmak üzere daha önceden hazırlanan bir havuza pompalanır. Kuyunun kenarına yerleştirilen dairesel boru beton prizini almaya başladıkça kademeli olarak çekilir (Şekil 2.1.).



Şekil 2.1. Diyafram duvar imalat safhaları; (a) Kazı, (b) Stop-end' in yerleştirilmesi, (c) Donatının indirilmesi, (d) Panelin betonlanması

Diyafram duvarların genel imalat yöntemlerinden de anlaşılacağı üzere imal edilen duvarlar hem kazı yan yüzeylerinin stabilitesini sağlamak için destek amacı ile hem de taşıyıcı eleman olarak kullanılabilmektedirler. Diyafram duvar tekniğinin geliştirilmesinden ve 1950'li yıllarda ilk diyafram duvarın imal edilmesinden sonra yöntemin geliştirilmesi için pek çok çalışma yapılmıştır. Bununla birlikte günümüzde oldukça modern makineler ve ekipman kullanılıyor olmasına rağmen yöntem hala oldukça özel bir imalat yöntemi olma özelliğini korumaktadır. Detaylı bir projenin hazırlanmasından önce yöntemin uygunluğu ve handikapları etüt edilmelidir. İmalatı yapacak olan firmanın da bu konuda tecrübeli bir firma olması işin sağlığı açısından önem arz etmektedir. Bir diyafram duvar projesinin uygulanmasında ilk önce düşünülmesi gereken faktörler veya olası sorunlar şu şekildedir:

• Statik ve dinamik durumlar için bentonit çamuru dolu kuyunun kısa ve uzun vadeli stabilitesi: Bu durum zemin cinsi ve özellikleri, maksimum panel uzunluğu, bentonit çamurunun yoğunluğu, donatı kafesinin indirilmesi, makinenin çalışmasından dolayı oluşabilecek etkiler ve yakın çevrede oluşan titreşimlerden dolayı meydana gelen etkiler gibi faktörlerin göz önünde bulundurulmasını içerir.

• Kazılan kuyuya betonun dökülmesi ile bentonitle çamurunun tamamının kuyudan atılması: Tremi borusundan çıkan beton bentonitle karışabilir ve betonun içinde bentonitli mukavemeti düşük kesitler oluşabilir.

• Bentonit çamuru altında birleştirilen donatı ve beton arasında oluşan bağ: Donatı demirinin cinsine, donatıların şekline, bentonitin yoğunluğuna, betonun karışımına ve betonlama yöntemine bağlı olarak değişebilir.

• Bentonit çamuru altında oluşturulan bir duvarda beton - zemin yüzeyinde oluşan taban ve çevre mukavemetleri: Bu durum zemin cinsine ve özelliklerine, bentonit çamurunun özelliklerine, kazı yöntemine, kazılan alanın geometrisine, betonlama şekline ve beton zemin ara yüzeyinin pürüzlüğüne bağlı olarak değişebilir.

• İmalatı tamamlanan duvarın beklenen performansı ve tüm yapı ile olan etkileşimi: Bu durum da panel geometrisine, panellerin birbirleri ile ve yapı ile olan birleşimlerine, su geçirimsizliğinin sağlanma oranına, betonda oluşan çatlaklara, kesit değişimlerine, duvarın yapacağı deplasmanlara bağlı olarak değişebilir.

2.2.3. Diyafram Duvarların Avantajları ve Dezavantajları

Avantajları:

- Diyafram duvar geçici veya sürekli bir yapı elemanı olarak kullanılabilir.
- Alt ucu geçirimsiz bir tabakaya yeterince giren diyafram duvar, yeraltı suyu akımına karşı mükemmel bir sızdırmazlık sağlar.
- Duvar inşaatı dar bir hendek içerisinde yapabileceğinden maliyet düşüktür.
- Derin kazıların ritij bir şekilde desteklenmesi mümkün olmaktadır.
- Komşu yapıların temellerinin desteklenmesine olanak vermektedir.
- Yerleşim merkezlerinde, imalat sırasında ortaya çıkan vibrasyon ve inşaat gürültüsü problemleri azdır.
- Kazı sırasında kuyu bentonitle kolaylıkla desteklenebilir.

Dezavantajları:

- Kılavuz duvar ihtiyacı nedeniyle 4-5 m gibi düşük derinliklerde ekonomik değildir.
- Kullanılan bulamacın kuyudan uzaklaştırılması zor ve pahalı bir işlemdir.
- Kazıdan çıkan malzemenin sahadan uzaklaştırılması problemi vardır.
- Kazı duvarlarının düşeyliğini sağlamak zordur.
- Donatının yerleştirilmesi, betonlama işlemi ve stop-end'lerin çekilmesi güç ve pahalıdır. Ayrıca operatörün maharetine bağlıdır.
- Prefabrik panellerin yerleştirilmesi operatörün maharetine bağlıdır.

2.3. Zemin İçi Yapılarda Deprem Etkisi

Yeraltı yapıları modern toplumlarda altyapıların ayrılmaz bir parçasıdır ve metro, demiryolu, karayolları, depo ve su iletim hatları gibi yapılarda sıkça karşımıza çıkmaktadır. Deprem bölgelerinde inşa edilen yapılar hem sismik hem de statik yüklere dayanacak şekilde tasarlanmalıdır. Tarihsel olarak bakıldığında yer altı yapılarında yerüstü yapılara göre daha az hasar olduğu bilinmektedir. Buna rağmen yakın geçmişte olmuş depremlerde bazı yeraltı yapılarında önemli hasarlar olduğu gözlenmiştir.

Yer üstü yapılar ile yeraltı yapılarının deprem davranışı arasında önemli farklar bulunmaktadır. Yer üstü yapılarında yapının bir kısmı zemin içinde bulunmakta ama genelde büyük bir kısmı zemin dışında bulunmaktadır. Yer üstü yapılarının zemin içinde kalan kısımlarının zemin ile birlikte salınması sonucunda üstyapı da salınımlar ve iç kuvvetler ortaya çıkmaktadır. Yapının zemin dışında kalan kısmı zeminle oluşan bu hareketlere karşı kütlesi ile karşı koymaya çalışmaktadır. Bu nedenle yapıya etki eden deprem kuvveti yapının yerüstünde kalan kısmının kütlesi ile doğru orantılı olmaktadır. Oysa yeraltı yapılarında yapının büyük bir kısmı veya tamamı yer altında bulunmakta ve yer ile birlikte salınmaktadır. Bu açıdan bakıldığında tamamı veya büyük bir kısmı yeraltına gömülü, özellikle küçük hacimli, yapılarda depremden kaynaklanan önemli zorlamalar oluşmamaktadır. Ancak metro, tünel gibi uzun yapılarda durum küçük hacimli yeraltı yapılarına göre biraz daha farklıdır. Yeryüzüne göre noktasal sayılabilecek küçük hacimli yapılarda

içinde bulundukları ortamın deformasyonları eşit olduğundan yer hareketleri yapıyı kendi içinde bir bütün olarak sallamakta buna bağlı olarak da yapı içinde zeminin deformasyonlarından kaynaklanan zorlamalar oluşmamaktadır. Oysa metro veya tünel gibi uzun yeraltı yapıları zemin ile birlikte deforme olduklarından, zeminin kendi içindeki farklı deformasyonları doğrudan yeraltı yapısına deformasyon olarak iletilmekte ve bu da yeraltı yapısında önemli kuvvetler oluşturabilmektedir (Hashash ve ark., 2001).

2.4. Sonlu Elemanlar Yöntemi

Zemin davranış analizlerinde ortamın karmaşık oluşu ve davranışın çok çeşitli etkenlere bağlı olması nedeni ile genellikle ampirik bağıntılardan yararlanılmaktadır. Bu durum, nümerik yöntemlerin ve bilgisayar kullanımının yaygın olmadığı zamanlarda daha yaygın yöntemdi. Geoteknik mühendisliği uygulamaları sırasında geliştirilen bu bağıntılarla yapılan analizler genelde yaklaşık sonuçlar vermenin yanı sıra bazen çok sağlıksız, gerçek değerden çok uzak sonuçlar verebilmektedir.

Geoteknik problemlerin çözümünde aynı anda birden fazla özelliği bir arada göz önünde bulundurmak zordur. Bu nedenle jeolojik ortamlar sürekli ortam gibi düşünülerek çeşitli etkiler karşısındaki davranışı için fiziksel temellere dayanan teoriler öne sürülmüştür. Bu teoriler genelde matematiksel diferansiyel denklemlerden meydana geldiğinden kapalı çözüme ulaşmak için basit kabuller yapılması gerekmektedir. Bu yaklaşım çoğu pratik durumlar için çözüm olmasına karşın jeolojik ortamların homojen olmaması, içerisindeki süreksizlikler, gelişi güzel geometrisi vs. karmaşık özelliklerinden dolayı problemlerin gerçekçi çözümlere ulaşmasına olanak vermemektedir. Bu nedenle geomekanik problemlerin analizinde yukarıda belirtilmiş olan etkenlerin birçoğunu aynı anda göz önüne alan nümerik yöntemler geliştirilmiştir. Tabii nümerik yöntemlerin geliştirilmesi bilgisayarların geliştirilmesine bağlı olarak gerçekleşmiştir (İncecik, 1986).

Sonlu elemanlar nümerik analiz yöntemi, Zeinkiezwicz tarafından matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli problemlerin genel çözüm yöntemi olarak tanımlanmıştır. Geoteknik problemler için matematiksel ifadeler, su akışı (boşluk suyu basıncını içeren problemler), denge eşitlikleri, sınır koşulları ve

deformasyonların uygunluğu ile gerilme-şekil değiştirme arasındaki ilişkiyi tanımlayan eşitliklerdir.

Sonlu elemanlar yöntemi nümerik analiz yöntemleri arasında bilgisayar yazılımı için en uygun formülasyona sahiptir. Bunun nedeni, karmaşık sınır koşulları ve non-lineer malzeme davranışı, homojen olmayan malzemeler gibi zor ve karmaşık problemlerin çözümünde sistematik bir programlamaya izin vermesidir. Diğer yandan bu yöntem mühendisliğin çok geniş bir alanında sınır değer problemlerine uygulanabilmektedir (Berilgen,1996).

Sonlu elemanlar yönteminin diğer bir avantajı ise sınır şartlarının problemin çözüm sırasına göre başlangıçta hesaplara dahil edilmesidir. Böylelikle çeşitli sınır şartlarını probleme uygularken başlangıçtaki yoğun hesapların tekrarına gerek kalmamaktadır. Geoteknik mühendisliğinde sonlu elemanlar yönteminin kullanılmasına 1996 yılında başlanmıştır. Cloung ve Woodward (1967) dolguda gerilmeleri, yanal ve düşey haraketleri belirlemek amacı ile Reyes ve Deene (1996) yeraltında kayada kazı uygulamasında bu yöntemi kullanmıştır.

Geoteknik mühendisliği uygulamalarında kullanılan sonlu elemanlar analizlerinde modellemenin gerçek durumu temsil edebilmesi için aşamalı yükleme, aşamalı kazı yapılmaktadır.

Geoteknik mühendisliği problemlerinde sonlu elemanlar analizleri yardımı ile gerilmeler, yanal ve düşey yer değiştirmeler, boşluk suyu basınçları ve zemin suyu akışı vb. belirlenmektedir. Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı non-lineer olduğundan geoteknik mühendisliği sonlu elemanlar analizinde bu davranışın modellenmesi gerekmektedir. Bu amaçla yapımdan önceki başlangıç gerilme durumu, zeminin nonlineer gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet özellikleri ile yükleme aşamaları arasındaki bekleme süreleri analizde gerçek duruma yakın olarak belirlenmelidir (Kılıç, 2000).

Sonlu elemanlar ağı tünel yapılarının tasarımında ve modellenmesinde önemli bir araçtır. Klasik anlamda taşıyıcı sistemler, belirli sayıda elemanın belirli sayıdaki düğüm noktalarında birbirleriyle bağlanması sureti ile oluşmakta ve her elemanın kuvvet deformasyon özelliğinden haraket edilerek tüm sistemin statik karakteristikleri belirlenmektedir.

Sürekli ortamda ise, rakamsal çözümü zorlaştıran sonsuz sayıda düğüm noktası mevcuttur. Sonlu elemanlar modeli böyle bir ortamın (bütünün) belirli sayıda düğüm noktaları ile birbirine bağlanan birim elemanlara bölünebileceği varsayımından hareket eder. Birim elemanların kenarları boyunca etkiyen gerilmeler "fiktif kuvvet" olarak düğüm noktalarına bindirilirler. Bu şekilde sürekli bir ortamı nümerik yoldan ifade etme imkanı sağlanır.

Sonlu elemanlar modeli ile kaplama ve zeminin tüm karakteristikleri dikkate alındığından için, bu hesap metodunun en büyük avantajı, yapı ve zeminin birbirlerini etkileyiş tarzını gerçeğe yakın olarak hesaplanabiliyor olmasıdır. Zemin ve yapı sisteminin özelliklerine bağlı olarak, kompozit sistemde her elemanın aldığı yük hesap akışının tabii bir neticesi olarak belirlenmektedir. Böylece, zeminde oluşabilecek kemerlenmeleri, yük ve aktarmalarını, yüklerin akışını Sonlu elemanlar modelinde takip etmek ve inşai tedbirleri yönlendirmek mümkün olmaktadır.

Sonlu elemanlar yönteminde Analiz Adımları aşağıda sıralandığı gibidir;

- Eleman seçimi ve ortamı elemanlara ayırma
- Yaklaşım Modeli (veya fonksiyonun) seçimi
- Malzeme bünye davranışı
- Eleman denklemlerinin elde edilmesi
- Eleman denklemlerinin birleştirilerek sistem denklemlerinin elde edilmesi
- Sistem denklemlerinin çözülerek birinci dereceden bilinmeyenlerin bulunması
- Birincil bilinmeyenlerden ikincil bilinmeyenlerin hesaplanması
- Sonuçların yorumu

Sonlu elemanlar yönteminin avantajları;

- Bilgisayar yardımı ile çözülebilir. (Hız + Optimizasyon olanağı)
- Geliştirilen Sonlu Elemanlar Formülasyonu birçok probleme uygulanabilir.
- Karmaşık yükleme durumları, yükleme, sınır koşulları ve malzeme durumu dikkate alınabilir.
- Seçilen birincil bilinmeyenler (yer değiştirme, akım potansiyeli vs) ile bunlara bağımlı ikincil bilinmeyenler (gerilme, şekil değiştirme, akım miktarı, hız v.s.) hesaplanır.

Dezavantajları;

- Bilgisayar yardımı ile çözülebilir (bellek ve bilgisayara bağımlılık).
- Yaklaşık bir yöntemdir.

Sonlu eleman metodu ile bir mühendis tünel inşaatında karşılaşacağı hemen hemen her durumu analitik yoldan ifade edebilmektedir. Şöyle ki;

- Tünel kesiti her türlü geometrik şekilde olabilir.
- Çeşitli tünel kesitleri belirli gruplarla ifade edilebilir.
- Zemin sathı her türlü topoğrafyaya uyabilir.
- Zemin çeşitli tabakalardan oluşabilir, tabakalar sürekli veya yerel olabilir.
- Zemindeki tabii yapı (çatlaklar, fay hatları, anizotropi v.s.) tanımlanabilir.
- Zeminin elastik/elastoplastik özellikleri dikkate alınabilir.
- İnşaat tarzına göre çeşitli kademeler ifade edilebilir.
- İnşaatın ilerleyişi paralelinde değişen zemin karakteristikleri dikkate alınabilir.

2.4.1. Plaxis Sonlu Elemanlar Programı

Sonlu elemanlar programı olan Plaxis Geoteknik mühendisliği problemlerinin nümerik analizi için geliştirilmiş bir programdır. Program, bilgi girişine olanak veren giriş (input) programı, analizlerin gerçekleştirildiği hesap (calculation) programı, analiz sonuçlarını grafik olarak sergileyen (output) programı ve elde edilen sonuçlar ile istenilen grafiğin oluşturulmasını sağlayan eğri (curve) programından oluşmaktadır. Bu program, projelerin tasarımında ihtiyaç duyulan deformasyon ve stabilize analizleri, zemin yapı etkileşimi, gerilme-şekil değiştirme, yükleme durumları, konsolidasyon, taşıma gücü, akım ağı, zemin dinamiği konularında ve malzemenin çeşitli olduğu durumlarda kullanılmaktadır ve hemen hemen gerçeğe yakın sonuçlar vermektedir.

Uygulanan sonlu elemanlar formülasyonunda deplasman yöntemi kullanılmış, yani deplasmanlar esas bilinmeyen olarak kabul edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemine göre, bir sürekli ortam birçok elemana ayrılır ve her bir eleman üzerindeki düğüm noktaları bir serbestlik derecesine sahiptir.

Plaxis programında sonlu elemanlar ağının oluşturulması sırasında hücreler üçgen elemanlara ayrılırlar. Plaxis'te bu üçgen elemanlar 6 veya 15 düğüm noktalı olarak seçilebilmektedirler. Gerilmelerin ve göçme yüzeylerinin gerçeğe daha yakın hesaplanabilmeleri için 15 düğüm noktalı elemanın seçilmesi daha doğrudur fakat bu daha fazla zaman almaktadır.

Problemlerin analizinde yer değiştirmeler düğüm noktalarında gerilmeler ise gerilme noktalarında hesaplanmaktadır. Düğüm noktaları yük deplasman eğrilerini oluşturmak için daha önceden belirlenebilir. 6 düğüm noktalı elemanın 3 gerilme noktası, 15 düğüm noktalı üçgen elemanda ise 12 gerilme noktası vardır.

Programda öncelikle geometrinin oluşturulması gerekmektedir. Burada Lines komutu ile çizgiler çizilir ve çalışma alanının sınırları belirlenir. Birden fazla tabakalı zemin profili üzerinde çalışılacağı zaman yine bu çizgisel elemanlar yardımı ile arazi istenilen noktalardan ayrılarak farklı zemin bölgeleri tanımlanabilir. Geometrinin belirlenmesinden sonra projede kullanılacak yapısal elemanlar (temel, palplanş, yatay destek, ankraj, geotekstil) yerine göre Beam, Geotextile, Node to Node Anchor ve Fixed End Anchor komutları ile modellenir.

Tünel hesapları için ayrı bir komut olan Tunnel komutu kullanılmaktadır. Tünel hesaplarında tüneli üç farklı şekilde tanımlamak mümkündür (sol yarım tünel kesiti, sağ yarım tünel kesiti ve tam tünel kesiti). Bu komut Beam komutunun farklı bir kullanımı olduğundan, palplanş ve temel hesaplarında kullanılanların aynısıdır.

Tünel geometrisini belirlemek için Tunnel Designer komutu kullanılır. Burada tünelin yarıçapı ve her dilim için merkez açısı belirlenir. Dairesel tünellerde bu açılar bütün dilimler için aynı olurken değişik kesitli tüneller için bu açılar değiştirilerek farklı geometriler elde edilebilir. Ayrıca bu komut altında tünel etrafındaki kaplama malzemesi ve zemin yapı etkileşimin hesaba katmak ara yüzey elemanlarla (Interface Elements) tariflenebilir. Buna ilave olarak, flexible yapılar için gerekli olan şekil değiştirebilme yüzdesi yine bu komut yardımı ile tünele atanabilir.

Plaxis sonlu elemanlar programında önceden belirlenmiş yer değiştirmelerin, noktasal ve yayılı yüklerin tanımlamasına olanak sağlanır. Bu amaçla Prescribed Displacements, Point Forces ve Traction Loads komutları kullanılabilir.

Plaxisde Material Sets ana başlığı altında zemin ve yapısal elemanların özellikleri (Soil & Interface, Beam, Anchor ve Geotextile) tanımlanabilir. Bunlar Plaxis programında arşivlenip daha başka uygulamalarda da zemin ve yapısal eleman özelliği olarak atanabilir.

Çubuk elemanlar için (Beam Element); Normal Rijitlik (EA), Eğilme Rijitlik (EI), duvar kalınlığı (d), eleman ağırlığı (w), Poisson Oranı (υ), ankraj ve destek elemanlarını tanımlamakta kullanılan Node to Node Anchor komutu için Normal Rijitlik (EA), Destek Aralığı (LS), Maximum kuvvet (Fmax) değerleri; ankraj kökü ve geotekstil malzemesini tanımlamak için kullanılan Geotextile komutu için ise Normal Rijitlik (EA) değerleri program girdileri kısmında tanımlanmalıdır.

Plaxis programında zemin özelliklerini belirlemek amacı ile zemin mekaniği problemlerinin analizinde çok kullanılan Mohr-Coulomb (MC), kum, çakıl gibi kohezyonsuz zeminlerde ve çok aşırı konsolide kohezyonlu zeminlerde kullanılan Pekleşen Zemin Modeli (Hardening Soil Model-HS), Geoteknik problemlerin analizinde sıkça kullanılan efektif gerilmelere göre analiz yapan ve yumuşak zeminlerin davranışını daha iyi modelleyebilen Yumuşak Zemin Modeli (Soft Soil Creep Model-SSC) ve Lineer Elastic Model olmak üzere dört farklı zemin modeli kullanılabilmektedir. Bir zemin modeli gerilme ve şekil değiştirmeler arasındaki ilişkinin matematiksel ifadesidir.

Mohr Coulomb Modelinde Young Modülü (E), Poisson Oranı (υ), İçsel Sürtünme Açısı (φ), Dilatansi (Genleşme) açısı (ψ), zeminin kuru ve ıslak birim hacim ağırlığı (γ dry ve γ wet) yatay ve düşey permeabilite katsayıları (kx ve ky) ve zeminin herhangi bir elemanla temasta olması durumunda ara yüzey elemanları tanımlanmaktadır. Ara yüzey elemanı için, dayanım, ara yüzey kalınlığı ve geçirimlilik tanımlanır.

Tüm malzeme parametreleri belirlendikten ve her bir malzeme geometrisinin ilgili parçalarına atandıktan sonra sonlu elemanlar ağının oluşturulması safhasına geçilir.

Sonlu elemanlar ağı "Mesh" komutu ile oluşturulmaktadır. Normalde programda sonlu elemanlar ağı çok ince olarak oluşturulmaz, fakat istenildiği taktide

tüm zemin ortamı ya da sadece istenilen kısım için daha ince bir sonlu elemanlar ağı oluşturulabilir.

Sonlu elemanlar ağıda oluşturulduktan sonra başlangıç koşullarını belirlemek amacı ile "Initial Conditions" komutuna basılır. Bu safhada eğer mevcut ise yeraltı su seviyesi çizilir ve boşluk suyu basıncı hesaplanır. Daha sonra zemin, üzerinde herhangi bir yapısal eleman olmadığı ilk hale getirilir ve efektif gerilmeler bulunur.

