

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ŞEV GÜVENLİĞİNİN BELİRLENMESİNE YÖNELİK ZEMİN ETÜTLERİ,
ZEMİN MODELLEME VE DEPREMLİ DURUM ŞEV STABİLİTESİ
ANALİZLERİ İÇEREN BİR VAKA ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Candeniz DOLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2019

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ŞEV GÜVENLİĞİNİN BELİRLENMESİNE YÖNELİK ZEMİN ETÜTLERİ,
ZEMİN MODELLEME VE DEPREMLİ DURUM ŞEV STABİLİTESİ
ANALİZLERİ İÇEREN BİR VAKA ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Candeniz DOLU

(501161306)

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Hüseyin YILDIRIM

HAZİRAN 2019

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501161306 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Candemir DOLU, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “ŞEV GÜVENLİĞİNİN BELİRLENMESİNE YÖNELİK ZEMİN ETÜTLERİ, ZEMİN MODELLEME VE DEPREMLİ DURUM ŞEV STABİLİTESİ ANALİZLERİ İÇEREN BİR VAKA ANALİZİ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Hüseyin YILDIRIM**

İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Aykut ŞENOL**

İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Kubilay KELEŞOĞLU

İstanbul Üniversitesi

Teslim Tarihi : **2 Mayıs 2019**

Savunma Tarihi : **12 Haziran 2019**



ÖNSÖZ

Bu tez çalışması kapsamında, statik ve sismik şev stabilitesi değerlendirmeleri hakkında genel bilgiler derlenmiş, İstanbul Fatih ilçesinde 1960'lı yıllarda zemin iyileştirmeleri yapılarak inşa edilmiş bir yapıya ilişkin dokümanlar incelenmiş, sahanın güncel durumunun tespiti için arazi ve laboratuvar çalışmaları yapılarak sonuçta bir model oluşturularak statik ve sismik durumda inceleme alanının stabilite durumu irdelenmiştir. Analizler hem limit denge metotlarıyla hem de sonlu elemanlar yöntemleri kullanılarak statik ve sismik yükleme koşulları için gerçekleştirilmiştir. Elde edilen bulgular yorumlanmıştır.

Öncelikle, sunduğu değerli bilgiler ve yardımları için tez danışmanım Sayın Prof. Dr. YILDIRIM'a, tüm öğrenim hayatım boyunca olduğu gibi tez çalışmamda da her zaman yanımda olan ve desteklerini esirgemeyen aileme, her zaman yanımda olan eşime, tez çalışmamda çok önemli bir yere sahip olan verilerin kullanımına yönelik desteklerini esirgemeyen İstanbul Ticaret Odası yetkililerine, son olarak da tecrübeleri ve fiziki imkanları ile desteklerini asla esirgemeyen tüm Zemin Etüd ve Tasarım A.Ş. ailesine teşekkürlerimi sunarım.

Mayıs 2019

Candeniz Dolu

İnşaat Mühendisi



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER	vii
KISALTMALAR	ix
SEMBOLLER	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
ÖZET.....	xvii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
2. ŞEV STABİLİTESİ.....	3
2.1 Terminoloji.....	6
2.2 Sismik Şev Stabilitesi.....	7
2.3 Şev Yenilmesi Türleri	8
2.3.1 Düşmeler	8
2.3.2 Devrilmeler	9
2.3.3 Kaymalar	9
2.3.3.1 Rotasyonel kaymalar	10
2.3.3.2 Düz yanal kaymalar	10
2.3.3.3 Birleşik kaymalar	10
2.3.3.4 Karmaşık ve birleşik kaymalar	11
2.3.4 Yayılmalar.....	12
2.3.5 Akmalar.....	12
3. ŞEV STABİLİTESİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ	15
3.1 Limit Denge Yaklaşımı	16
3.1.1 Culmann yöntemi	19
3.1.2 Fellenius yöntemi (İsveç dilim yöntemi)	20
3.1.3 Basitleştirilmiş Bishop yöntemi	21
3.1.4 Janbu yöntemleri	22
3.1.5 Spencer yöntemi.....	23
3.1.6 Bishop-Morgenstern yöntemi.....	25
3.2 Gerilme-Birim Deformasyon Analizleri	26
3.3 Sismik Şev Stabilitesi Analizi.....	27
3.3.1 Ataletsel duraysızlık analizi	28
3.3.2 Zayıflatan duraysızlık analizleri.....	30
4. VAKA ANALİZİ-ESKİ İSTANBUL TİCARET ÜNİVERSİTESİ BİNASI PROJESİ.....	31
4.1 Proje Bilgileri	31
4.1.1 Proje alanında geçmişte yapılan zemin ıslah çalışmaları	31
4.1.1.1 Haliç tabanına anroşman dolgusu uygulaması.....	32
4.1.1.2 Kum-çakıl kolon uygulaması	33
4.2 Arazi Araştırmaları ve Deneyler	33