Bundan sonraki adımda "Calculate" komutuna basılarak hesaplama safhasına geçilir. Bu aşamada kademeli inşaat yapılması durumunda "Staged Construction", tekil ya da yayılı yük uygulamasında ise "Total Multipliers" (Toplam Çarpanlar) komutu seçilir.

Tüm aşamalar tanımlanıp ortam son haline geldiğinde "Calculate" komutuna basılarak zemin ve yapısal elemanların bu koşullar altındaki davranışı belirlenir. İstenildiği takdirde "Curves" komutu ile istenilen grafikler çizilerek gerekli karşılaştırmalar yapılabilir (Osmanoğlu, 2007).

Plaxis programının menüsünü kısaca özetlemek gerekirse;

Girdi (input) aşaması:

- Program başlatıldıktan sonra projenin genel özellikleri, kullanılacak birimler tanımlanır ve çizim bölgesinde geometri tanımlanır.
- Malzeme özellikleri "Material Sets" ile belirtildikten sonra sonlu elemanlar ağı "Mesh" butonu ile otomatik olarak yaptırılır. Yer altı suyu gibi başlangıç koşulları "İnitial Conditions" bölümünde oluşturulur.

Hesap (calculations) aşaması:

- Kazıklar, radye temel ve uygulanacak yükler aşamalı olarak tanımlanır.
- Yük-deplasman grafiği için noktalar işaretlendikten sonra "Calculate" butonuna basılır.
- Dosya kaydedilir.

Çıktı (Output) aşaması:

- Hesap tamamlandığını belirten her phase için sonuçları görmek için output kısmına geçilir. "Output" butonu ile output programı açılır. İlk olarak ekrana sistemin son hesap kademesinde oluşmuş deforme ağı gelir.
- "Deformations" ve "Stresses" menülerinden farklı sonuçlar görüntülemek üzere değişik opsiyonlar seçilebilir.
- "Curves" butonu ile hesaplama aşamasında belirlenen özel noktalar için deformasyon grafikleri çizdirilir.

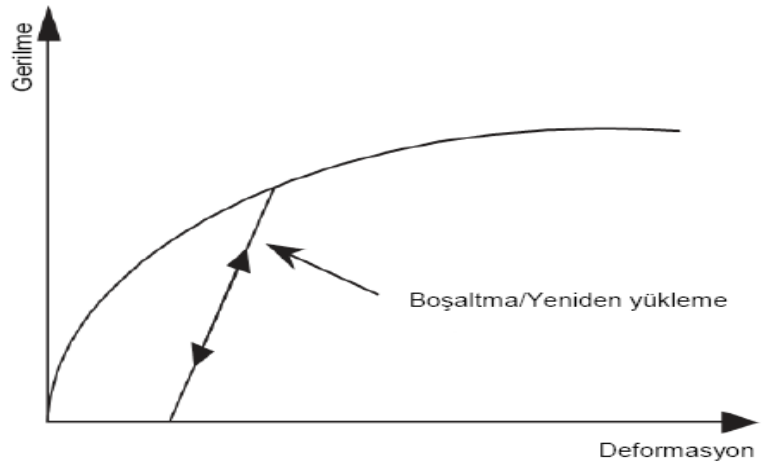
2.4.1.1. Zemin Davranışının Modellenmesi

Malzeme modelleri, yük etkisi altındaki bir malzemede meydana gelecek gerilmeler ve deformasyonlar arasındaki ilişkiyi tanımlamaktadır. Bir malzeme modelinin güvenilir olabilmesi için aşağıda sıralanmış olan şartları sağlaması gereklidir.

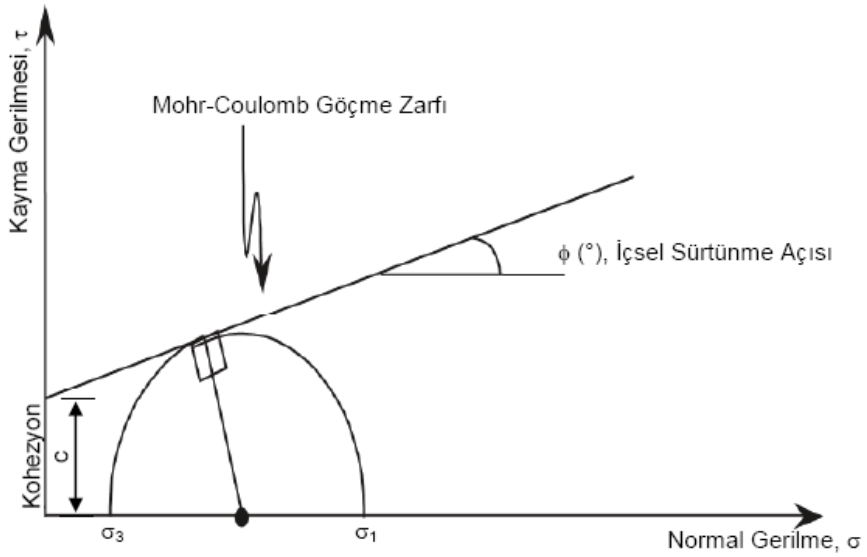
- Tüm gerilme ve deformasyon örnekleri için malzeme davranışını açıklayabilmelidir.
- Model parametreleri standart malzeme deneyleri ile tanımlanabilmelidir.
- Uygulanan gerilme ya da deformasyonlarda bir değişiklik olması durumunda malzemenin buna nasıl bir fiziksel tepki vereceği temsil edilmelidir.

Gerilme ve deformasyon arasındaki ilişki elastik bölgede doğrusal olup elastisite modülü ve poisson oranı kullanılarak temsil edilmektedir. Bununla birlikte; çok az sayıdaki malzemenin davranışı elastik davranış ile tanımlanabilmektedir. Yaygın olarak kullanılan malzemelerin çoğunluğu elasto-plastik davranış özelliğine sahiptir. Plastik bölge, yenilme noktasına ulaşılması ile başlamakta ve devamında pekleşme davranışı (work hardening) görülmektedir. Elasto-plastik davranışta yenilme noktasının belirlenmesi ve plastik bölgenin tanımlanması konusunda zorluklar yaşanmaktadır. Çünkü; malzemelerin yenilme noktaları birbirinden farkı olup yenilme noktasının yeri malzemeden malzemeye değişmektedir. Araştırmacılar; yapmış oldukları standart deneyler sonucunda, kum zeminin yükleme altında elastoplatik bir davranış sergilediğini ortaya koymuşlardır. Şekil 2.2'de görüldüğü

gibi kum zemin yüklendiğinde meydana gelen deplasmanların bir kısmı geri dönebilir deplasmanlar iken bir kısmı da kalıcı deplasmanlardır. Bu yüzden; plastik deformasyonlara neden olan gerilme durumunun tanımlanabilmesi için elastik modellerin bir göçme kriteri içermesi gerekmektedir. Muhtemel göçme zarflarından birisi de Şekil 2.3'de görülen Mohr-Coulomb (MC) göçme yüzeyidir.

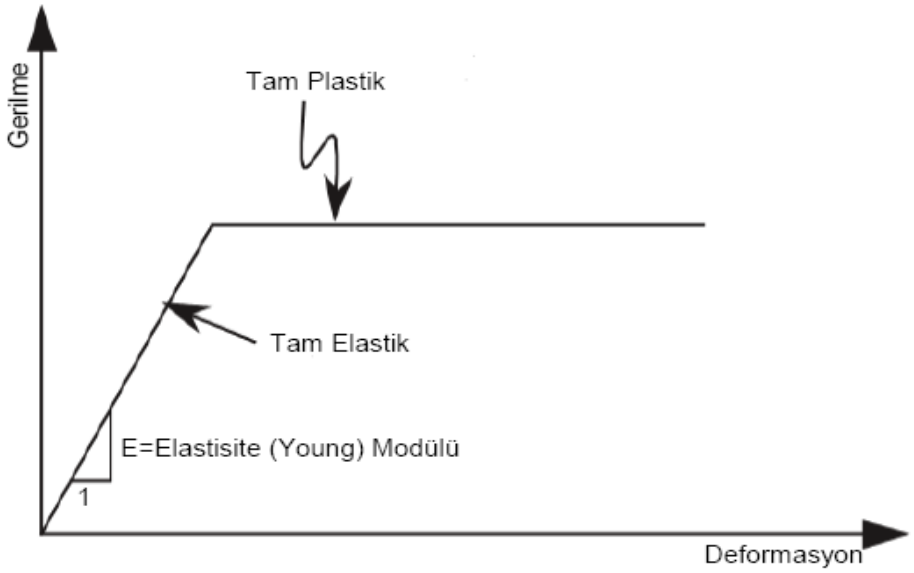


Şekil 2.2. Elasto-Plastik Malzeme için Gerilme-Deformasyon İlişkisi.



Şekil 2.3. Mohr-Coulomb Göçme Yüzeyi.

Mohr-Coulomb göçme zarfı, sadece, büyük ve küçük asal gerilmelere (σ_1 ve σ_3) bağlı olup ara asal gerilme (σ_2) den bağımsızdır. Mohr-Coulomb göçme zarfı üç boyutlu gerilme uzayına taşındığında Mohr-Coulomb kriteri altıgen bir piramite dönüşür. Bu altıgen piramit, zeminin yük etkisindeki davranışını idare eden göçme/yenilme zarfını şekillendirmektedir. Eğer gerilme noktaları göçme zarfı içerisinde kalıyorsa malzeme elastik davranış gösterecektir. Bununla birlikte; eğer gerilme dairesi yenilme yüzeyine (göçme zarfına) ulaşırsa malzemede plastik deformasyonlar oluşacaktır. Sonlu elemanlar yönteminde, modellenen sistemde kullanılan malzemelerin yük etkisi altındaki davranışlarının hangi kriterler ve ilişkiler göz önüne alınarak düzenleneceği malzeme davranışını idare eden yapısal kanunlar diğer bir ifade ile malzeme modelleri kullanılarak tanımlanır. Yanal yüklü kazık probleminin üç boyutlu sonlu elemanlar modeli kullanılarak araştırıldığı 1990 yılından önceki çalışmalarda zemin ya lineer elastik ya da non-lineer elastik olarak modellenmiştir (Johnson ve ark., 2006). Ancak, plastisite teorisinde zemini temsil eden en uygun malzeme modelinin idealize edilmiş elastik-tam plastik malzeme modeli olduğu kabul edilmektedir. Şekil 2.4'de görüldüğü gibi elastik-tam plastik analizlerde zemin göçme noktasına ulaşıncaya kadar lineer elastik bir davranış sergilemektedir. Gerçek zemin davranışında yüklemenin başlamasının hemen ardından non-lineer bir gerilme-deformasyon ilişkisi söz konusudur. Bu durum; küçük deformasyon değerlerinde gerçek zemin davranışı ile analizlerdeki zemin davranışı arasındaki farklı gerilme-deformasyon karakterinden dolayı farklı davranış şekillerinin ortaya çıkmasına neden olabilir (Brown ve Shie, 1990; Trochanis ve ark., 1991; Wakai ve ark., 1999; Chae ve ark., 2004). Plaxis 3D Foundation programı bünyesinde yer alan bütün model parametreleri, esas olarak, efektif zemin tepkisini yani dane yapısına bağlı gerilme deformasyon ilişkisini temsil etmektedir. Zeminin en önemli özelliklerinden birisi de boşluklarında su bulunmasıdır. Boşluk suyu basınçları zemin reaksiyonlarını önemli ölçüde etkileyebilir. Plaxis 3D Foundation programı, zemin reaksiyonları elde edilirken boşluklarda bulunan su ile danelerin etkileşimini bir arada değerlendirebilmek için her bir zemin modelinde mevcut olan drenajlı, drenajsız ve non-porous davranış olarak adlandırılan üç tip davranış biçimi önermektedir. Zeminin kuru olduğu, kum zeminlerde olduğu gibi yüksek permeabilite katsayısından dolayı tam bir drenajın gözlenebildiği veya yüklemenin çok düşük hızlarda yapıldığı ve aşırı boşluk suyu basınçlarının oluşmadığı durumlar için drenajlı davranış biçimi kullanılmaktadır.



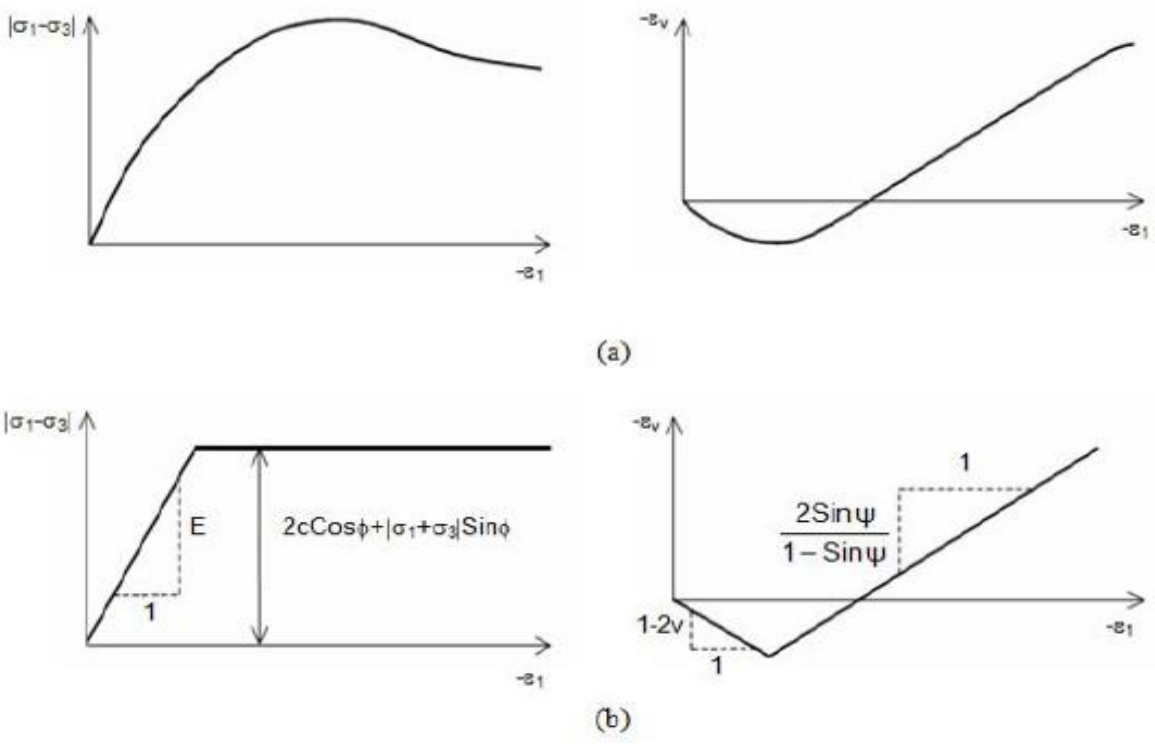
Şekil 2.4. İdealize Edilmiş Gerilme-Deformasyon ilişkisi.

2.4.1.1.1. Mohr-Coulomb (MC) Malzeme Modeli

Zeminler, uygulanan yük etkisi altında non-lineer bir gerilme-deformasyon davranışı sergilemektedir. Bu non-lineer gerilme-deformasyon davranışı kullanılan malzeme modeline bağlı olarak çok yönlü bir şekilde modellenebilir. Kullanılan malzeme modeli için gerekli olan model parametre sayısının artması davranışın modellenmesindeki çok yönlülüğü de etkileyecektir. Geoteknik mühendisliği problemlerinin analizinde zeminlerin davranışı, az sayıda model parametresine ihtiyaç duyulması, kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (Ø) gibi basit fiziksel özellikler kullanılarak göçme kriteri tanımlama olanağının bulunması, geoteknik mühendislerinin gerekli model parametrelerine aşina olmaları ve zemin numuneleri üzerinde gerçekleştirilecek temel zemin mekaniği laboratuvar deneyleri ile bu parametrelerin kolaylıkla elde edilebiliyor olması ve malzeme modelleri ile ilgili olarak literatürde yapılmış olan çalışmalar sonucunda Mohr-Coulomb gibi izotropik modellerin kullanılmasının yeterli doğrulukta sonuçlara götürdüğünün ortaya konmuş olması nedeni ile yaygın olarak Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılarak modellenmektedir (Yang ve Jeremic, 2005; Johnson ve ark., 2006; Karthigeyan ve ark., 2006). Zeminin gerilme-deformasyon davranışını lineer elastik-tam plastik olarak modelleyen bu malzeme modeli, elastisite modülü (E), poisson oranı (υ), içsel sürtünme açısı (Ø), kohezyon (c) ve dilatasyon açısı (ψ) olmak üzere beş temel giriş parametresine sahiptir.

2.4.1.1.2. Model Parametrelerinin Gerçek Zemin Davranışı ile İlişkilendirilmesi

Model parametrelerinin gerçek zemin davranışı ile ilişkileri standart bir drenajlı üç eksenli basınç deneyinden elde edilen tipik gerilme-deformasyon eğrisi göz önüne alınarak açıklanmaktadır. Standart drenajlı üç eksenli deneyde zemin numunesi izotropik ve sabit olarak uygulanan bir hücre basıncı (σ_3) altında iken eksenel doğrultuda deviatöe gerilme ($\Delta\sigma=\sigma_1-\sigma_3$) uygulanmaktadır. Yüklemenin bu ikinci aşamasında zemin numunesi Şekil 2.5(a)'da gösterilen eğrilere benzer gerilme deformasyon davranışı sergiler. Zemin numunesinin hacmindeki artış sıkı zemin ve aşırı konsolide zeminlere has tipik bir davranıştır. Şekil 2.5 (b)'de deney sonuçlarının Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılarak idealize edilmiş şekilleri görülmektedir. Dilatasyon açısı (ψ), numune hacminde geri dönüşü olmayan hacimsel deformasyon artışlarını modellemek için kullanılmaktadır.

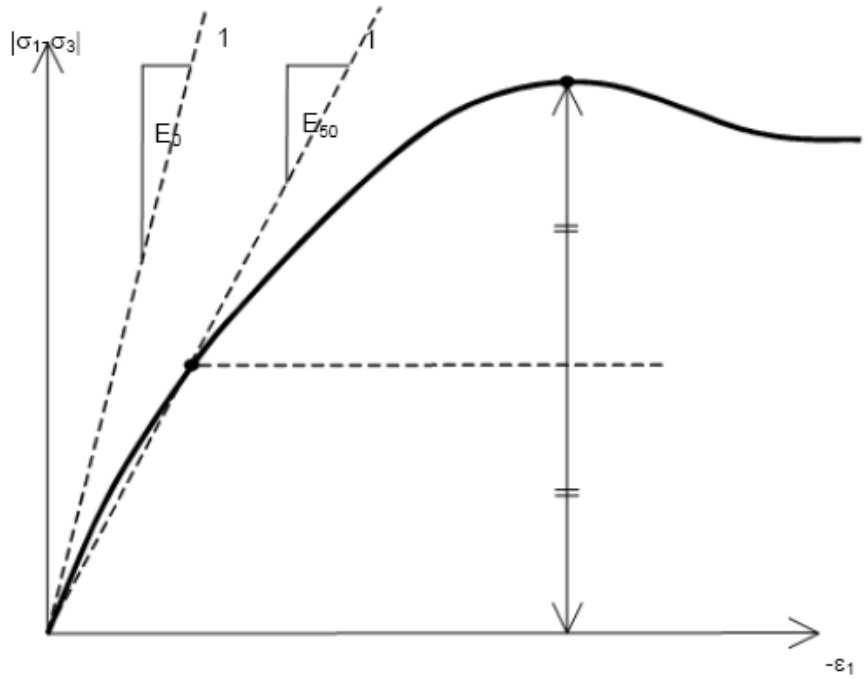


Şekil 2.5. (a) Standart Drenajlı Üç Eksenli Basınç Deneyinden Elde Edilen Sonuçlar (b) Elastik-Plastik Malzeme Modeli Kullanılarak İdealize Edilmiş Davranışlar (Brinkgreve ve ark., 2002).

2.4.1.1.3. Mohr-Coulomb (MC) Malzeme Modeli Parametreleri

2.4.1.1.3.1. Elastisite Modülü (E)

Mohr-Coulomb malzeme modelinde iki farklı elastisite modülü yaklaşımı bulunmaktadır. Bunlardan ilki; üç eksenli deney sonucu elde edilen gerilme deformasyon eğrisinin başlangıç eğiminden hesaplanan ve E_0 ile gösterilen başlangıç elastisite modülü diğeri ise deviatrik gerilme (σ_1-σ_3)'ün maksimum değerinin %50 gerilme değerine karşılık elde edilen ve E_{50} ile gösterilen sekant elastisite modülüdür. Çok aşırı konsolide kil zeminler ve bazı kayaçlarda elastik davranış aralığı büyük olduğundan dolayı E_0'ın kullanılması daha gerçekçi olacaktır. Buna karşılık; kum zeminler ve normal konsolide kil zeminlerde yüklemenin başlamasının hemen ardından non-lineer bir gerilme-deformasyon ilişkisi gözlenmektedir. Bu nedenle bu tip zeminler için elastisite modülü değeri olarak E_{50}'nin kullanılması daha doğru olacaktır.



Şekil 2.6. E_0 ve E_{50} Elastisite Modüllerinin Tanımlanması (Brinkgreve ve ark., 2006).

Kohezyonsuz zeminlerde, hem başlangıç elastisite modülünün değeri hem de sekant elastisite modülünün değeri artan çevre basıncı ile birlikte artma eğilimindedir. Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanıldığında elastisite modülünün değeri derinlik boyunca sabit kabul edilmektedir. Plaxis 3D Foundation programında elastisite modülünün derinlik ile birlikte artımı $E_{increment}$ opsiyonu kullanılarak hesaba katılmaktadır. $E_{increment}$ opsiyonu, birim derinlik başına elastisite modülündeki artış miktarını ifade etmektedir. Referans derinliği tanımlayan y_{ref} seviyesinde ve bu seviyenin üzerinde zeminin elastisite modülü, referans elastisite modülü değeri $E_{referans}$'a eşit iken, y_{ref} derinliğinin altındaki gerilme noktalarında zeminin elastisite modülünün değeri $E_{referans}$ ve $E_{increment}$ değerleri kullanılarak hesaplanır. Hesaplamalar sırasında derinlik ile beraber doğrusal olarak artan elastisite modülü değeri zemin ortamındaki gerilme durumunun bir fonksiyonu olarak değişiklik göstermemektedir.

2.4.1.1.3.2. Poisson Oranı (υ)

Başlangıç gerilme durumunun Gravity Loading seçeneği ile oluşturulduğu problemlerde (şevli dolgu örneği gibi) poisson oranının değeri basit bir yaklaşımla elde edilmektedir. Bu tip bir yükleme durumunda Plaxis 3D Foundation programı geostatik toprak basıncı katsayısı K_0'ın değerini $K_0=\delta h/\delta v$ eşitliğine dayanarak gerçekçi bir şekilde tahmin edebilmektedir. Mohr-Coulomb malzeme modeli, tek boyutlu sıkışma (ödometre) problemleri için $K_0=\upsilon/(1-\upsilon)$ eşitliğini kullanmaktadır. Dolayısı ile K_0 katsayısının değerinden hareketle K_0 katsayısı ile eşleşen poisson oranı değeri tanımlanmaktadır. Başlangıç gerilme durumunun "K_0 Procedure" seçeneğine göre oluşturulması durumunda ise poisson oranının değeri tasarımcı tarafından belirlenmektedir. Birçok durumda poisson oranı 0.3 ile 0.4 aralığında değerler alırken doygun olmayan kum zeminler için poisson oranı, genellikle, 0.2 ile 0.4 aralığında bir değer almaktadır (Laman ve ark., 1999).

2.4.1.1.3.3. Kohezyon (c)

Zemin danelerini birbirine bağlayan (yapıştıran) elektriksel ve bağlayıcı kuvvetlerdir. Kısaca zemin tanelerinin birbirini çekmesine kohezyon denir. Kohezyonlu zemin, bol miktarda kil içeren, plastik ve kohezyonu olan zeminlerdir.

Kohezyonsuz zemin ise, kohezyonu ve plastikliği olmayan kum ve çakıl gibi zeminlerdir. Plaxis 3D Foundation programında, kohezyonsuz kum zemin (c'=0) ile analiz yapılırken efektif kohezyon değerinin sıfır alınması analiz aşamasında karmaşıklıklara neden olabilmektedir. Bu sorun ile zemin tabakasının zemin yüzeyine kadar uzanıyor olması durumunda daha fazla karşılaşılmaktadır. Bu tür bir sorunla karşılaşmamak için kohezyon değerinin $c' > 0.2$ kPa gibi küçük bir değer olarak girilmesi tavsiye edilmektedir. Efektif kohezyon katsayısı için pozitif bir değerin kullanılması kum zeminin küçük bir çekme mukavemetine sahip olması anlamına gelse de zeminler için gerçekçi olmayan bu durum "tension cut-off" seçeneğinin sıfır alınması yolu ile elimine edilebilmektedir. Böylelikle, kum zeminin çekme mukavemeti sıfır olarak tanımlanmış olur.

2.4.1.1.3.4. İçsel Sürtünme Açısı ($\emptyset$)

Zeminin içsel sürtünme açısı (Mohr Dairesi) kayma gerilmesi ve normal efektif gerilme grafiğinde kayma göçmesinin olduğu açıdır. İçsel sürtünme açısı kayma deneyi veya üç eksenli gerilme deneyi ile belirlenebilir. İçsel sürtünme açısı, genellikle, Mohr gerilme daireleri ile birlikte zeminin kayma mukavemetinin tanımlanmasında kullanılmaktadır. Laboratuvar ortamında kesme kutusu ve üç eksenli deneylerle belirlenir. Deney sonuçlarından elde edilen normal gerilme ve kayma gerilmeleri değerleri grafiğe taşınır. Bulunan noktalardan bir doğru geçirilir ve doğrunun eğimi içsel sürtünme açısını verir.

2.4.1.1.3.5. Dilatasyon Açısı (ψ)

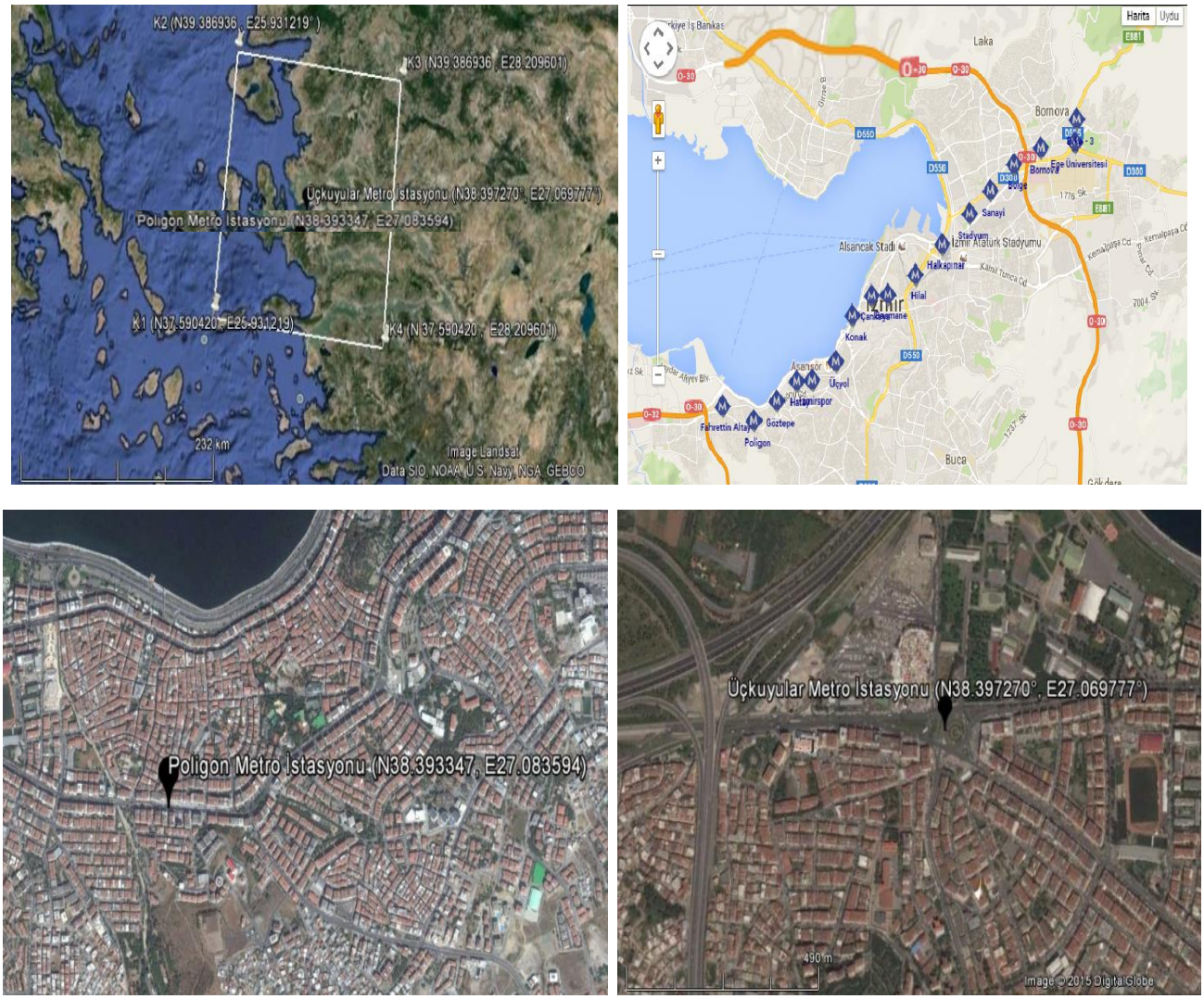
Kum zeminlerdeki dilatasyon davranışı hem zeminin sıkılığına hem de içsel sürtünme açısına bağlıdır. Zeminlerin dilatasyon açısı, içsel sürtünme açılarına göre çok daha küçük değerdedir. Plaxis 3D Foundation programında dilatasyon açısının değeri $\psi=\nu-30°$ eşitliği kullanılarak hesaplanmaktadır. İçsel sürtünme açısının 30°'den küçük olduğu durumlarda dilatasyon açısının değeri sıfır olarak alınır. Dilatasyon açısının pozitif bir değere sahip olması, drenajlı davranış durumunda, zeminde kayma deformasyonları oluştuğu sürece hacimsel değişiminde devam edeceği anlamına gelmektedir. Ancak; bu yaklaşım gerçekçi değildir. Çünkü;

zeminlerin kritik duruma ulaşması ile birlikte sabit gerilme altında oluşan sürekli deformasyonlar hacimsel değişim olmaksızın meydana gelmektedir.

3. ÇALIŞMA SAHASININ JEOLOJİSİ VE GEÇMİŞ DEPREMLERİ

3.1. Çalışma Sahası

Bu çalışma kapsamında inceleme sahası zeminleri için yapılan dinamik analizlerde 100 km mesafe içinde kalan (Şekil 3.1.a) ve aletsel dönemde meydana gelmiş magnitüdü (M_w) 4.0 ve daha büyük depremler tetkik edilmiştir. İvme kayıtlarında yapılan incelemeler sonucunda dinamik analizler için Şekil 3.1.a'da gösterilen bölge içinde kalan beş deprem seçilmiş ve bu depremlere ait ivme kayıtları analizlerde kullanılmıştır. Şekil 3.1.'de incelemeye konu olan istasyonların yakın civarının detayları ve 100 km mesafe içindeki genel konumları verilmektedir.



Şekil 3.1 İncelemeye konu olan istasyonların yakın civarının detayları ve 100 km mesafe içindeki genel konumları.

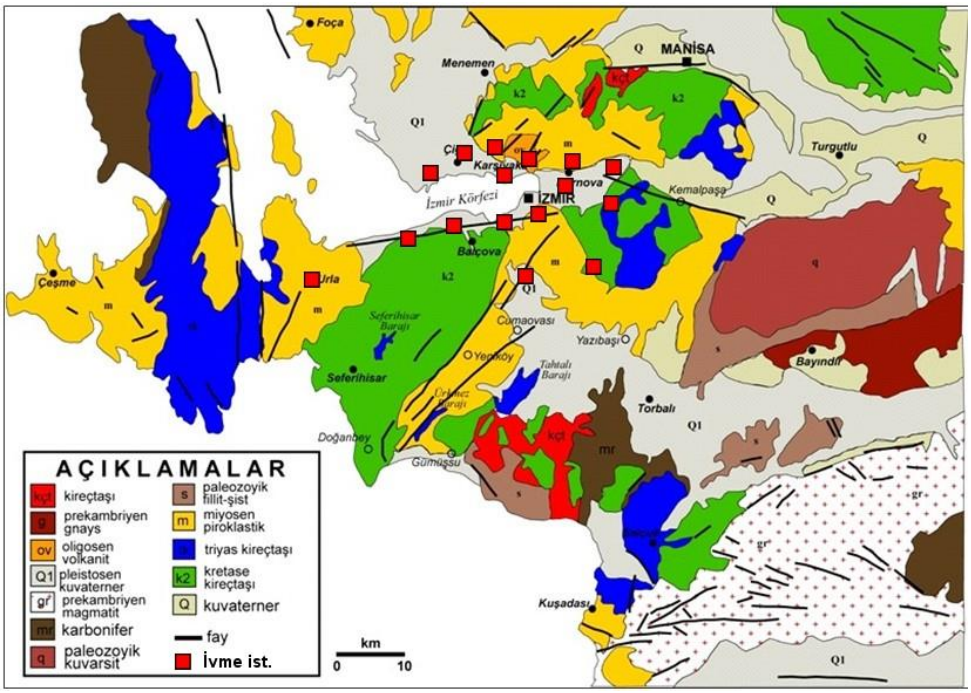
3.2. İzmir ve Yakın Civarının Genel Jeolojisi

İzmir yöresinde üç farklı tektonik kuşak bulunmaktadır. Bu kuşaklardan, doğuda olanı şekillendiren Menderes Masifi, tabanda çok kalın bir mikaşist biriminden ve üzerindeki platform tipi karbonatların metamorfizmasıyla oluşmuş bir mermer istifinden ibarettir. Masifin batısında, "İzmir-Ankara Zonu" olarak adlandırılan ve İzmir dolayında genellikle "filiş" karakterli olan başka bir tektonik kuşak yeralır. Bu zonun batısında bulunan "Karaburun Kuşağı" ise, platform koşullarında çökelmiş kalın bir Mesozoyik karbonat istifinden oluşmaktadır.

İzmir ve yöresinin temelini üst kretase yaşlı “Bornova Karmaşığı” (melanjı) oluşturur. Bu karmaşık birim, bir filiş matriks ile içersindeki değişik boyutlu platform türü kireçtaşı bloklarından oluşmuştur. Matriksin yaşı Kampaniyen – Daniyen arasında değişmektedir. Bornova Karmaşığı, Daniyen’den sonra ve olasılıkla Geç Eosen sırasında bölgesel metamorfizmasını tamamlamış olan Menderes Masifinin metamorfiklerinin üzerine itilmiştir.

Bölgesel temeli oluşturan tüm birimler, Neojen yaşlı tortul ve volkanik kayaçlar tarafından uyumsuz olarak örtülmüştür.

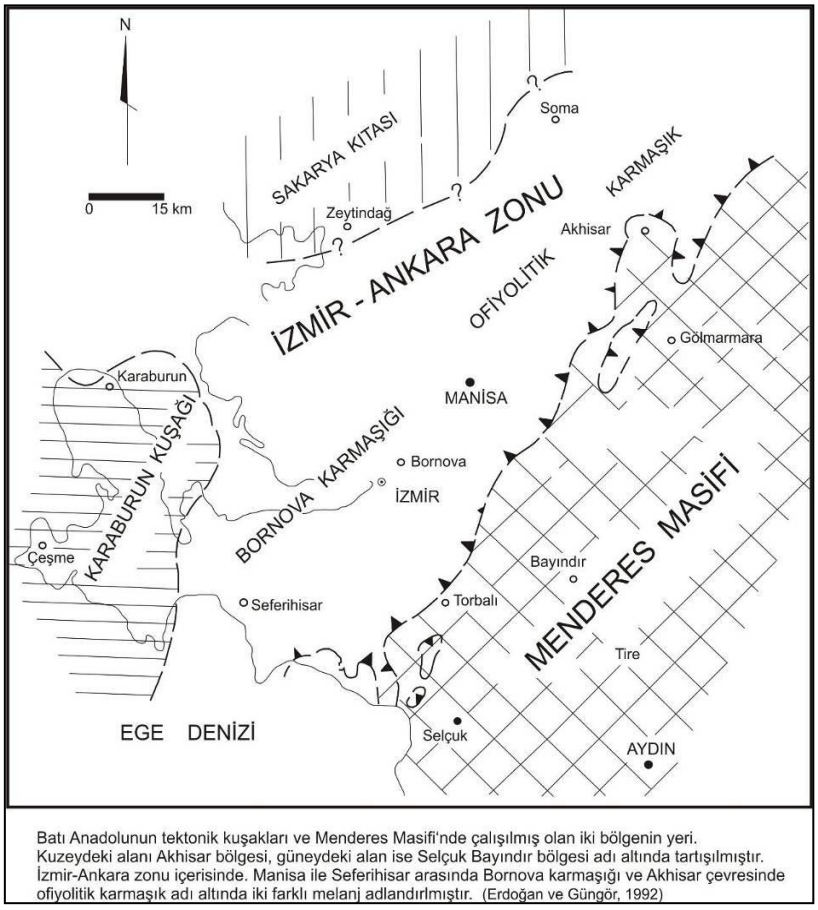
Orta Miyosen’den itibaren İzmir yöresinde neotektonik koşullar geçerli olmaya başlamıştır. Bu evrede, değişik tip ve büyüklükteki bölgesel gerilmelerin etkisi altında kalan tüm birimlerde ve jeolojik ortamlarda yapısal deformasyonlar gelişmiş, bunun sonucunda da Batı Anadolu’nun tipik graben-horst tipi yapıları ortaya çıkmıştır. Bu proje kapsamında mühendislik özellikleri araştırılan metro güzergahı, açıklanan şekilde oluşmuş bir grabenin güney yükseltisi içinde yer almaktadır. İzmir körfezi ve doğu uzantısını şekillendiren Bornova ovası ise sözü edilen bu graben üzerinde gelişmiştir ve günümüzde de gelişmeye devam etmektedir (İzmir Hafif Raylı Sistemi 2.Aşama Tünel ve İstasyonların Yüzey Deformasyon Projesi, 2006). İzmir ve yakın civarına ait genel jeoloji haritası Şekil 3.2’de verilmiştir.



Şekil 3.2. İzmir ve yakın civarına ait genel jeoloji haritası (KAMAG, 2012).

3.3. İzmir ve Yakın Civarının Genel Tektonizması

Batı Anadolu ve Ege Denizi, son 30 yılda kıtasal kabuktaki deformasyonun anlaşılmasında ve kaçma mekanizması ile dalma-batma ilişkilerinin ortaya konulmasında son derece önemli rol oynayan, kinematik ve dinamik açıdan çok kompleks bir bölgedir. Bu bölgede yer alan İzmir ve çevresi, tektonik hareketliliği ve dinamizmi nedeni ile tarihsel dönemlerden bu yana yoğun deprem aktivitesine sahne olmuştur. Bölgedeki deprem episantırlarının çoğunluğu Ege Denizi'nde, Karaburun-Sakız Adası, İzmir Körfezi-Midilli Adası ve Doğanbey Burnu-Sisam Adası arasına rastlamaktadır. Episantır dağılımı incelendiğinde, bir kısım depremlerin ise Gediz grabeni ile Ege Denizi arasında kalan Akhisar-Soma-Manisa çevresinde yer aldığı görülür. Buna karşın, Türkiye Diri Fay Haritası (Şaroğlu ve ark., 1992)'nda, İzmir ve çevresinde Cumaovası-Seferihisar çizgiselliği dışında herhangi bir aktif fay verilmemektedir. İzmir ve yakın çevresinin tektonik kuşakları Şekil 3.3 de verilmiştir.



Şekil 3.3. İzmir ve yakın çevresinin tektonik kuşakları (Erdoğan ve Güngör, 1992)

Ege Bölgesi'nde morfolojik olarak en belirgin tektonik yapılar D-B doğrultulu normal faylardır. Bununla beraber, KD-GB VE KB-GD doğrultulu faylar da, özellikle İzmir civarında önemli rol oynamaktadır ve bu fayların kinematik özellikleri İzmir kuzeyi ve güneyinde farklılaşmaktadır. Normal faylar İzmir Körfezi doğusunda yer alırken, Gediz graben sistemi dışında kalan yapılar doğrultu atımlı faylardan oluşmaktadır (KAMAG, 2012).

3.4. Geçmiş Dönemlerde İnceleme Sahası İçinde Meydana Gelmiş Depremler

İnceleme sahasına 100 km mesafe içinde oluşmuş ve aletsel dönemde kaydedilmiş (1976/Ocak – 2015/Nisan) deprem ve ivme kayıtları aşağıda verilmiştir. Büyüklüğü (Mw) 4.0 – 4.5, 4.5 – 5.0, 5.0 – 5.5, 5.5 – 6.0, 6.0 – 6.5, 6.5 – 7.0 olan depremlerin listesi, lokasyonları ve inceleme sahasına olan mesafeleri sırasıyla Tablo

4.1, Tablo 4.2, Tablo 4.3, Tablo 4.4, Tablo 4.5, ve Şekil 3.4, Şekil 3.5, Şekil 3.6, Şekil 3.7 ve Şekil 3.8 ile verilmiştir.



Şekil 3.4. 100 km ve daha yakın mesafede magnitüdü (Mw) 4.0 – 4.5 olan depremler.

Tablo 3.1. Çalışma sahası yakın çevresinde 1976 – 2015 yılları arasında meydana gelmiş Magnitüdü (M_w) 4.0~4.5) olan depremler.