4.2.1 Proje alanında yapılan arazi ve laboratuvar çalışmaları.....	33
4.2.2 Sondaj kuyuları	34
4.2.3 Arazi deneyleri	35
4.2.3.1 SPT deneyleri	35
4.2.3.2 Presiyometre deneyleri	37
4.2.3.3 Jeofizik çalışmalar.....	39
4.3 Proje Alanının Depremselliğine İlişkin Bilgiler.....	50
4.4 Geoteknik Modelleme	53
4.4.1 Proje Sahasında Karşılaşılan Tabakalar	53
4.4.1.1 Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakaları	53
4.4.1.2 Kil tabakası.....	54
4.4.1.3 Güncel dolgu tabakası	54
4.4.1.4 Kıltaşı tabakası	55
4.4.2 Kayma mukavemeti açısı	55
4.4.3 Kohezyon değerleri	56
4.4.4 Dinamik analizlerde kullanılan diğer parametreler	57
4.4.4.1 Birim deformasyona bağlı kayma modülü ve sönüm eğileri	57
4.4.4.2 Rayleigh sönüm katsayıları	59
4.4.4.3 E_{50} , E_{oed} ve E_{ur} deformasyon modülü değerleri ve m (üs) değeri.....	60
4.4 Şev Stabilite Analizleri.....	62
4.4.1 Limit denge analizleri.....	62
4.4.1.1 Statik durumda limit denge yaklaşımı ile şev stabilite analizleri.....	63
4.4.1.2 Sismik yükleme durumu limit denge yaklaşımı ile şev stabilite analizleri	63
4.4.2 Sonlu elemanlar yöntemi ile analizler	64
4.4.2.1 Statik durumda sonlu elemanlar modeli üzerinde şev stabilite analizi.....	64
4.4.2.2 Sismik yükleme durumu sonlu elemanlar modeli üzerinde şev stabilite analizleri	65
4.4.3 Analiz sonuçlarının değerlendirilmesi	66
5. SONUÇLAR	69
KAYNAKLAR.....	73
EKLER.....	75
ÖZGEÇMİŞ.....	111

KISALTMALAR

ETS	: Eşit Tehlike Spektrumu
MASW	: Multichannel Analysis of Surface Waves
GF	: Güvenlik Faktörü
GPR	: Ground Penetration Radar
PGA	: Peak Ground Accelaration
REMİ	: Refraction Microtremor
SK	: Sondaj Kuyusu
SPT	: Standart Penetration Test
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
UD	: Undisturbed Sample
YASS	: Yeraltı Su Seviyesi

SEMBOLLER

F	: Güvenlik Faktörü
$\Sigma M_{yıkıcı}$: Yıkıcı Momentlerin Toplamı
ΣM_{tutucu}	: Tutucu Momentlerin Toplamı
$\Sigma F_{yıkıcı}$: Yıkıcı Kuvvetlerin Toplamı
ΣF_{tutucu}	: Tutucu Kuvvetlerin Toplamı
c'	: Efektif Kohezyon Değeri
c_g'	: Stabilite İçin Gerekli Efektif Kohezyon Değeri
Ø'	: Efektif Kayma Mukavemeti Açısı
Ø_g'	: Stabilite İçin Gerekli Efektif Kayma Mukavemeti Açısı
σ	: Normal Gerilme
u	: Boşluk Suyu Basıncı
γ	: Birim Hacim Ağırlık
H	: Şev Yüksekliği
H_k	: Yenilme Koşuluna Karşı Gelen Şev Yüksekliği
r_u	: Boşluk suyu basıncı oranı
E	: Elastisite Modülü
E_M	: Menard (Presiyometre) Modülü
E_d	: Dinamik Elastisite Modülü
E₅₀	: Sekant Modülü
E_{oed}	: İlk Yükleme İçin Tanjant Modülü
E_{ur}	: Boşaltma/Tekrar Yükleme Modülü
G	: Kayma Modülü
G₀	: Küçük Birim Deformasyon Kayma Modülü
P*_{lm}	: Net Limit Basınç Değeri
P_{lm}	: Limit Basınç Değeri
V_s	: Kayma dalgası hızı
V_{s30}	: 30 metrenin ortalama kayma dalgası hızı
α,β	: Rayleigh Sönüm Katsayıları