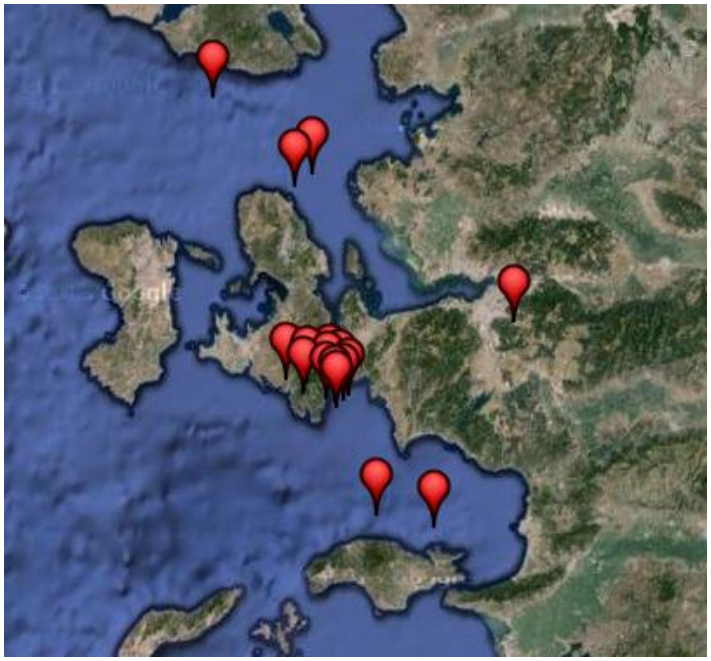
No	Tarih	Zaman	Enlem	Boylam	Derinlik (km)	M_L	M_D	M_S	M_W	M_B	Mesafe (L) (km)	L' (km)
1	01.06.1986	06:43:09.80	37.95950	27.38940	10.0	4	4.0		4.2	4.0	118.0	118.4
2	09.01.1995	17:39:53	38.66430	27.04190	5.0	3.8	3.8		4.3		36.8	37.1
3	12.01.1995	00:21:58.60	38.50640	27.08590	1.9	4.3	4.3		4.4	4.2	54.1	54.2
4	01.02.1995	19:57:35.10	38.39570	27.34580	2.4	3.7	3.7		4.2		70.2	70.3
5	20.02.1996	02:53:05.80	38.11450	27.24630	10.0	4	4.0		4.1	3.9	98.7	99.2
6	20.05.1996	09:09:10.30	38.29500	27.23200	8.1	4	4.0		4.2		78.7	79.1
7	29.05.1997	16:53:34.90	37.88510	27.22560	11.2	3.8	3.8		4.0	3.8	123.9	124.4
8	29.05.1997	22:48:07.10	37.90750	27.24040	11.0	3.8	3.8		4.3		121.5	122.0
9	23.12.1997	09:05:17.10	38.82460	25.95320	18.9	4.1	4.1	3.2	4.3	4.1	99.6	101.4
10	10.07.1998	01:36:31.51	37.87960	26.72790	16.3		3.8		4.3		127.7	128.7
11	25.08.1998	10:57:50.24	38.04170	27.14810	7.0		3.7		4.2		106.0	106.2
12	26.06.1999	22:59:30.20	38.13600	26.52100	5.0		3.7		4.2		107.1	107.3
13	26.09.1999	06:38:40.85	39.08800	27.90500	10.8		4.1	3.0	4.5	4.1	71.7	72.5
14	23.04.2000	13:53:34.28	38.02900	27.79800	8.2		4.4	3.5	4.2	4.1	123.9	124.2
15	23.04.2000	15:56:50.16	38.08200	27.79300	9.7		3.7		4.4		118.6	119.0
16	17.05.2000	13:05:36.82	37.93500	27.66900	5.0		3.9		4.5		128.2	128.3
17	09.07.2002	22:39:16.69	39.27010	27.80650	10.3	4.3	3.9		4.2		69.5	70.3
18	09.07.2002	23:38:27.75	39.26380	27.84260	12.6		3.7		4.2		72.0	73.1
19	11.12.2002	15:52:18.49	38.28420	27.14210	10.0	4	3.8		4.3		79.0	79.6
20	10.04.2003	00:53:46.07	38.15180	26.84140	34.0	4.1	4.1		4.3	3.4	95.9	101.8
21	10.04.2003	01:16:15.97	38.20020	26.86730	23.0	3.8	3.7		4.2		90.2	93.1
22	10.04.2003	03:03:51.19	38.19240	26.80080	6.1		3.8		4.3		92.4	92.6
23	03.12.2003	13:32:03.02	37.98000	27.23000	13.1	3.8	3.7		4.2		113.4	114.2
24	13.12.2003	18:58:52	37.80080	27.32630	10.0	3.8	3.8		4.3		134.3	134.7
25	16.12.2003	10:41:09.31	38.92050	26.68610	23.9	4.6	4.6	3.5	4.5	4.2	35.3	42.6
26	09.08.2004	01:21:59.48	37.94740	27.65420	3.3	3.8	3.8		4.3		126.5	126.5
27	17.10.2005	09:50:03.01	38.24360	26.69550	2.0		3.8		4.3		89.9	90.0
28	12.06.2006	08:07:03.27	38.16880	26.70250	25.7	4.2	4.0		4.4		97.5	100.8
29	12.06.2007	13:13:00.84	38.92190	26.40400	6.0		3.9		4.4		59.3	59.6
30	15.06.2007	08:00:11	37.79930	27.49800	6.6	3.9	3.6		4.1		137.6	137.8
31	19.06.2007	19:38:48	39.03400	27.78620	9.2	4.3	3.8		4.2	4.0	60.9	61.6
32	09.09.2007	05:14:57.67	38.82390	26.38950	25.0	4.3	3.6		4.4	4.2	62.9	67.7
33	11.11.2007	03:23:30.53	38.26630	26.53370	13.2	4.2	3.9		4.4		93.9	94.8
34	10.12.2007	21:50:06.16	38.78120	27.74200	21.4	4.2	4.0		4.4		61.7	65.3
35	01.05.2014	14:16:12	38.02250	27.05100	8.23				4.1		108.0	108.3
36	18.07.2014	03:58:58	38.23300	26.61980	13.81				4.0		93.7	94.7
37	11.10.2014	06:42:10	38.18730	27.05960	10.70				4.0		89.7	90.3
38	21.10.2014	03:03:57	38.16900	27.10450	11.74				4.1		91.7	92.4
39	29.12.2014	08:06:22	38.88830	26.28450	17.32				4.5		70.1	72.2
40	10.01.2015	04:32:08	38.20260	27.06780	7.86				4.3		87.9	88.3
41	27.02.2015	22:25:06	38.67730	26.36230	25.29				4.1		71.7	76.0
42	27.03.2015	01:42:41	37.94650	27.22830	9.75				4.1		117.1	117.5



Şekil 3.5. 100 km ve daha yakın mesafede magnitüdü (M_w) 4.5 – 5 olan depremler.

Tablo 3.2. Çalışma sahası yakın çevresinde 1976 – 2015 yılları arasında meydana gelmiş Magnitüdü (M_w) 4.5~5.0) olan depremler.

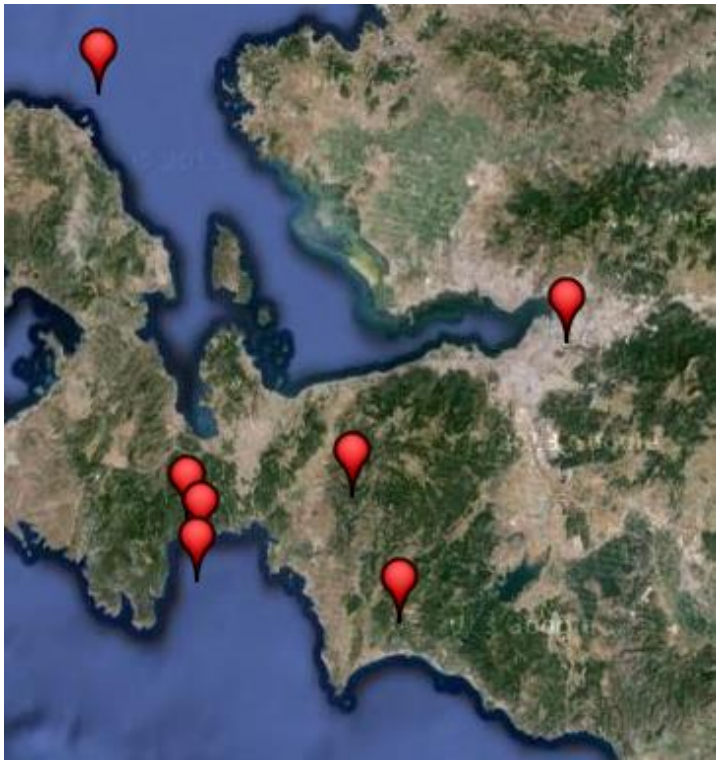
No	Tarih	Zaman	Enlem	Boylam	Derinlik (km)	M_L	M_D	M_S	M_W	M_B	Mesafe (L) (km)	L' (km)
1	04.08.1988	08:25:18	38.85520	26.99910	2.8	4.5	5		4.8	5	17.0	17.2
2	30.01.1996	17:36:00	38.50000	27.00000		4.5			4.7		55.3	55.3
3	27.03.1998	12:17:53.40	38.84270	25.95050	6.8	4.6	4	4	4.6	4	99.4	99.7
4	09.07.1998	17:36:46.14	37.86920	26.79080	17.1	4.5	5	4	5	5	127.6	128.7
5	23.04.2000	13:53:34.28	38.02900	27.79800	8.2		4	4	4.5	4	123.9	124.2
6	21.01.2002	14:34:24.24	38.65300	27.87000	27.2	4.8	5	4	4.8	5	77.9	82.5
7	09.07.2002	22:39:16.69	39.27010	27.80650	10.3	4.3	4		4.5		69.5	70.3
8	22.06.2003	23:46:19.74	39.01760	28.01930	7.9	4.6	5	4	4.6	5	80.9	81.3
9	16.12.2003	10:41:09.31	38.92050	26.68610	23.9	4.6	5	4	4.5	4	35.3	42.6
10	05.11.2004	17:30:22.97	39.21440	27.77150	13	4.5	4	4	4.7	5	64.2	65.5
11	02.12.2004	15:47:49.62	39.25450	27.98560	11.6		4		4.7		83.1	83.9
12	02.12.2004	15:51:49.62	39.25450	27.98560	11.6	4.4	4		4.6	4	83.1	83.9
13	20.01.2005	23:27:35.81	38.65360	27.14660	15.5	3.9	4	4	4.7		38.2	41.2
14	29.01.2005	18:52:30.18	38.20180	26.78590	20	4.2	4	4	4.9	5	91.7	93.9
15	17.10.2005	05:59:22.84	38.14900	26.62770	4.4	4.1	3	4	4.8		101.9	102.0
16	17.10.2005	07:05:48.77	38.24330	26.60940	21.8	4.3	3	4	4.9		93.0	95.5
17	17.10.2005	12:43:28.02	38.17540	26.55970	21.4	4.4	4	4	5		101.7	103.9
18	17.10.2005	13:22:49.18	38.18480	26.53230	23.6	4.4	4	4	4.9		101.9	104.6
19	18.10.2005	16:00:47.08	38.20870	26.50620	25.5	4.4	4	4	5		100.6	103.8
20	19.10.2005	22:38:58.61	37.87470	27.16830	3.4	4.2	4	4	4.9		124.6	124.7
21	20.10.2005	21:43:59.57	38.21590	26.68230	4.8	4.3	3	4	4.9		93.2	93.3
22	20.10.2005	22:02:04.31	38.18010	26.64480	1.5	3.8	4	4	4.8		98.1	98.2
23	21.10.2005	11:47:36.67	38.19720	26.57110	19.2	4.4	4	4	5	4	99.1	100.9
24	31.10.2005	05:26:39.06	38.16280	26.62540	15.6	4.7	4	5	4.8	5	100.6	101.8
25	31.10.2005	06:48:22.57	38.16740	26.65450	2	4	4	4	4.8	4	99.1	99.1
26	02.11.2005	04:27:12.04	38.16020	26.54780	3	4.1	3	4	4.8		103.7	103.7
27	24.12.2005	03:56:07.42	38.84460	27.78260	6	4.1	5	4	4.9	4	62.7	63.0
28	09.03.2006	03:18:21.70	37.86000	26.83000	24				4.6	4	127.9	130.2
29	15.02.2007	03:15:55.92	38.78000	27.91000	33		4		4.6		75.4	82.3
30	04.12.2014	21:16:29	38.59910	26.09400	12.06				4.6		96.3	97.1
31	06.12.2014	06:20:54	38.90110	26.25650	14.15				4.9		72.3	73.6
32	29.12.2014	08:06:22	38.88830	26.28450	17.32				4.5		70.1	72.2



Şekil 3.6. 100 km ve daha yakın mesafede magnitüdü (Mw) 5 – 5.5 olan depremler.

Tablo 3.3. Çalışma sahası yakın çevresinde 1976 – 2015 yılları arasında meydana gelmiş Magnitüdü (M_w) 5.0~5.5) olan depremler.

No	Tarih	Zaman	Enlem	Boylam	Derinlik (km)	M_L	M_D	M_S	M_W	M_B	Mesafe (L) (km)	L' (km)
1	09.12.1977	15:53:37.90	38.35120	27.22540	26.9	4.8	5		5.1	5	72.5	77.3
2	24.05.1994	02:05:36.20	38.68630	26.53350	10	5	5	5	5.5	5	58.6	59.5
3	24.05.1994	02:18:34.90	38.71620	26.58920	10	5	5	5	5.4	5	52.7	53.7
4	02.04.1996	07:59:20.90	37.84110	26.97250	11	4.9		5	5.4	5	128.5	129.0
5	09.07.1998	17:36:46.14	37.86920	26.79080	17.1	4.5	5	4	5	5	127.6	128.7
6	17.04.2003	22:34:34.03	38.16000	26.63000	11.5	4.8	5	4	5.2	5	100.7	101.4
7	17.10.2005	05:45:18.51	38.19210	26.67700	20.5	5.7	5	5	5.5	5	95.8	98.0
8	17.10.2005	08:28:52.65	38.15500	26.68540	2.2	4.5	3	5	5.1	4	99.4	99.5
9	17.10.2005	08:34:44.05	38.13930	26.66450	4	4.7	4	5	5.2	4	101.7	101.8
10	17.10.2005	09:55:31.04	38.20480	26.64060	11	4.9	6	5	5.2	5	95.8	96.4
11	17.10.2005	09:58:38.21	38.15320	26.65930	2	4.4	4	5	5.1	4	100.4	100.5
12	17.10.2005	12:43:28.02	38.17540	26.55970	21.4	4.4	4	4	5		101.7	103.9
13	18.10.2005	16:00:47.08	38.20870	26.50620	25.5	4.4	4	4	5		100.6	103.8
14	19.10.2005	10:11:30.81	38.16980	26.70270	2.5	4.6	5	5	5.1	4	97.4	97.4
15	21.10.2005	11:47:36.67	38.19720	26.57110	19.2	4.4	4	4	5	4	99.1	100.9
16	29.10.2005	14:48:41.63	38.18520	26.63690	2.2	4.5	4	5	5.1	4	97.9	97.9
17	06.12.2014	01:45:06	38.90400	26.27410	22.48				5.1		70.7	74.2



Şekil 3.7. 100 km ve daha yakın mesafede magnitüdü (M_w) 5.5 – 6 olan depremler.

Tablo 3.4. Çalışma sahası yakın çevresinde 1976 – 2015 yılları arasında meydana gelmiş Magnitüdü (M_w) 5.5~6.0) olan depremler.

No	Tarih	Zaman	Enlem	Boylam	Derinlik (km)	M_L	M_D	M_S	M_W	M_B	Mesafe (L) (km)	L' (km)
1	16.12.1977	07:37:29.30	38.41400	27.18820	24.2	5.3	5	6	5.6	5	65.1	69.4
2	06.11.1992	19:08:09.20	38.109100	26.95600	17.2	5.7	6	6	6	6	98.9	100.4
3	24.05.1994	02:05:36.20	38.68630	26.53350	10	5	5	5	5.5	5	58.6	59.5
4	10.04.2003	00:40:16.89	38.24660	26.88950	11.3	5.8	6	6	5.7	5	84.7	85.5
5	17.10.2005	05:45:18.51	38.19210	26.67700	20.5	5.7	5	5	5.5	5	95.8	98.0
6	17.10.2005	09:46:56.73	38.22020	26.65860	18.6	5.6	6	6	5.8	5	93.6	95.4
7	20.10.2005	21:40:02.72	38.15350	26.67080	15.4	5.7	6	6	5.8	6	100.0	101.2



Şekil 3.8. 100 km ve daha yakın mesafede magnitüdü (M_w) 6 – 6.5 olan depremler.

Tablo 3.5. Çalışma sahası yakın çevresinde 1976 – 2015 yılları arasında meydana gelmiş Magnitüdü (M_w) 6.0~6.5) olan depremler.

No	Tarih	Zaman	Enlem	Boylam	Derinlik (km)	M_L	M_D	M_S	M_W	M_B	Mesafe (L) (km)	L' (km)
1	06.11.1992	19:08:09.20	38.10910	26.95600	17.2	5.7	6	6	6	6	98.9	100.4
2	20.07.1996	00:02:00	38.12000	27.05000		6			6.1		97.2	97.2

4. ÇALIŞMA SAHASI ZEMİN ÖZELLİKLERİ VE DİNAMİK ANALİZ İVME KAYITLARI

4.1 Çalışma Sahası Zemin Özellikleri

Poligon ve Üçkuyular da yapılan zemin incelemeleri, sondaj ve laboratuvar deneyleri sonucunda inceleme sahaları için idealize zemin profilleri Şekil 4.1 ve Şekil 4.2'de verildiği gibi idealize edilmiştir (Dokuz Eylül Üniversitesi İzmir Hafif Raylı Sistemi Projesi 2.Aşama (Üçyol- F.Altay Arası Sorunlu Kesimlerde) Tünel ve İstasyonların Yüzey Deformasyon Projesi, 2006; Bozkurt B.H., 2010; Yalçın İ., 2010). Poligon İstasyonu için analizlerde kullanılan zemin profili ve zemin özellikleri Tablo 4.1'de verilmektedir. Sondajlardan elde edilen bilgilerden analiz için gerekli olan zemin parametreleri (Elastisite Modülü - E, Maksimum Kayma Modülü - G_{maks}, G/G_{max} eğrisi, Kayma Dalgası Hızı - V_s) literatürde yer alan SPT, kıvam gibi deney sonuçlarına dayalı olarak geliştirilmiş yöntemlerden (Ohto ve Goto, 2007; Zhang, 2012) yararlanılarak belirlenmiştir.

Tablo 4.1. Poligon İstasyonu Analizlerde Kullanılan Zemin Profili ve Zemin Özellikleri

Zemin Birimi	**Derinlik (m)**	**Elastisite Modulü E (kg/cm2)**	**Kayma Dalgası Hızı (m/s)**	**Maksimum Kayma Modülü (Mpa)**	**Birim Hacim Ağırlık (gr/cm^3)**	**Referans**
Çakıllı Killi Kum	1.5	68	354	230	1.8	1*
Çakıllı Siltli Kil	2.0	68	354	243	1.9	1*
Kumtaşı	3.5	68	354	255	2.0	1*
Kiltaşı	8.0	148	330	222	2.0	1*
Kumtaşı	13.5	326	354	255	2.0	1*
Kiltaşı	14.5	326	354	255	2.0	1*
Kumtaşı	15.5	998	354	255	2.0	1*
Çakıltaşı	17.5	998	354	268	2.1	1*
Kireçtaşı	18.0	1571	354	281	2.2	1*
…….	60.0				2.5	2*
ANAKAYA	2400					3*

1*. İzmir Hafif Raylı Sistemi 2.Aşama Tünel ve İstasyonların Yüzey Deformasyon Projesi D.E.Ü, 2006. **2*.** KAMAG 150G159 TUBİTAK Projesi. **3*.** BOZKURT B.H. , 2010.

Tablo 4.2. Üçkuyular İstasyonu Analizlerde Kullanılan Zemin Profili ve Zemin Özellikleri

Zemin Birimi	**Derinlik (m)**	**Elastisite Modulü E (kg/cm2)**	**Kayma Dalgası Hızı (m/s)**	**Maksimum Kayma Modülü (Mpa)**	**Birim Hacim Ağırlık (gr/cm^3)**	**Referans**
Kil	3.0	49	354	230	1.8	1*
Kiltaşı	9.0	937	354	222	1.9	1*
Kumtaşı	12.0	629	276	255	2.0	1*
Kumtaşı	15.0	1654	276	255	2.0	1*
Kumtaşı	20.0	1826	276	255	2.0	1*
Kumtaşı	60.0	2212	276	255	2.0	2*
ANAKAYA	2400					3*

1*. İzmir Hafif Raylı Sistemi 2.Aşama Tünel ve İstasyonların Yüzey Deformasyon Projesi D.E.Ü, 2006. **2*.** KAMAG 150G159 TUBİTAK Projesi. **3*.** BOZKURT B.H. , 2010.

0.00 m	SPT=50	V_S = 354 m/s	γ =1.8 gr/ cm^3	E=68 kg/cm^2
		ÇAKILLI KİLLİ KUM		
1.50 m	SPT=50	V_S = 354 m/s	γ =1.9 gr/ cm^3	E=68 kg/cm^2
		ÇAKILLI KİLLİ KİL		
2.00 m	SPT=50	V_S = 276 m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E=68 kg/cm^2
		KUMTAŞI		
3.50 m	SPT=32	V_S = 276 m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E= 148 kg/cm^2
		KİLTAŞI		
8.00 m	SPT=50	V_S = 276m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E= 326 kg/cm^2
		KUMTAŞI		
13.50 m	SPT=50	V_S = 276m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E= 326 kg/cm^2
		KİLTAŞI		
14.50 m	SPT=50	V_S = 276 m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E= 326 kg/cm^2
		KUMTAŞI		
15.50 m	SPT=50	V_S = 276 m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E= 326 kg/cm^2
		ÇAKILTAŞI		
17.50 m	SPT=50	V_S = 276 m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E= 326 kg/cm^2
		KİREÇTAŞI		
18.00 m	SPT>50	V_S = 276 m/s	E= 326 kg/cm^2	
		γ_{orta} =2.5 gr/ cm^3 (2.67+2.32+2.52+2.62=2.533≈2.5)		
		KİREÇTAŞI		
60.00 m				

Şekil 4.1. Poligon İstasyonu için analizlerde kullanılan idealize zemin profili.

0.00 m	SPT=50	V_S = 354 m/s	γ =1.8 gr/ cm^3	E=49 kg/cm^2
		KİL		
3.00 m	SPT=21	V_S = 354 m/s	γ =1.9 gr/ cm^3	E=937 kg/cm^2
		KİLTAŞI		
9.00 m	SPT=21	V_S = 276 m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E=629 kg/cm^2
		KUMTAŞI		
12.00 m	SPT=21	V_S = 276 m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E= 1654 kg/cm^2
		KUMTAŞI		
15.00 m	SPT=21	V_S = 276 m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E= 1826 kg/cm^2
		KUMTAŞI		
20.00 m	SPT=21	V_S = 276 m/s	γ =2.0 gr/ cm^3	E= 2212 kg/cm^2
		KUMTAŞI		
60.00 m				

Şekil 4.2. Üçkuyular İstasyonu için analizlerde kullanılan idealize zemin profili.

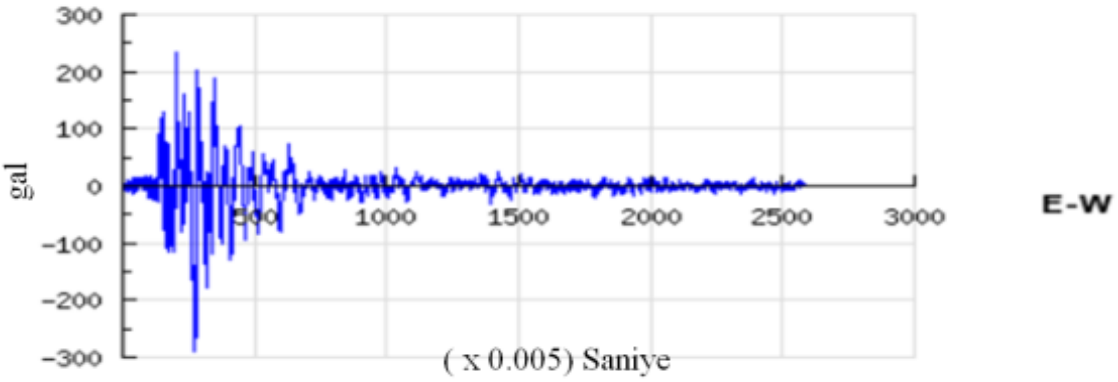
4.2. Dinamik Analiz İvme Kayıtları

Yerel zemin koşulları, bir deprem hareketinin genliğini, frekans içeriğini ve süresi gibi temel parametrelerini önemli ölçüde değiştirebilmektedir. Yerel zemin koşullarının deprem özelliklerini etkileme derecesi mevcut zemin özelliklerine, zemin tabakası kalınlıklarına, sahanın topoğrafyasına, deprem hareketi gibi parametrelere bağlıdır. Her hangi bir bölgedeki zeminlerin deprem hareketine etkilerinin belirlenmesi dinamik zemin tepki analizleri eşdeğer doğrusal ya da eğrisel (non-lineer) yöntemler ile tek boyutlu, iki boyutlu veya üç boyutlu olarak yapılmaktadır. Bu çalışma kapsamında tek boyutlu eşdeğer doğrusal dinamik analiz yöntemi kullanılmıştır.

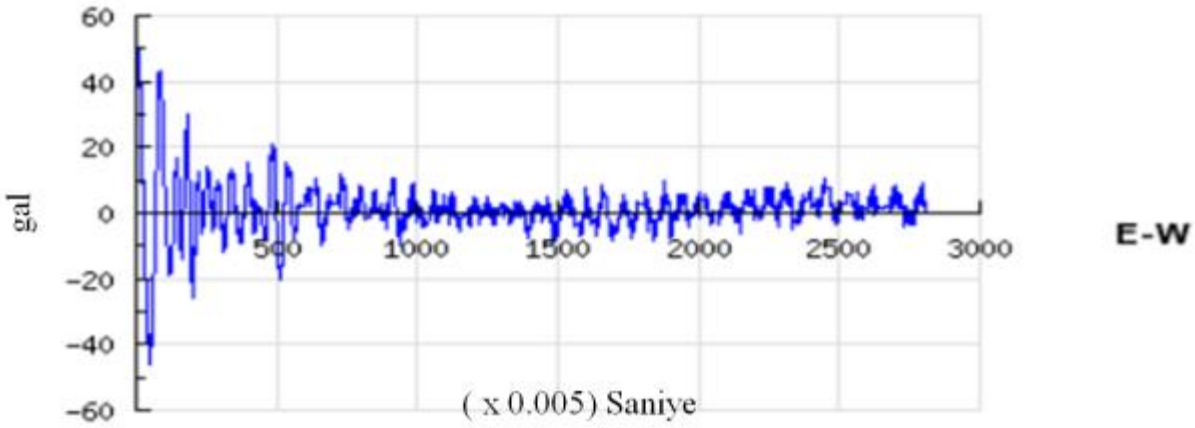
Dinamik zemin analizlerinde girdi olarak genelde üç farklı deprem ivme kaydı kullanılmaktadır. İlki yapay olarak üretilen ivme kayıtları, bir diğeri önceki tarihlerde kaydedilmiş ve literatürde mevcut ivme kayıtları, üçüncü olarak ise, dinamik analizi yapılan bölgedeki fayların oluşturduğu deprem ivme kayıtlarının kullanılmasıdır. Mevcut zeminlerin olası bir depremdeki davranışını en iyi tahmini son olarak sayılan yöntem ile olmaktadır. Bundan dolayı inceleme sahası zeminlerin dinamik analizlerinde yakın civardaki fayların oluşturduğu depremlerin ivme kayıtları seçilmeye çalışılmıştır. İvme kayıtları dinamik analizlerde kullanılan depremler Tablo 4.3'de verilmiştir. Analizlerde girdi olarak kullanılan depremlere ait sismograf ivme kayıtları ise Şekil 4.3, Şekil 4.4, Şekil 4.5, Şekil 4.6, Şekil 4.7'de gösterilmektedir.

Tablo 4.3. İnceleme sahası zeminlerin dinamik analizlerinde kullanılan deprem ivme kayıtları

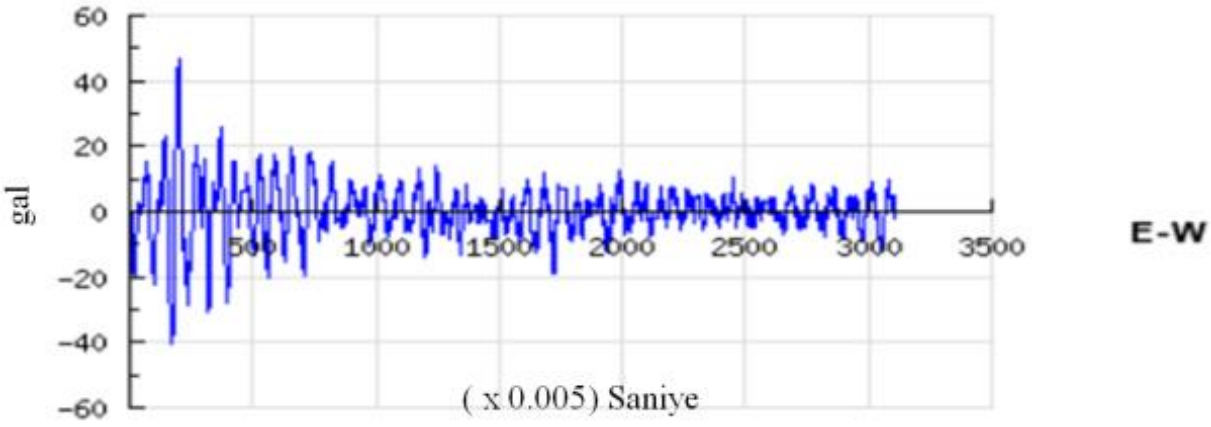
Tarih		Merkez üssü		Derinlik (km)	M_L	M_D	M_S	M_W	M_B	Şehir	Kaydın Alındığı İstasyon No
		Enlem	Boylam								
18.07.1979	13:12:23	39.3900	28.3900	7.0	5.2	5.2	4.9	5.3	5.2	Dursunbey - Balıkkesir	1010
24.05.1994	02:05:36.20	38.6863	26.5335	10.0	5.0	5.0	5.2	5.5	5.0	İzmir Körfezi	3505
24.05.1994	02:18:34.90	38.7162	26.5892	10.0	5.0	5.0	5.1	5.4	5.2	İzmir Körfezi	3505
16.12.1977	07:37:29.30	38.414	27.1882	24.2	5.3	5.3	5.5	5.6	5.3	Bornova - İzmir	3506
09.12.1977	15:53:37.90	38.3512	27.2254	26.9	4.8	4.8		5.1	4.8	Bornova - İzmir	3506



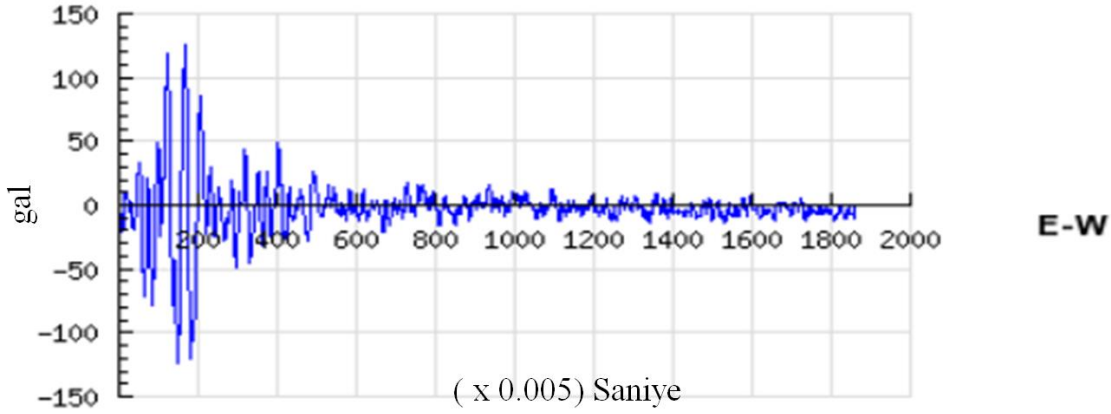
Şekil 4.3. 18.07.1979 tarihli Dursunbey – Balıkesir depremine ait sismograf ivme kayıtları (http://kyh.deprem.gov.tr/ftpt.htm).



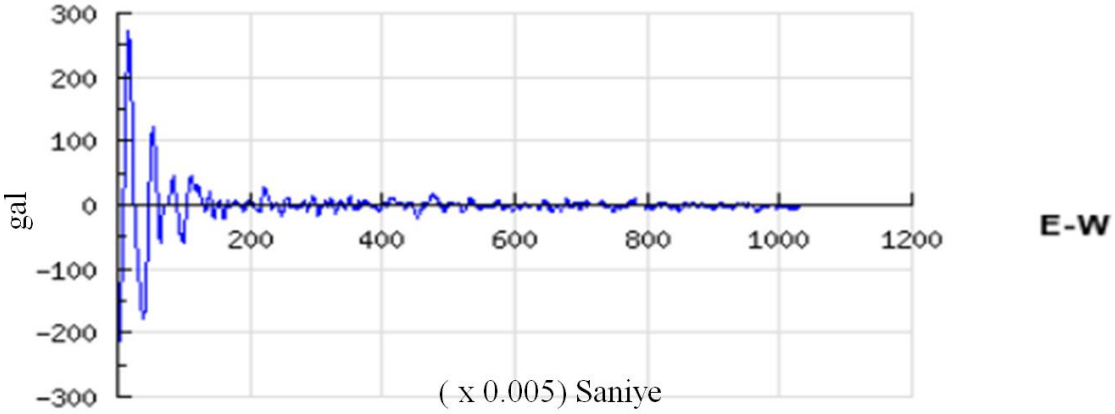
Şekil 4.4. 24.05.1994 – 02:05:36 tarihli İzmir Körfezi depremine ait sismograf ivme kayıtları (http://kyh.deprem.gov.tr/ftpt.htm).



Şekil 4.5. 24.05.1994 – 02:18:34 tarihli İzmir Körfezi depremine ait sismograf ivme kayıtları (http://kyh.deprem.gov.tr/ftpt.htm).



Şekil 4.6. 16.12.1977 tarihli Bornova - İzmir depremine ait sismograf ivme kayıtları (http://kyh.deprem.gov.tr/ftpt.htm).



Şekil 4.7. 5.12.1977 tarihli Bornova - İzmir depremine ait sismograf ivme kayıtları (http://kyh.deprem.gov.tr/ftpt.htm).

Yukarıda da değinildiği gibi mevcut depremin frekansı, süresi, genliği, fay mekanizması gibi karakteristikleri de zeminlerin dinamik davranışlarını etkilemektedir. Analizler yapılırken bilhassa bölgeye ait ivme kayıtları kullanılmış ve böylelikle bölgede ileride oluşacak depremlerin karakteristikleri de hesaba katılmaya çalışılmıştır. Zemin davranışını etkileyen en önemli parametrelerden biride deprem neticesinde taban kayasında oluşan hareketin ivme değerlerinin büyüklüğüdür. Taban kayası üzerindeki zemin tabakasının davranışı ivme değerlerinin büyüklüğü ile gösterilebilmektedir. Sözgelimi bütün koşullar aynı kalmak koşulu ile küçük ivme değerlerinde zeminler deprem hareketini büyütürken, nispeten büyük ivme değerlerinde zeminler taban kayasındaki hareketin genliğini küçültebilmektedirler.

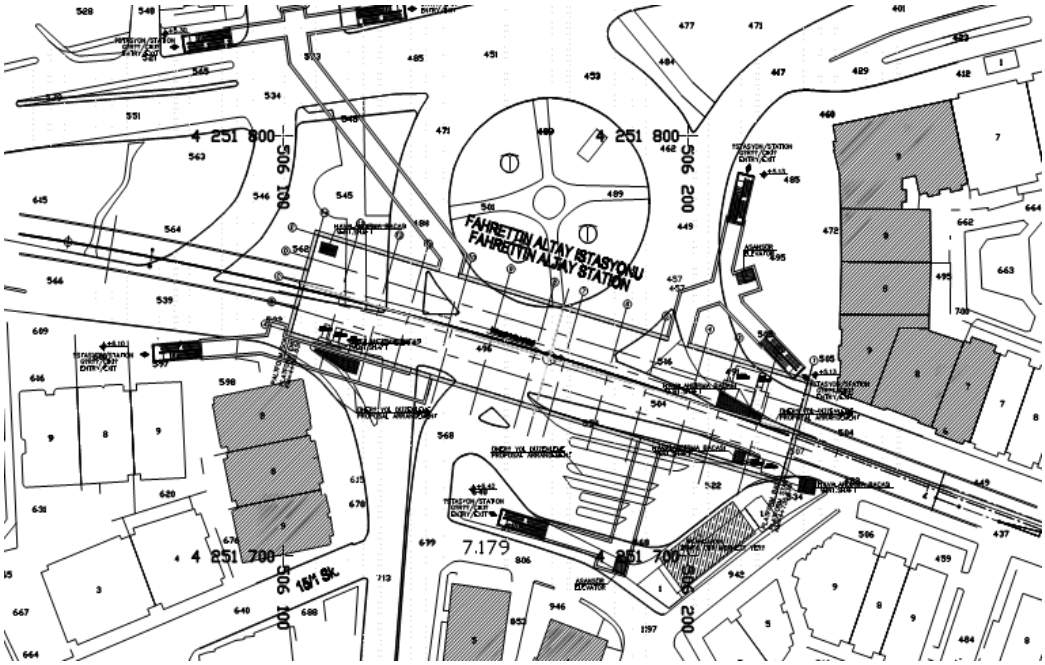
5. METRO HATTI İSTASYONLARI İÇİN YAPILAN HESAP VE ANALİZLER

5.1. Sonlu Elemanlar Analizleri

Bu çalışmada İzmir Hafif Raylı Sistemi Hatay ve Poligon istasyonları civarında eski 7-8 katlı yapıların yıkılarak yerine daha yüksek yapıların inşaatından dolayı metro tünellerinde ve istasyonlarında meydana gelebilecek deformasyonlar ve inşaat faliyetlerinin tünel yapılarına etkileri belirlenmeye çalışılmıştır. İncelemeye konu olan mevkideki eski yapıların tünel veya istasyon yapılarına mesafeleri Şekil 4.1 ve Şekil 4.2'de gösterildiği gibi 3 m~4 m kadar yakın olabilmektedir.

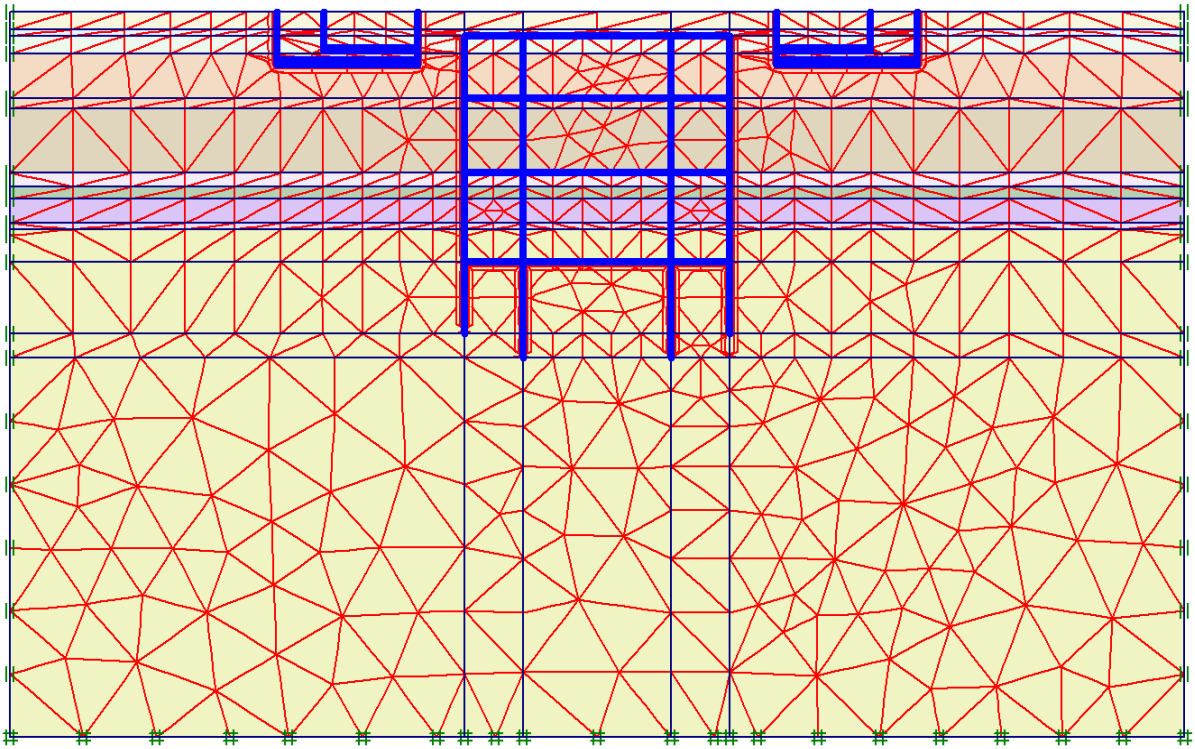


Şekil 5.1 Poligon istasyonu ve civarındaki yapıların konumu

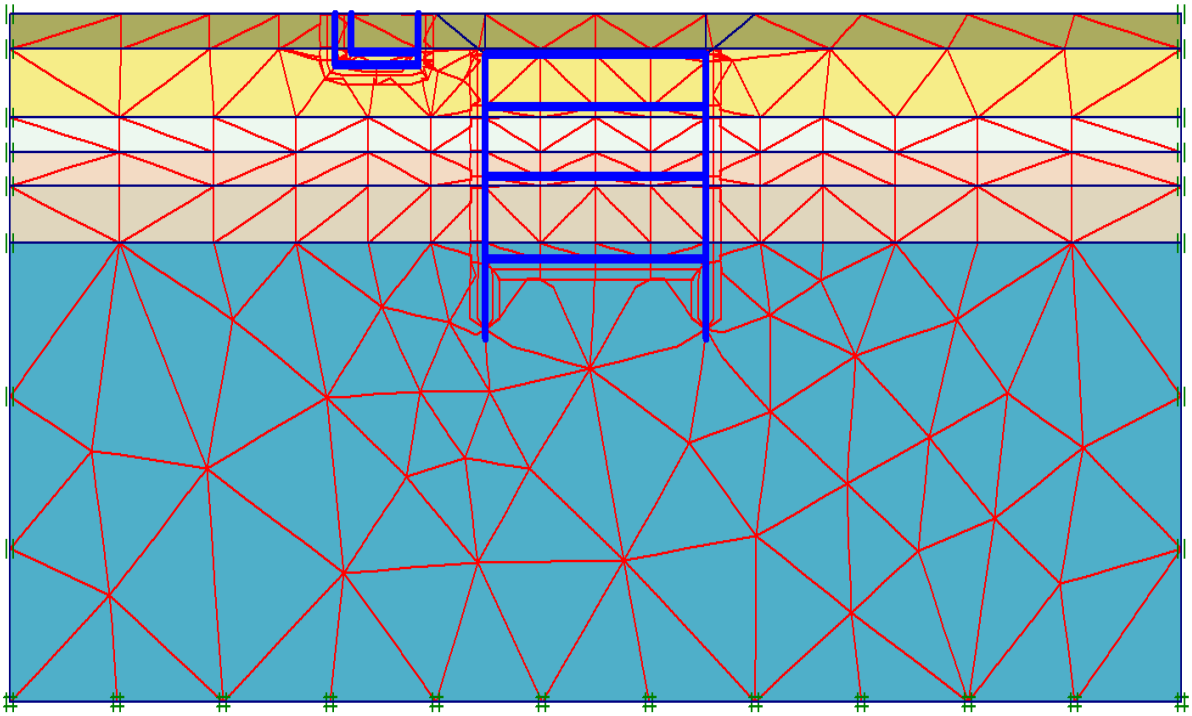


Şekil 5.2 Fahrettin Altay istasyonu ve civarındaki yapıların konumu

İnşaat faaliyetinin metro istasyonlarına etkileri iki boyutlu Plaxis sonlu elemanlar programı ile incelenmiş olup oluşturulan sonlu eleman modelleri Şekil 5.3 ve Şekil 5.4'de verilmiştir. Model geometrinin oluşturulmasında belediye tarafından temin edilen metro hattı ve inşaat ile alakalı proje, kesit ve hesaplardan yararlanılmıştır. Çevre binaların sürşarj yükünü tanımlamak amacı ile kat başına 25 kN/m^2 ve trafik sürşarj yükünü tanımlamak için 15 kN/m^2 yayılı yük göz önüne alınmıştır. Metro hattı istasyonu etrafında var olan 7-8 katlı binalar için toplam 200 kN/m^2, yeni yapılacak 10 katlı bina için benzer şekilde kat başına 25 kN/m^2 yük ve ilaveten otopark gibi bölümler için 100 kPa yük göz önüne alınarak toplam 350 kN/m^2 lik bir yük tanımlanmıştır



Şekil 5.3 Poligon İstasyonu için oluşturulan sonlu elemanlar model geometrisi.



Şekil 5.4 Fahrettin Altay istasyonu için oluşturulan sonlu elemanlar model geometrisi.

Nümerik modelde öncelikle mevcut durumda zemindeki gerilme ve deformasyonlar hesaplanmaya çalışılmış daha sonra inşaat faaliyeti için eski binanın yıkılarak sürşarj etkisinin ortadan kalkması ve daha sonra yeni binanın sürşarj yükünün uygulanması ile metro hattında ve yapılarında oluşabilecek gerilme ve deformasyonlar belirlenmeye çalışılmıştır. Analizlerde kullanılan ana hesap silsilesi aşağıda Tablo 4.1'de verilmiştir. Analizlerde betonun ve çeliğin Elastisite modülleri sırasıyla 30000 MN/m^2 ve 210000MN/m^2 olarak alınmıştır. Sonlu elemanlar analizinde çelik ve betondan oluşan yapısal elemanlar için Elastik, zemin malzemeleri için Mohr Coulomb modeli kullanılmıştır.

Tablo 5.1. Sonlu Elemanlarda Hesap Silsilesi

Sıra No	Hesap Safhaları
1	Zemin Yüklerinin Uygulanması
2	Mevcut Eski Binaların Sürşarj ve Trafik Yüklerinin Uygulanması
3	Trafik Sürşarj yükünün kaldırılması (Trafiğin Durması)
4	Metro Hattının ve Yapılarının İmalatı
5	Trafik Yükünün Uygulanması (Yolun Tekrar Trafiğe Açılması)
6	İnşaatı Yapılacak Arsadaki Binanın Sürşarj Yükünün Kaldırılması (Eski Binanın Yıkımı)
7	Yeni Binanın Sürşarj Yükünün Uygulanması

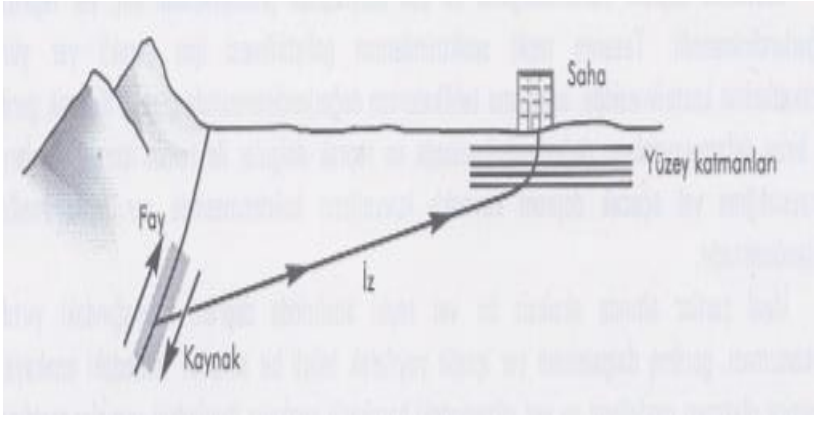
5.2. Tek Boyutlu Dinamik Zemin Davranış Analizleri

Geoteknik deprem mühendisliğinin en çok karşılaşılan problemlerinden biri, yer tepkisinin değerlendirilmesidir. Tasarım tepki spektrumlarının geliştirilmesi için gerekli yer yüzeyi hareketlerinin kestirilmesinde, sıvılaşma tehlikelerinin değerlendirilmesinde gerekli dinamik gerilme ve birim deformasyonların değerlendirilmesinde ve toprak dolgular ile zemin istinad yapılarının duyarsızlığına yol açacak deprem kaynaklı kuvvetlerin belirlenmesinde yer tepki analizleri kullanılmaktadır.

Yerel zemin şartlarının deprem hasarı üzerindeki etkisi yıllardan beri bilinmektedir. Yerel zemin şartlarının kuvvetli yer hareketi üzerine etkisini kestirmede nicel yöntemler geliştirmek için sismologların 1920'lerden beri devam

eden ve geoteknik deprem mühendislerinin de son zamanlarda yaptıkları çalışmalar vardır. Geçen zaman içinde yer tepki analizi konusunda çok sayıda teknik geliştirilmiştir. İki ve üç boyutlu teknikler bir boyutlu tekniklerin nispeten kolay uzanımları olmasına rağmen, bu teknikler çoğu zaman ele aldıkları problemin boyutuna göre gruplandırılmaktadır.

Yer yüzeyi altında bir fay yırtıldığı zaman, cisim dalgaları kaynaktan tüm yönlere dağılır. Farklı jeolojik birimlerin sınırlarına eriştiklerinde yansır ve kırılırlar. Sığ derinlikteki birimlerin dalga iletme hızları daha derinde bulunanlarınkinden genellikle daha düşük olduğundan, yatay katman sınırına çarpan eğimli ışınlar genellikle daha düşey bir konuma doğru kırılırlar. Işın yer yüzeyine ulaşana kadar meydana gelen kırılmalar bunların çoğu zaman düşeye yakın yönde kırılmalarına neden olurlar (Şekil 7.1). Bir boyutlu yer tepki analizleri, tüm sınırların yatay olduğu ve zeminin tepkisine egemen olarak ana kayadan düşey yönde yayılan SH dalgalarının neden olduğu varsayımına dayanmaktadır.Bir boyutlu yer tepki analizlerinde zemin ve ana kaya yüzeylerinin yatay yönde sonsuz uzanımlı olduğu kabul edilir. Bu varsayıma dayalı yöntemlerle kestirilen zemin tepkilerinin birçok deprem sırasında ölçülmüş tepki ile makul bir uyum sergilediği gözlenmiştir (Kramer, 1996).



Şekil 5.5. Yer yüzeyine yakın kesimde yaklaşık olarak düşey dalga yayılması oluşturan kırılma süresi (Kramer, 1996).

6. ANALİZ SONUÇLARI

6.1. Sonlu Elemanlar Analiz Sonuçları

Sayısal model ve analizler iki boyutlu olarak Plaxis sonlu elemanlar yazılımı ile bir önceki bölümde verilen metot ve yöntemler doğrultusunda yapılmıştır. Metro istasyonlarına yakın sahalarda yapılan inşaat faliyetlerinin sonlu elemanlar modelindeki hesap aşamaları Tablo 5.1'de verilmiştir. İstasyonlara yakın mesafelerde yapılacak yapıların istasyonlara tesirleri bakımından inşaat faliyeti üç aşama olarak (safhada) ele alınmıştır. Analiz sonuçları bakımından ele alınan safhaların birincisi, istasyona yakın konumdaki eski yapının mevcut olduğu durum, ikincisi ise eski yapının yıkılması ve yükünün kaldırılmış olduğu durumu, üçüncü safha ise daha yüksek ve ağır binanın eski yapının mevcut yerine inşa edilmesi durumdur.

Poligon ve Fahrettin Altay İstasyonları için yapılan analizlere ait detaylı sonuçlar Tablo 6.1 (Poligon İstasyonu için) ve Tablo 6.2 (Fahrettin Altay İstasyonu için) ile verilmiştir.

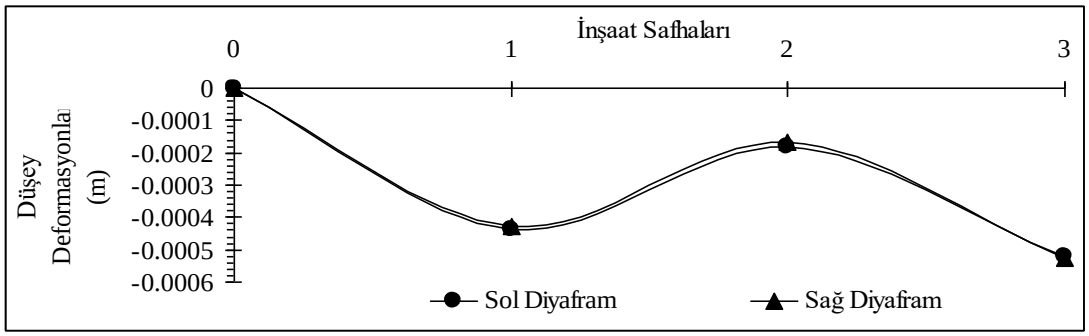
Metro hattına yakın sahalarda yapılacak olan inşaat faliyetlerinin belirli aşamalarında, Poligon Metro istasyonu yapı elemanlarında meydana gelebilecek deformasyonlar Şekil 6.1 ile kuvvetler ise Şekil 6.2 ile verilmiştir. Benzer şekilde Fahrettin Altay Metro istasyonuna yakın sahalarda yapılacak inşaatlardan dolayı Fahrettin Altay Metro istasyonu yapı elemanlarında meydana gelebilecek deformasyonlar Şekil 6.3 ile kuvvetler ise Şekil 6.4 ile verilmiştir.

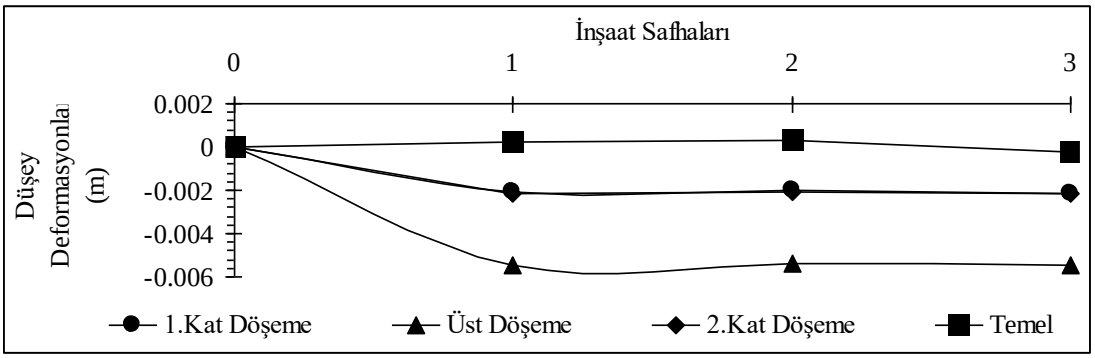
Tablo 6.1. Poligon istasyonu yakın civarında yapılacak inşaat faaliyetlerinden dolayı, istasyon yapı elemanlarında gerçekleşmesi tahmin edilen deformasyon ve kuvvetler.

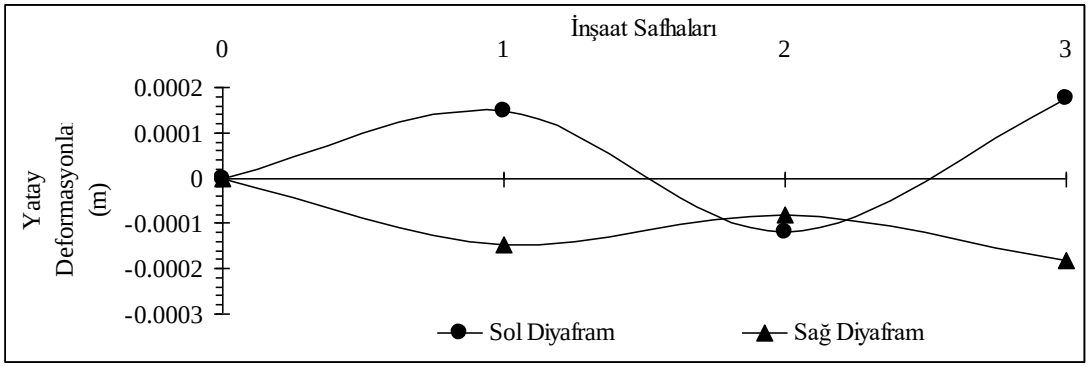
Eleman	Eski Yapı Mevcut Durum (1. Safha)					
	Deformasyonlar			Kuvvetler		
	Düşey (m)	Yatay (m)	Toplam (m)	Kesme (kN/m²)	Eksenel (kN/m²)	Eğilme M. (kN/m²)
Sol Diyafram	-0.0004	0.0001	0.0005	-321.9	-741.7	244.1
Üst Döşeme	-0.0055	-0.0001	0.0055	-531.4	-264.7	-970.7
1.Kat Döşeme	-0.0021	-0.0001	0.0021	-96.9	-252.8	-204.9
2.Kat Döşeme	-0.0022	0.0001	0.0022	-96.9	-171.6	-196.3
Temel	0.0003	0.0001	0.0003	681.6	-300.5	488.1
Sağ Diyafram	-0.0004	-0.0001	0.0004	325.2	-722.2	-247.5
Eleman	Eski Yapı Yıkılmış Durumda (2. Safha)					
	Deformasyonlar			Kuvvetler		
	Düşey (m)	Yatay (m)	Toplam (m)	Kesme (kN/m²)	Eksenel (kN/m²)	Eğilme M. (kN/m²)
Sol Diyafram	-0.0002	-0.0001	0.0002	-190.8	-409.2	143.0
Üst Döşeme	-0.0054	-0.0001	0.0054	-532.7	-277.0	-970.1
1.Kat Döşeme	-0.0020	0.0001	0.0020	-97.0	-139.0	-204.5
2.Kat Döşeme	-0.0020	0.0001	0.0020	-96.8	-79.8	-195.5
Temel	0.0003	0.0000	0.0003	654.9	274.6	495.4
Sağ Diyafram	-0.0002	-0.0001	0.0002	197.9	-366.4	-146.4
Eleman	Yeni Yapı İnşaatı Sonrası (3. Safha)					
	Deformasyonlar			Kuvvetler		
	Düşey (m)	Yatay (m)	Toplam (m)	Kesme (kN/m²)	Eksenel (kN/m²)	Eğilme M. (kN/m²)
Sol Diyafram	-0.0005	0.0002	0.0005	-390.9	-839.8	293.0
Üst Döşeme	-0.0055	-0.0001	0.0055	-531.4	-239.4	-971.4
1.Kat Döşeme	-0.0021	-0.0001	0.0021	-96.9	-274.1	-204.8
2.Kat Döşeme	-0.0022	0.0002	0.0022	-97.0	-219.5	-196.8
Temel	-0.0002	0.0640	0.0002	694.4	-376.1	492.0
Sağ Diyafram	-0.0005	-0.0002	0.0005	398.5	-846.2	-301.5

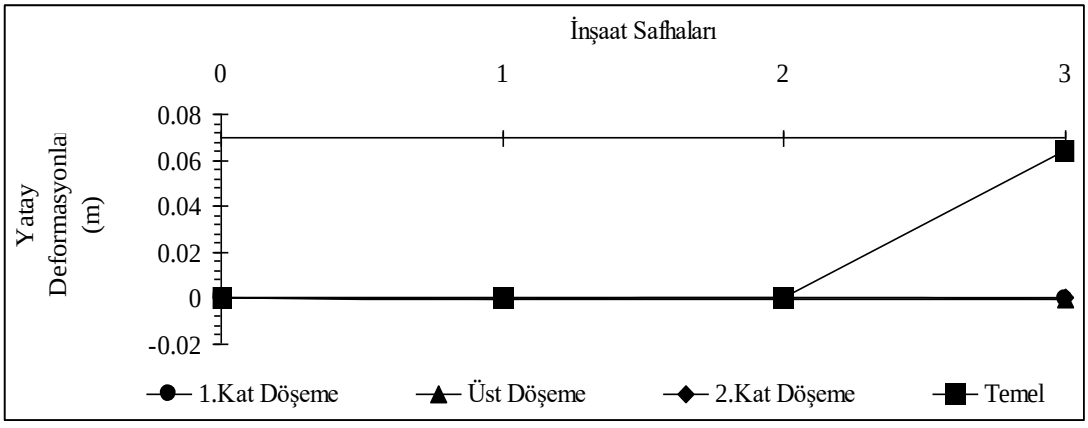
Tablo 6.2. Fahrettin Altay istasyonu yakın civarında yapılacak inşaat faaliyetlerinden dolayı, istasyon yapı elemanlarında gerçekleşmesi tahmin edilen deformasyon ve kuvvetler.

Eleman	Eski Yapı Mevcut Durum (1. Safha)					
	Deformasyonlar			Kuvvetler		
	Düşey (m)	Yatay (m)	Toplam (m)	Kesme (kN/m²)	Eksenel (kN/m²)	Eğilme M. (kN/m²)
Sol Diyafram	-0.0097	0.0050	0.0098	1300.0	-2480.0	4190.0
Üst Döşeme	-0.0338	0.0022	0.0338	1290.0	-1300.0	-4350.0
1.Kat Döşeme	-0.0537	0.0021	0.0537	318.3	703.9	-1430.0
2.Kat Döşeme	-0.0556	0.0036	0.0556	319.2	-95.7	-1410.0
Temel	0.0212	0.0043	0.0212	1540.0	790.5	2920.0
Sağ Diyafram	-0.0020	-0.0028	0.0032	-1300.0	-2180.0	-4350.0
Eleman	Eski Yapı Yıkılmış Durumda (2. Safha)					
	Deformasyonlar			Kuvvetler		
	Düşey (m)	Yatay (m)	Toplam (m)	Kesme (kN/m²)	Eksenel (kN/m²)	Eğilme M. (kN/m²)
Sol Diyafram	-0.0037	0.0037	0.0040	1310.0	-2120.0	4240.0
Üst Döşeme	-0.0308	0.0015	0.0308	1290.0	-1310.0	-4310.0
1.Kat Döşeme	-0.0507	0.6986	0.0507	317.2	748.7	-1410.0
2.Kat Döşeme	-0.0525	0.0020	0.0525	-316.9	-1.6	-1380.0
Temel	0.0229	0.0033	0.0229	-1360.0	824.0	2520.0
Sağ Diyafram	-0.0017	-0.0038	0.0038	-1310.0	-2200.0	-4310.0
Eleman	Yeni Yapı İnşaatı Sonrası (3. Safha)					
	Deformasyonlar			Kuvvetler		
	Düşey (m)	Yatay (m)	Toplam (m)	Kesme (kN/m²)	Eksenel (kN/m²)	Eğilme M. (kN/m²)
Sol Diyafram	-0.0119	0.0056	0.0119	1300.0	-2580.0	4210.0
Üst Döşeme	-0.0350	0.0017	0.0350	1290.0	-1280.0	-4320.0
1.Kat Döşeme	-0.0548	0.0021	0.0548	318.0	707.5	-1430.0
2.Kat Döşeme	-0.0567	0.0041	0.0568	319.6	-132.7	-1410.0
Temel	0.0207	0.0048	0.0207	1610.0	760.2	3110.0
Sağ Diyafram	-0.0021	0.0024	0.0030	-1280.0	-2180.0	-4320.0

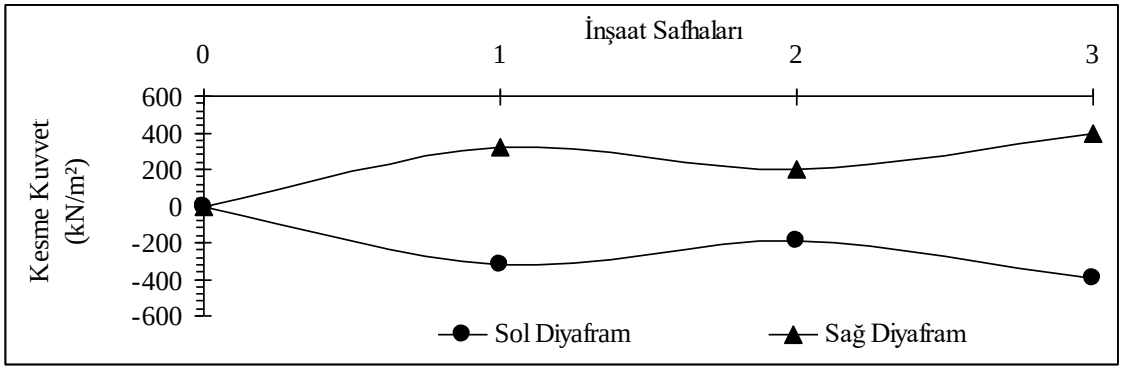


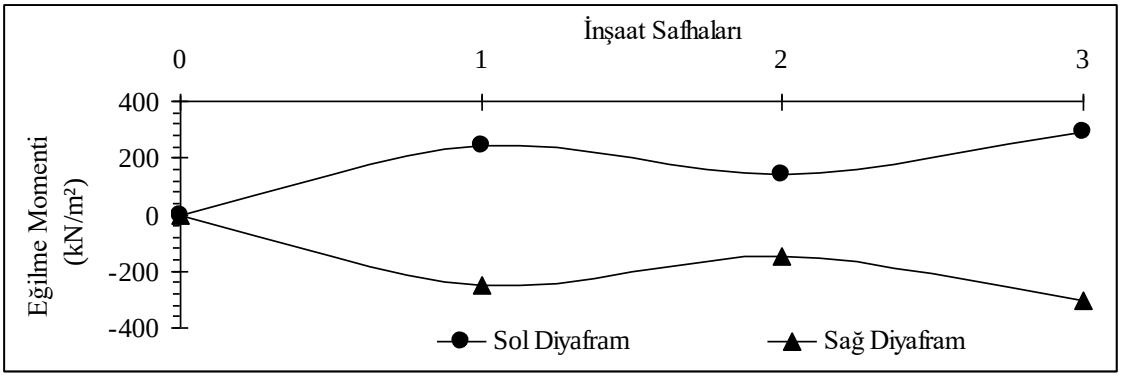


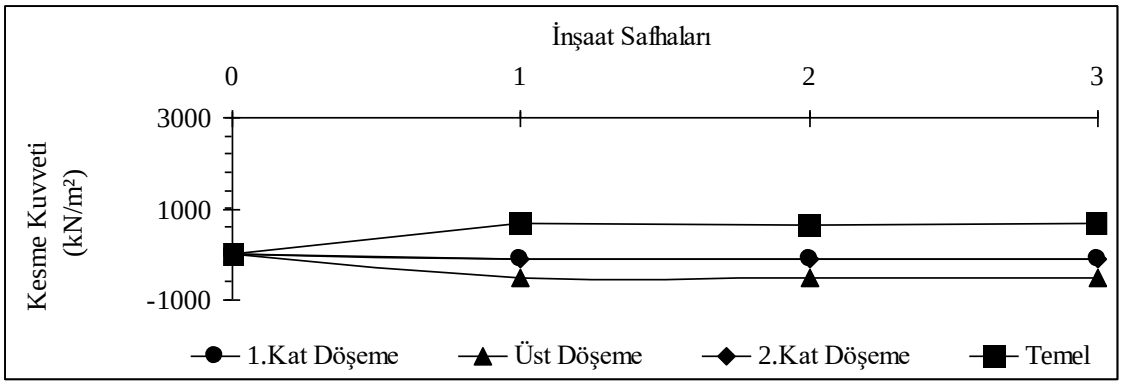


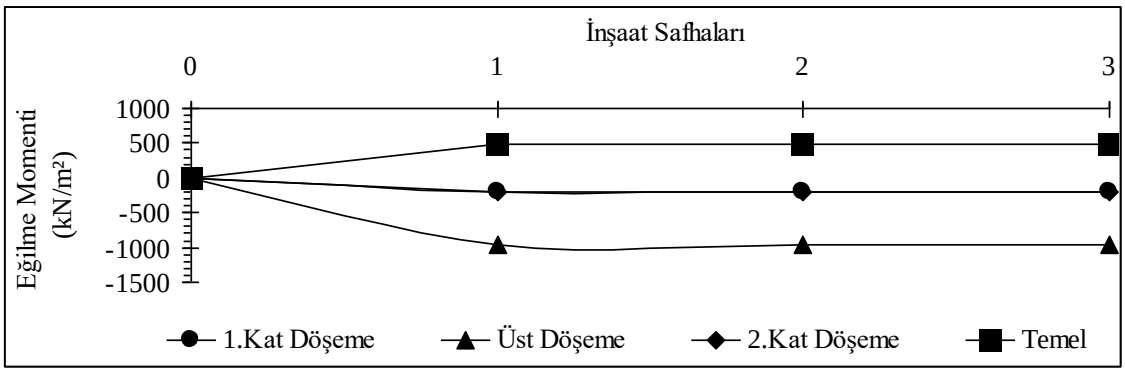


Şekil 6.1 Poligon Metro istasyonu yakın civarında yapılacak inşaat faaliyetlerinden dolayı istasyonun yapı elemanlarında meydana gelmesi tahmin edilen düşey ve yatay yöndeki deformasyonlar. (İnşaat safhaları; 1:Eski binanın mevcut olduğu durum, 2:Eski binanın yıkıldığı durum, 3:Yeni binanın inşa edildiği durum)

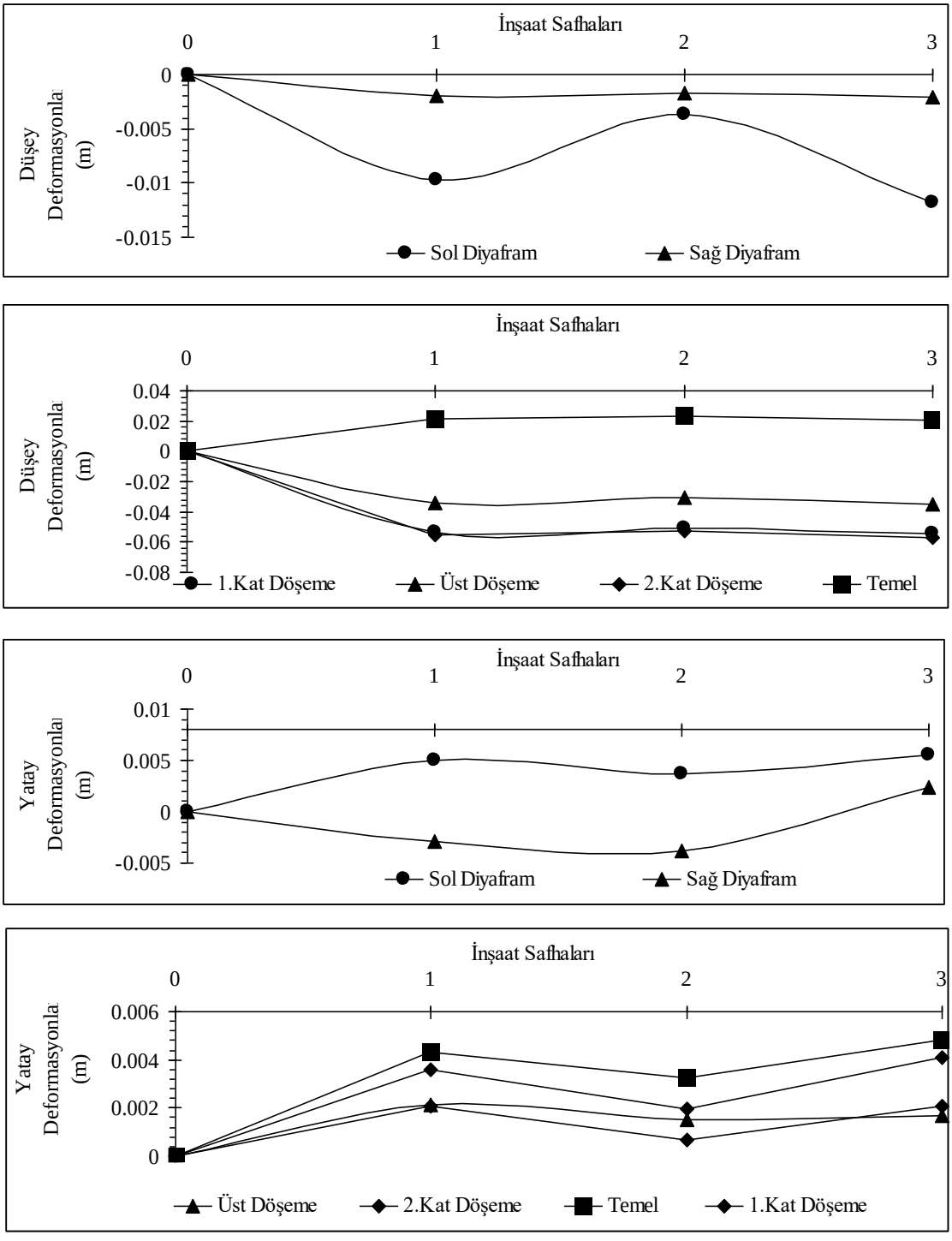




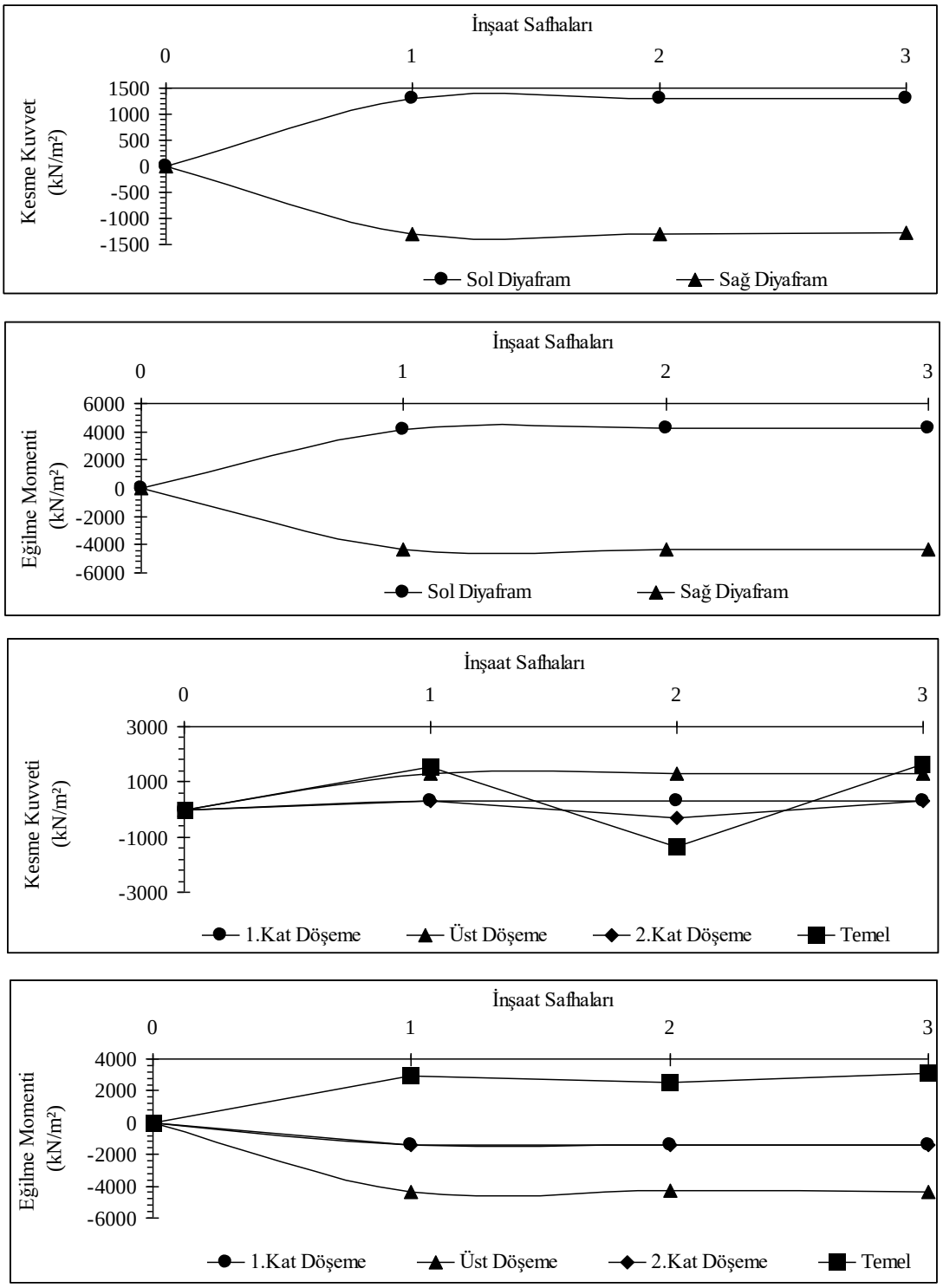




Şekil 6.2 Poligon Metro istasyonu yakın civarında yapılacak inşaat faaliyetlerinden dolayı istasyonun yapı elemanlarında meydana gelmesi tahmin edilen kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri. (İnşaat safhaları; 1:Eski binanın mevcut olduğu durum, 2:Eski binanın yıkıldığı durum, 3:Yeni binanın inşa edildiği durum)



Şekil 6.3 Fahrettin Altay Metro istasyonu yakın civarında yapılacak inşaat faaliyetlerinden dolayı Fahrettin Altay Metro istasyonu yapı elemanlarında meydana gelmesi tahmin edilen düşey ve yatay yöndeki deformasyonlar. (İnşaat safhaları; 1:Eski binanın mevcut olduğu durum, 2:Eski binanın yıkıldığı durum, 3:Yeni binanın inşa edildiği durum)



Şekil 6.4. Fahrettin Altay Metro istasyonu yakın civarında yapılacak inşaat faliyetlerinden dolayı Fahrettin Altay Metro istasyonu yapı elemanlarında meydana gelmesi tahmin edilen kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri. (İnşaat safhaları; 1:Eski binanın mevcut olduğu durum, 2:Eski binanın yıkıldığı durum, 3:Yeni binanın inşa edildiği durum)

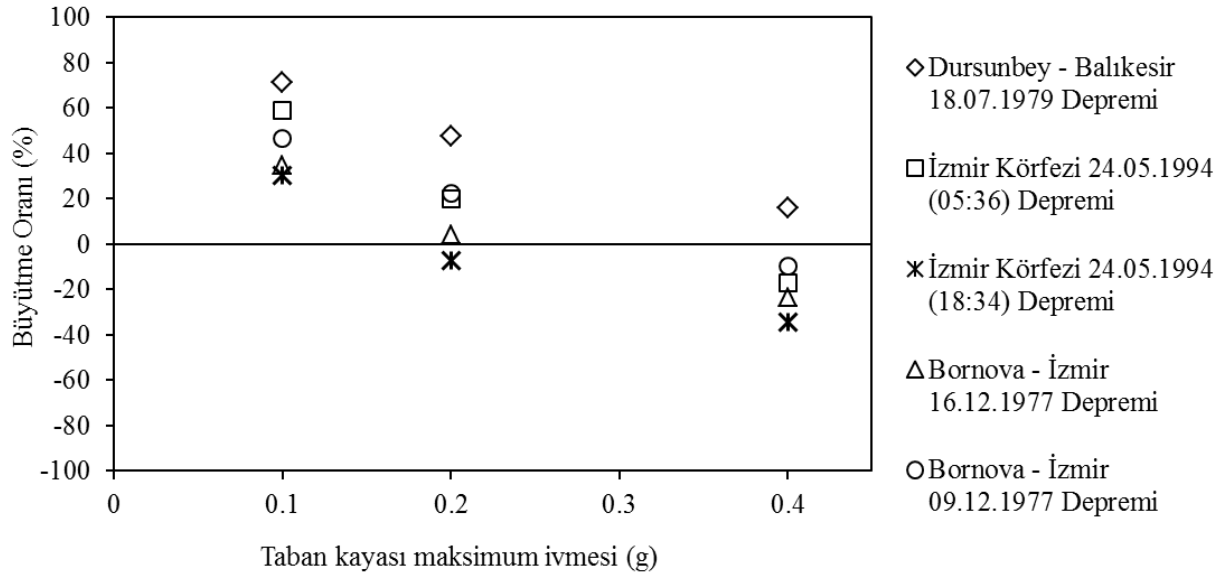
Yapılan sayısal analizlerde Poligon istasyonunun her iki tarafında da inşaat faliyeti öngörülmüş, Fahrettin Altay istasyonunda ise sadece bir taraf için inşaat faliyeti öngörülmüştür. Beklendiği gibi söz konusu tek taraflı ve simetrik olmayan yüklemenin neticesi olarak Fahrettin Altay metro istasyonunun her iki tarafındaki diyafram duvarların yer değiştirmelerinde ve oluşan ilave yüklerinde büyük farklar oluşmuştur. Fahrettin Altay Metro İstasyonu için diyafram duvarlarda oluşan maksimum deformasyon ve ilave yükler inşaat faliyetine yakın olan sol diyafram duvarda gerçekleşmiştir. Fahrettin Altay İstasyonunun sol diyafram duvarında gerçekleşen maksimum düşey ve yatay yer değiştirmeler inşaat faliyeti sonrası için (grafiklerde 3. inşaat safhası olarak gösterilmekte) sırası ile 11.9 mm ve 5.6 mm olarak hesaplanmıştır. İnşaat öncesi (1. inşaat safhası) ve inşaat sonrası düşey ve yatay deformasyonlar karşılaştırıldığında inşaat faliyetinden dolayı düşey deformasyonlarda 2.2 mm, yatay deformasyonlarda ise 0.6 mm'lik bir artış söz konusu olmuştur. Temel elemanının yer değiştirmeleri incelendiğinde inşaat faliyeti sonrası toplam düşey deformasyonlar yukarı yönde 20.7 mm, toplam yatay deformasyonlar ise 4.8 mm olarak hesaplanmıştır. Temel elemanı için inşaat öncesi ve sonrası yerdeğiştirmeler karşılaştırıldığında düşey yerdeğiştirmelerde 0.5 mm, yatay yer değiştirmelerde 0.5 mm değerinde bir değişim söz konusu olmuştur. İnşaat faliyeti esnasında temel elemanında gelişen yerdeğiştirmelerdeki maksimum fark eski binanın yıkıldığı ikinci safha ile inşaatın tamamlandığı 3. safha arasında gerçekleşmiş olup iki inşaat safhasındaki yerdeğiştirme farkı 2.2 mm olarak hesaplanmıştır.

Poligon Metro istasyonundaki yükleme koşulları ele alındığında nispeten simetrik bir yükleme koşulları mevcuttur. Simetrik yükleme şartlarına bağlı olarak sağ ve sol diyafram duvarlarda gelişen deformasyonlar nispeten birbirlerine yakın hesaplanmıştır. İnşaat neticesinde diyafram duvarlarda gelişen en büyük düşey ve yatay yer değiştirmeler inşaat faaliyeti sonrası gerçekleşmiş olup sırasıyla 0.5 mm ve 0.2 mm olarak hesaplanmıştır. Temel elemanı için ise toplam en büyük yer değiştirmeler 0.3 mm olarak gerçekleşmiştir. Deformasyonlar göz önüne alındığında simetrik olmayacak şekilde yüklemenin ve inşaat faaliyetinin modellendiği Fahrettin Altay İstasyonu Poligon istasyonuna nazaran inşaat faaliyetlerinden daha çok etkilenmiştir.

6.2. Dinamik Zemin Davranış Analiz Sonuçları

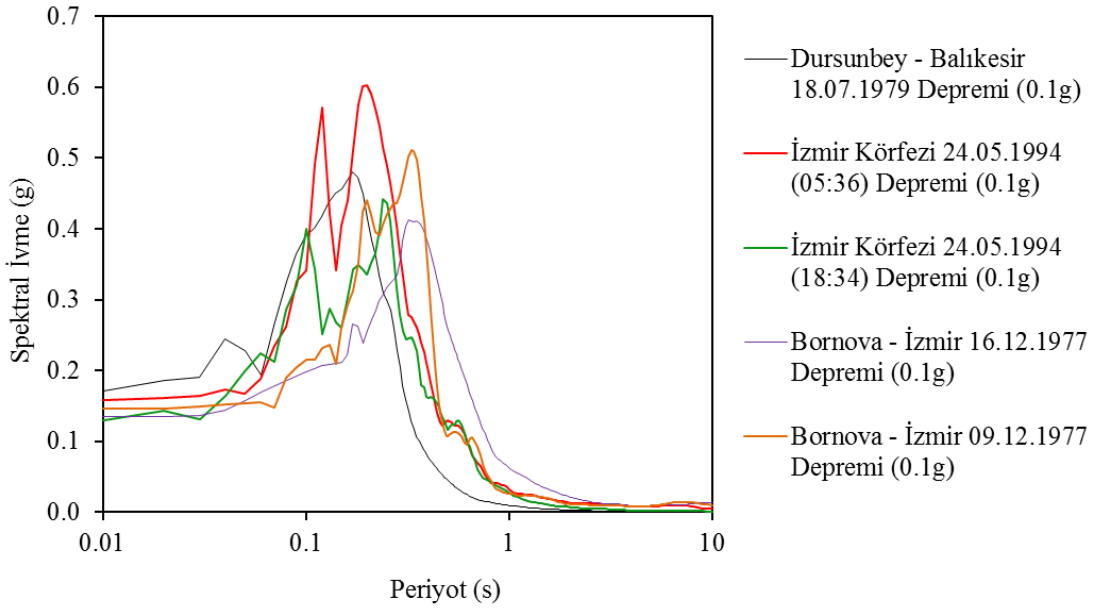
İzmir ve yakın civarında aktif faylar yer almakta olup, bu fayların inceleme konusu olan metro istasyonlarını ve saha zeminlerini etkilemesi söz konusudur. Gelecekte yakın civardaki bir fayın üretebileceği bir deprem sonucu saha zeminlerinin dinamik yüklerine maruz kalma durumu mevcuttur. Bir fayda oluşan deprem hareketinin başka bir noktadaki etkisi birçok faktöre bağlı olarak değişecektir. Deprem hareketi üzerindeki etki eden faktörlerden biriside mesafedir. Bir nokta depremi oluşturan faydan ne kadar uzak ise mevcut depremden etkilenmesi de o derece küçük olacaktır. Genelde bir depremin hareketi ve ivmesi uzaklık arttıkça küçülmektedir. Taban kayasında girdi olarak kullanılan ivme kayıtları maksimum ivme değerleri 0.1g, 0.2g ve 0.4g olacak şekilde ölçeklendirilerek analizler yapılmıştır. Büyük ivme değerleri çok yakında meydana gelebilecek depremleri işaret etmektedir. 0.1g ise yakında meydana gelebilecek küçük depremleri ve aynı zamanda bölgeye uzak mesafelerde meydana gelebilecek büyük depremleri temsil etmektedir.

Yapılan dinamik analizlerden inceleme sahasındaki, zeminlerin taban kayasındaki hareketi büyük ivme değerlerinde bir miktar küçültüğü görülmüştür. Küçültme değeri mevcut depremin karakteristiğine bağlılık arz etmekle beraber inceleme sahası zeminleri, İzmir Körfezi 24.05.1994 deprem ivme kaydının maksimum ivme değer 0.4g değerine ölçeklendiği durumda, taban kayasındaki maksimum ivme değeri yaklaşık %40 küçültmüştür (Şekil 6.5.). Buna karşın Dursunbey – Balıkesir 18.07.1979 depremin bir miktar (~%10) büyütülmüştür. Analiz sonucunda inceleme sahasındaki zeminler 0.4g gibi yüksek ivme değerine sahip depremleri ortalama olarak %20 civarında küçültmüştür. Nispeten 0.1g gibi daha küçük maksimum ivme değerine sahip depremlerin etkisini ise %25 ile %70 oranında değişen oranlarda büyütmüştür. Taban kayasında maksimum 0.1g değerinde ivme oluşturan depremlerin maksimum ivme değerleri mevcut zeminler tarafından ortalama %45 oranında büyütülmüştür.

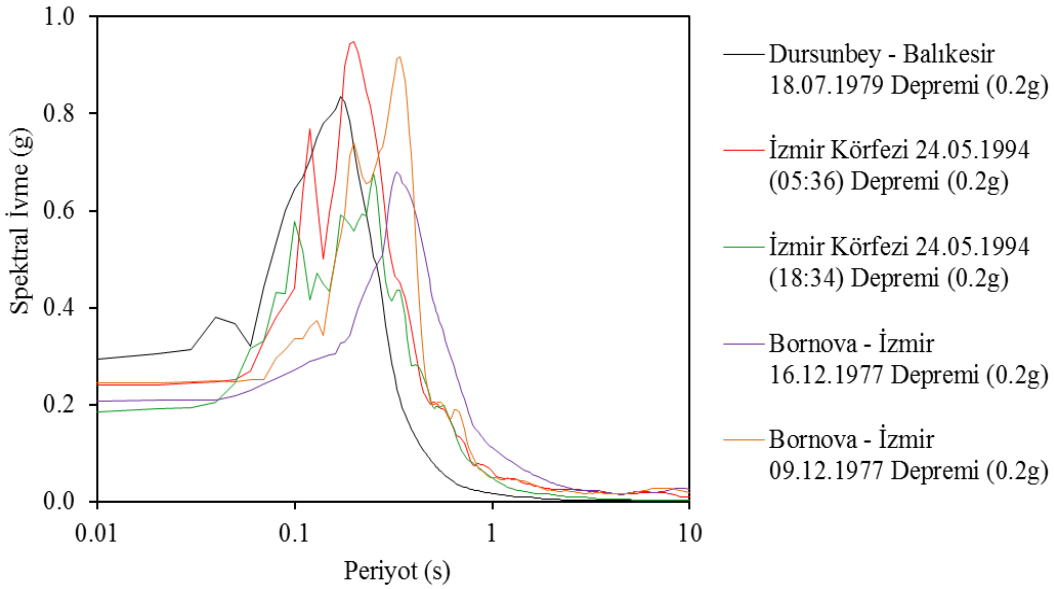


Şekil 6.5. İnceleme sahası zeminlerin taban kayası maksimum ivme değerini büyütme oranı

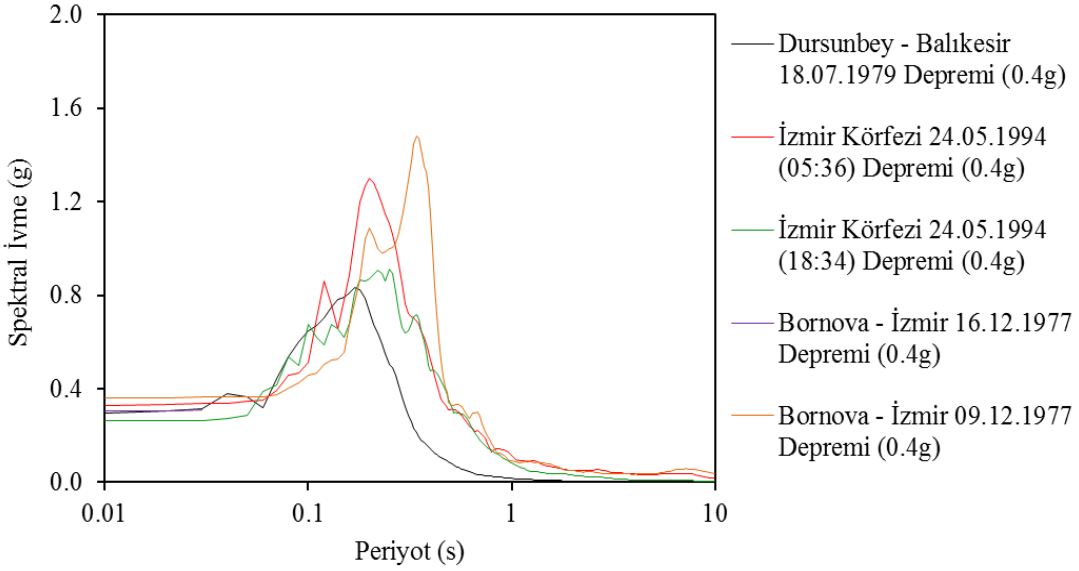
Çalışma sahasındaki zeminlerin analizleri sonucunda Tablo 4.3'de verilen ve maksimum ivme değerleri 0.1g, 0.2g, 0.4g olacak şekilde ölçeklendirilen depremler için hesaplanan ivme tepki spektrumları Şekil 6.6 - 6.8'de verilmiştir. Maksimum ivme değeri 0.1g olacak şekilde ölçeklendirilen ivme kayıtları için en büyük spektral ivmeler, 0.41g – 0,60g aralığında değişim göstermiştir. 0.2g ölçeklendirmesi için 0.68g - 0.95g aralığında, 0.4g ölçeklendirmesi için ise 0.91g – 1.48g aralığında oluşmuştur. Tepki spektrumları belirlenen saha zeminleri için hakim periyotlar 0.6-1.0 saniye aralıklarında oluşmuştur.



Şekil 6.6. İnceleme sahası zeminlerinin, en büyük ivme değeri 0.1g olacak şekilde ölçeklendirilmiş bölge depremleri için ivme tepki spektrumları.



Şekil 6.7. İnceleme sahası zeminlerinin, en büyük ivme değeri 0.2g olacak şekilde ölçeklendirilmiş bölge depremleri için ivme tepki spektrumları.



Şekil 6.8. İnceleme sahası zeminlerinin, en büyük ivme değeri 0.4g olacak şekilde ölçeklendirilmiş bölge depremleri için ivme tepki spektrumları.

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Sayısal analizleri yapılan iki metro istasyonunda simetrik ve simetrik olmayan yükleme koşullarından dolayı farklı deformasyon davranışları ve gerilme dağılımları gerçekleşmiştir. Her iki istasyon göz önüne alındığında en büyük yer değiştirmeler simetrik olmayan yükleme koşullarındaki Fahrettin Altay İstasyonunda gerçekleşmiştir.

İnşaat faaliyetlerinden dolayı Fahrettin Altay İstasyonundaki deformasyonlar incelendiğinde en büyük düşey yer değiştirmeler diyafram duvar ve temel elemanı için sırasıyla 11.9 mm (aşağı yönde) 20.7 mm (yukarı yönde) değerlerinde olacağı hesaplanmıştır. Bu iki yapı elemanı için en büyük yer değiştirme farkları ise eski yapının yıkıldığı safha ile yeni bina inşaatının tamamlandığı safhalar arasında gerçekleşmiştir.

Poligon Metro İstasyonu incelendiğinde inşaat faaliyetinden dolayı meydana gelebilecek düşey ve yatay yer değiştirmeler nispeten küçük mertebelerde kalmıştır. Bu durumun simetrik yükleme koşullarından oluştuğu göz önünde bulundurulmalıdır. Simetrik olmayan yükleme koşullarında Fahrettin Altay istasyonunda gelişen deformasyonların Poligon İstasyonunda da gelişebileceği unutulmamalıdır.

Yapılan dinamik analizler sonucunda istasyonların bulunduğu sahadaki zeminler deprem hareketini, küçük depremleri için bir miktar büyütmüş şiddetli depremler için ise bir miktar küçültmüştür. İnceleme sahasındaki zeminler deprem hareketini ortalama olarak %45 oranında büyütmüştür. Söz konusu sahadaki zeminlerin deprem hareketini büyütme potansiyeli olduğu tespit edilmiştir.

Dinamik analizlerde girdi olarak kullanılan ivme kayıtlarının maksimum ivme değerinin 0.1g, 0.2g, 0 ivme tepki spektrumları belirlenmiştir. Maksimum ivme değeri 0.1g olacak şekilde ölçeklendirilen girdi ivme kayıtları için en büyük spektral ivmeler, 0.41g – 0,60g aralığında değişim göstermiştir. 0.2g ölçeklendirmesi için 0.68g - 0.95g aralığında, 0.4g ölçeklendirmesi için ise 0.91g – 1.48g aralığında oluşmuştur. Tepki spektrumları belirlenen saha zeminleri için hakim periyotlar 0.6-1.0 saniye aralıklarında oluşmuştur.

Bu çalışma kapsamında yapılan sonlu eleman analizlerinde metro istasyonuna yakın noktalardaki eski yapıların yıkılarak yerine daha yüksek 11-12 katlı binaların yapılacağı göz önüne alınmıştır. Gelecekte bugün için inşa edilen 11-12 katlı yapılar yıkılarak daha yüksek yapılar inşa edilecektir. İleriki çalışmalar açısından daha yüksek yapıların metro istasyonuna etkileri de analiz edilebilir.Ayrıca yapılacak analizlerde daha doğru sonuçlara ulaşmak için sayısal modellemelerin üç boyutlu olarak yapılması uygun olur.

Bu araştırma kapsamında yapılan dinamik analizler tek boyutlu ve eşdeğer doğrusal kabul ile yapılmıştır. İki veya üç boyutlu ve eğrisel (doğrusal olmayan) olan daha ileri düzey dinamik analizler yapılarak bölge zeminleri hakkında daha kapsamlı ve detaylı sonuçlara ulaşılabilir.

KAYNAKLAR

ARIOĞLU, E., Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Tünel Ders Notları, Yapı Merkezi AR&GE Bölümü, 2009.

Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı [AFAD]. Depremler Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD) http://www.deprem.gov.tr/sarbis/veritabanı/

BAŞESKİ, O., Derin Kazılarda İksa Sistemi Üzerine Bir İnceleme, İstanbul Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, 2008.

BERİLGEN, M., Ankrajlı Perdelerde Zemin Yapı Etkilerinin İncelenmesi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Doktora Tezi, 1996.

BOWLES, J.E., Foundation Engineering and Design, Jon Wiley and Sons, Newyork, 1990.

BOZKURT, B.H., A Geotechnıcal Earthquake Engıneering Investıgatıon For Soils Of Southern Coast Of İzmir Bay, 2010.

BRİNKGREVE, R.B.J., Plaxis 2D Version 8 Manual, 2002.

DAUM, TUBITAK-106G159,2008 Projesi, 2009.

Dokuz Eylül Üniversitesi İzmir Hafif Raylı Sistemi Projesi 2.Aşama (Üçyol- F.Altay Arası Sorunlu Kesimlerde) Tünel ve İstasyonların Yüzey Deformasyon Projesi, 2006.

Google Earth http:// www.google.com/earth/index.html

HASHASH, Y.M.A., HOOK, J.J., SCHMİDT, B., YAO, J.I.C., Seismic Design and Analysis of Underground Strutures, Tunnelling and Underground Space Technology, 2001

KAMAG, TÜBİTAK İzmir Metropolü ile Aliağa ve Menemen İlçelerinde Güvenli Yapı Tasarımı İçin Zeminin Sismik Davranışlarının Modellenmesi Projesi, 2012, 4 s.

KILIÇ, H., Yumuşak Zeminler Üzerine Oturan Dolgu Barajlarda Deformasyonların Nümerik ve Deneysel Yöntemler ile Belirlenmesi, Yıldız Teknik Üniversitesi Doktora Tezi, 2000.

KURUOĞLU, M., Geographic İnformation System (GIS) Based Database Development and Evaluation Study For Soils of Northern Coast of İzmir Bay.Ph.D.Thesis, Graduate School of Natural and Applied Sciences of Dokuz Eylül Üniversity, İzmir, Turkey, 2004.

KRAMER, S.L. Geotechnical Earthquake Engineering, 1996.

Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü İzmir İli Jeoloji Haritası, Maden Tetkik ve Arama Enstitüsü, Anakara, 2000.

İNCECİK, M., Yeni Avusturya Tünel İnşa Yöntemine Uygun Kaplama Hesapları, Tünellerin Projelendirilmesi ve İnşası Semineri, 1986.

OSMANOĞLU, D.Tünellerde Zemin İyileştirilmesi ve Stabilitenin Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Plaxis Programında Analiz Edilmesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, 2007.

ÖZMEN,B. ,Ankaranın Deprem Tehlikesinin Belirlenmesi, Doktora Tezi, 2011.

YALÇIN, İ.A., A Geotechnıcal Earthquake Engıneering Investıgatıon For Soils of South Eastern Coast of İzmir Bay, 2008.

RADIUS İzmir Deprem Master Planı (Genel Koordinatör Erdik, M.), Boğaziçi Üniversitesi, İSTANBUL.

ULUSOY, R., Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri, Türk Mimar ve Mühendisler Odası Birliği, Jeojoloji Mühendisleri Odası Yayınları, Ankara.

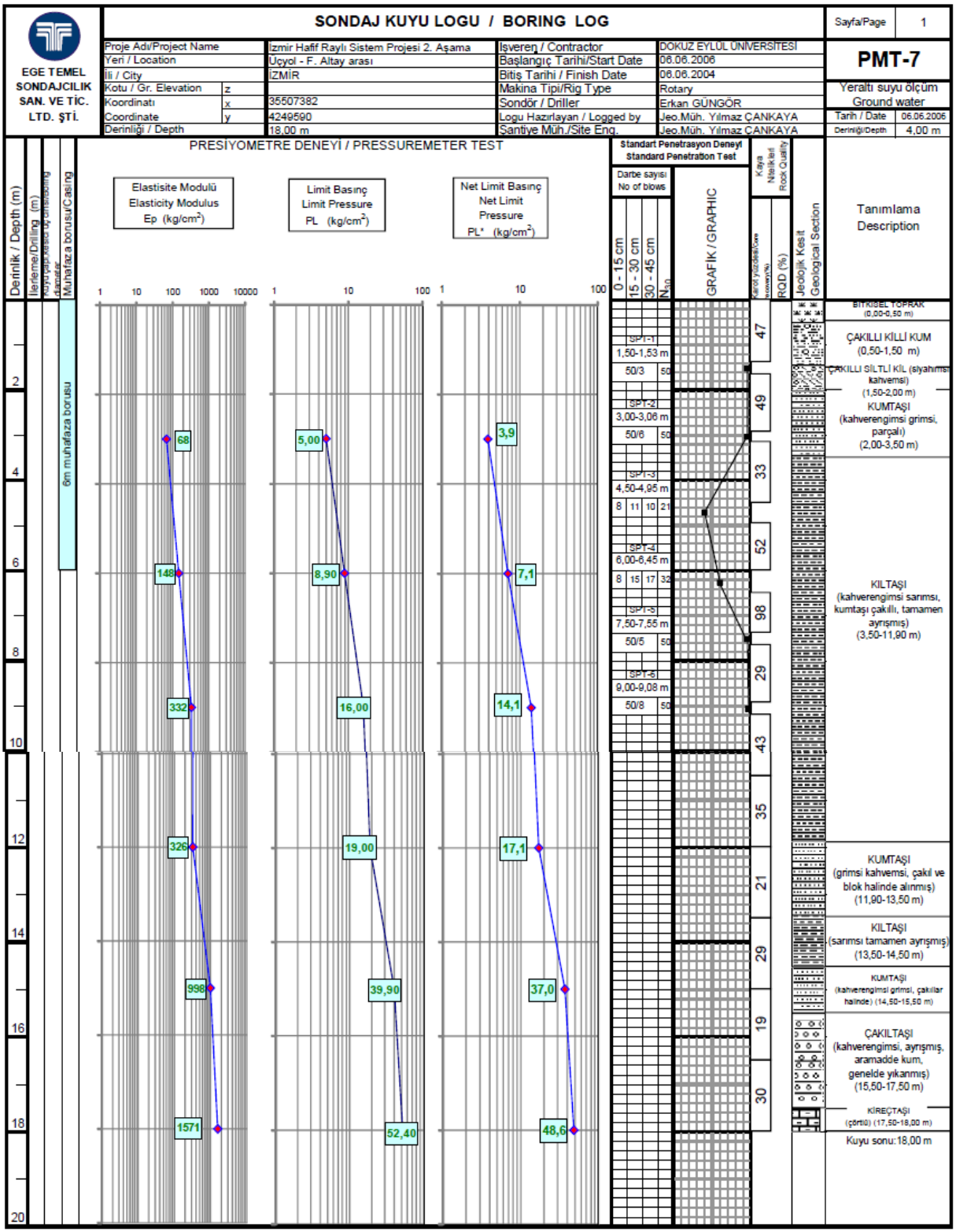
UNUTMAZ, B., Gömülü Yapıların Zemin Yapı Deprem Etkileşiminde Basitleştirilmiş Çerçeve Yöntemi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onikinci Ulusal Kongresi 16-17 Ekim, 2008.

XANTAKOS, P., Slurry Walls As Structural Systems, McGraw-Hill, Inc., Newyork.

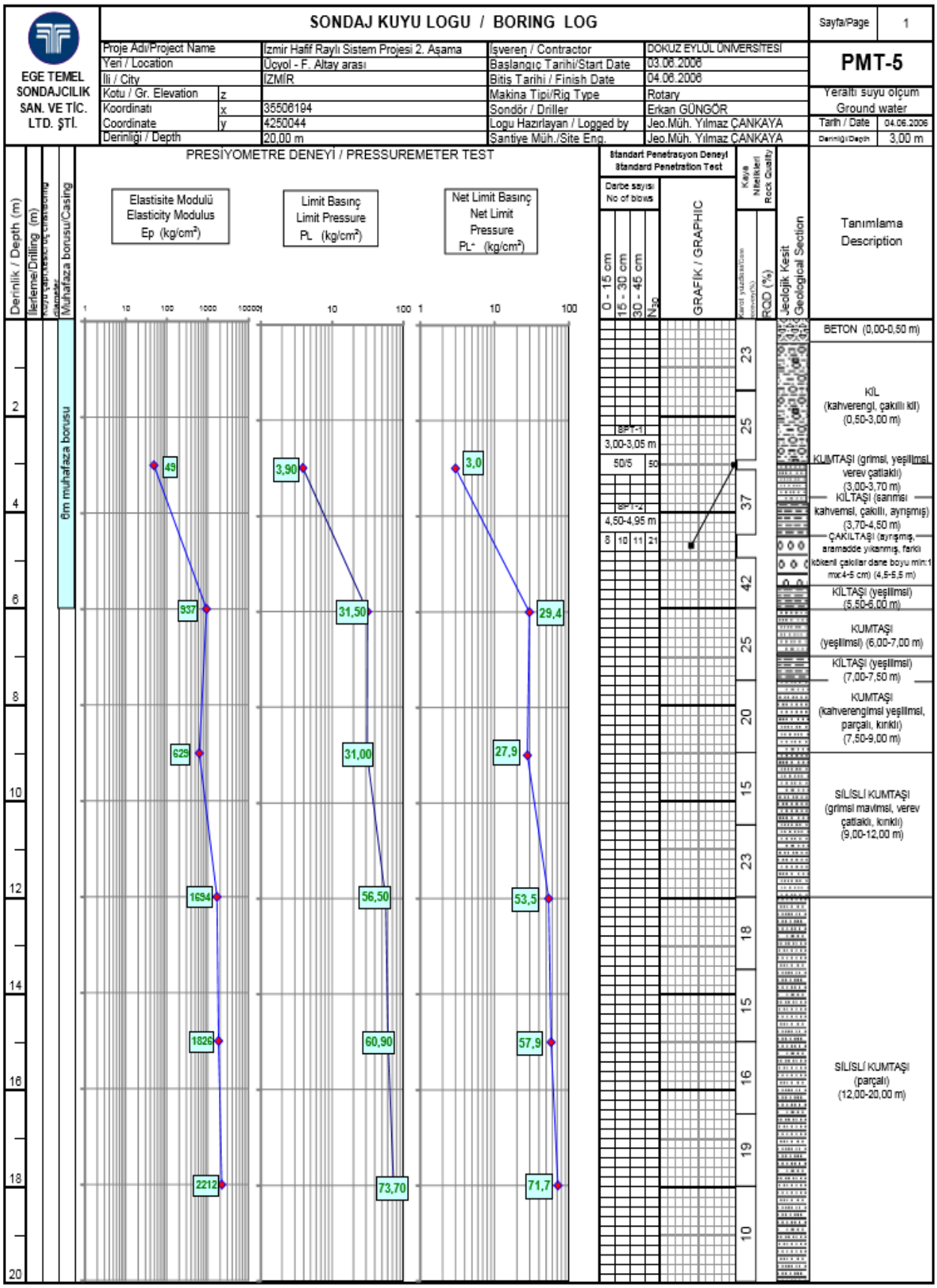
ZAGANİ, S. Development of Design Spectra For İzmir Using New Generation Attenuation Relatıonshıps, 2012.

EKLER

EK A


SONDAJ KUYU LOGU / BORING LOG
EGE TEMEL SONDAJCILIK SAN. VE TİC. LTD. ŞTİ.
Sayfa/Page 1
PMT-7
Proje Adı/Project Name: İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi 2. Aşama
Yeri / Location: Üçyol - F. Altay arası
İli / City: İZMİR
Kotu / Gr. Elevation z
Koordinatı x 35507382
Coordinate y 4249590
Derinliği / Depth 18,00 m
İşveren / Contractor: DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
Başlangıç Tarihi/Start Date: 06.06.2006
Bitiş Tarihi / Finish Date: 06.06.2004
Makina Tipi/Rig Type: Rotary
Sondör / Driller: Erkan GÜNGÖR
Logu Hazırlayan / Logged by: Jeo.Müh. Yılmaz ÇANKAYA
Santiye Müh./Site Eng. Jeo.Müh. Yılmaz ÇANKAYA
Yeraltı suyu ölçüm Ground water
Tarih / Date 06.06.2006
Derinliği/Depth 4,00 m
PRESİYOMETRE DENEYİ / PRESSUREMETER TEST
Elastisite Modulü Elasticity Modulus Ep (kg/cm²)
Limit Basınç Limit Pressure PL (kg/cm²)
Net Limit Basınç Net Limit Pressure PL* (kg/cm²)
Derinlik / Depth (m)
İlerleme/Drilling (m)
Muhafaza borusu/Casing
6m muhafaza borusu
68
148
332
326
996
1571
5,00
8,90
16,00
19,00
39,90
52,40
3,9
7,1
14,1
17,1
37,0
48,6
Standart Penetrasyon Deneyi Standard Penetration Test
Darbe sayısı No of blows
0 - 15 cm
15 - 30 cm
30 - 45 cm
N30
GRAFİK / GRAPHIC
Kaya Nitelikleri Rock Quality
RQD (%)
Jeolojik Kesit Geological Section
Tanımlama Description
SPT-1 1,50-1,53 m 50/3 50
SPT-2 3,00-3,06 m 50/6 50
SPT-3 4,50-4,95 m 8 11 10 21
SPT-4 6,00-6,45 m 8 15 17 32
SPT-5 7,50-7,55 m 50/5 50
SPT-6 9,00-9,08 m 50/8 50
47
49
33
52
98
29
43
35
21
29
19
30
BİTKİSEL TOPRAK (0,00-0,50 m)
ÇAKILLI KİLLİ KUM (0,50-1,50 m)
ÇAKILLI SİLTLİ KİL (siyahımsı kahvemsi) (1,50-2,00 m)
KUMTAŞI (kahverengimsi grimsi, parçalı) (2,00-3,50 m)
KILTAŞI (kahverengimsi sarımsı, kumtaşı çakıllı, tamamen ayrışmış) (3,50-11,90 m)
KUMTAŞI (grimsi kahvemsi, çakıl ve blok halinde alınmış) (11,90-13,50 m)
KILTAŞI (sarımsı tamamen ayrışmış) (13,50-14,50 m)
KUMTAŞI (kahverengimsi grimsi, çakıllar halinde) (14,50-15,50 m)
ÇAKILTAŞI (kahverengimsi, ayrışmış, aramadde kum, genelde yıkanmış) (15,50-17,50 m)
KİREÇTAŞI (çörtlü) (17,50-18,00 m)
Kuyu sonu:18,00 m

EK B


SONDAJ KUYU LOGU / BORING LOG
Sayfa/Page 1
EGE TEMEL SONDAJCILIK SAN. VE TİC. LTD. ŞTİ.
Proje Adı/Project Name: İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi 2. Aşama
Yeri / Location: Üçyol - F. Altay arası
İli / City: İZMİR
Kotu / Gr. Elevation: z
Koordinatı: x 35506194
Coordinate: y 4250044
Derinliği / Depth: 20,00 m
İşveren / Contractor: DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
Başlangıç Tarihi/Start Date: 03.06.2006
Bitiş Tarihi / Finish Date: 04.06.2006
Makina Tipi/Rig Type: Rotary
Sondör / Driller: Erkan GÜNGÖR
Logu Hazırlayan / Logged by: Jeo.Müh. Yılmaz ÇANKAYA
Santiye Müh./Site Eng.: Jeo.Müh. YILMAZ ÇANKAYA
PMT-5
Yeraltı suyu ölçüm / Ground water
Tarih / Date: 04.06.2006
Derinliği/Depth: 3,00 m
PRESİYOMETRE DENEYİ / PRESSUREMETER TEST
Elastisite Modulü Elasticity Modulus Ep (kg/cm²)
Limit Basınç Limit Pressure PL (kg/cm²)
Net Limit Basınç Net Limit Pressure PL* (kg/cm²)
Standart Penetrasyon Deneyi Standard Penetration Test
Darbe sayısı No of blows
0 - 15 cm
15 - 30 cm
30 - 45 cm
N30
GRAFİK / GRAPHIC
Kaya Nitelikleri Rock Quality
Karot yüzdesi/Core recovery(%)
RQD (%)
Jeolojik Kesit Geological Section
Tanımlama Description
Derinlik / Depth (m)
İlerleme/Drilling (m)
Kuyu çapı/Borehole diameter
Muhafaza borusu/Casing
6m muhafaza borusu
49
937
629
1694
1826
2212
3,90
31,50
31,00
56,50
60,90
73,70
3,0
29,4
27,9
53,5
57,9
71,7
SPT-1
3,00-3,05 m
50/5
SPT-2
4,50-4,95 m
8 10 11 21
BETON (0,00-0,50 m)
KİL (kahverengi, çakıllı kil) (0,50-3,00 m)
KUMTAŞI (grimsi, yeşilimsi, verev çatlaklı) (3,00-3,70 m)
KİLTAŞI (sarımsı kahvemsi, çakıllı, ayrışmış) (3,70-4,50 m)
ÇAKILTAŞI (ayrışmış, aramadde yıkanmış, farklı kökenli çakıllar dane boyu min:1 mx:4-5 cm) (4,5-5,5 m)
KİLTAŞI (yeşilimsi) (5,50-6,00 m)
KUMTAŞI (yeşilimsi) (6,00-7,00 m)
KİLTAŞI (yeşilimsi) (7,00-7,50 m)
KUMTAŞI (kahverengimsi yeşilimsi, parçalı, kırıklı) (7,50-9,00 m)
SİLİSLİ KUMTAŞI (grimsi mavimsi, verev çatlaklı, kırıklı) (9,00-12,00 m)
SİLİSLİ KUMTAŞI (parçalı) (12,00-20,00 m)

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Gülay UYSAL AKIN

Doğum Yeri ve Yılı : İzmir, 1984

Medeni Hali : Evli

Yabancı Dili **:** İngilizce

E-posta **:** gulayuysal84@hotmail.com

Eğitim Durumu

Lise : Selma Yiğit Alp Lisesi (AYDB), 1998

Lisans : Dumlupınar Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 2002

Yüksek Lisans : Celal Bayar Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, 2009

Mesleki Deneyim

İzmir Büyükşehir Belediyesi Yapı İşleri Dairesi Başkanlığı, 2006-.....(halen)