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Şev göçmeleri için Varnes tarafından önerilen mühendislik sınıflandırması (Varnes, 1978).....	8
Çizelge 3.1 : Deprem sonrasında hasar oluşan bazı barajlar ve pseudo-statik analiz güvenlik fakörleri (F) (Seed, 1979'dan alıntılan Kramer, 2003).	30
Çizelge 4.1 : Sondaj özet bilgileri	34
Çizelge 4.2 : Düzeltme faktörleri.....	36
Çizelge 4.3 : Reolojik Faktör Değerleri.....	37
Çizelge 4.4 : Presiyometre sonuçları özet tablosu	38
Çizelge 4.5 : Dinamik/elastik parametrelerin mühendislik anlamları.	41
Çizelge 4.6 : Vs Hızlarına Göre Kohezyonlu ise Kıvam Durumu.	41
Çizelge 4.7 : Vs Hızlarına Göre Kohezyonsuz ise Kıvam Durumu.	41
Çizelge 4.8 : Masw – 01 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.	42
Çizelge 4.9 : Masw – 02 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.	42
Çizelge 4.10 : Masw – 03 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.	42
Çizelge 4.11 : Masw – 04 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.	42
Çizelge 4.12 : Masw – 05 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.	43
Çizelge 4.13 : Masw – 06 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.	43
Çizelge 4.14 : Masw – 07 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.	43
Çizelge 4.15 : Masw – 08 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.	43
Çizelge 4.16 : Spektral büyütme göre mikro bölgeleme ölçütleri	44
Çizelge 4.17 : Eurocode 8'de V_{s30} 'a göre belirlenen zemin sınıflaması.	44
Çizelge 4.18 : Kayma dalgası hızı düzeltme faktörü metodoloji özeti.....	45
Çizelge 4.19 : Düzeltmiş V_{s30} değerleri özeti.....	45
Çizelge 4.20 : SK-1 V_p , V_s hızları ve dinamik zemin parametreleri	47
Çizelge 4.21 : SK-3 V_p , V_s hızları ve dinamik zemin parametreleri	48
Çizelge 4.22 : Farklı tekerrür aralıklı depremler için en yüksek yer ivmesi değerleri	51
Çizelge 4.23 : Deprem verileri.....	52
Çizelge 4.24 : D_r , γ_s , $(N_1)_{70}$, ϕ' ilişkisi (Bowles, 1996)	55
Çizelge 4.25 : Değişik zemin türlerinde α' faktörünün olası değerleri (Lunne vd., 1997'den alıntılan Erol, 2014)	57
Çizelge 4.26 : Hesap modeli zemin parametreleri.....	62
Çizelge 4.27 : Statik durum limit denge analizleri sonuçları	63
Çizelge 4.28 : Sismik yükleme durumu limit denge analizleri sonuçları	63
Çizelge 4.29 : Zaman tanım alanında deprem verileri ile gerçekleştirilen analizlerde hesaplanan bazı noktalardaki kalıcı yatay deplasmanlar	66



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : 1983 yılında gerçekleşen Utah, Thistle bölgesinde gerçekleşen ve nehir önünde baraj oluşturan heyelan (Coduto, 2006)	4
Şekil 2.2 : (a) Yungay (Peru) Kasabası'nın 1970 Peru depreminden önceki (a) ve sonraki (b) hali. Aynı palmiye ağaçları iki resimde de görülmektedir(Kramer, 2003).	5
Şekil 2.3 : Şevleri tanımlamada kullanılan terminoloji (Coduto, 2006).....	6
Şekil 2.4 : Türkiye Deprem Tehlike Haritası (TBDY, 2018).....	7
Şekil 2.5 : Düşme tipi yenilmeler (Das, 2006).	9
Şekil 2.6 : Devrilme tipi yenilmeler öncesi ve sonrası (Coduto, 2006).....	9
Şekil 2.7 : Rotasyonel Kayma (Coduto, 2006).....	10
Şekil 2.8 : Düz yanal kayma (Coduto, 2006).....	10
Şekil 2.9 : Bir kısım akma özellikleri de içeren karmaşık kayma (Coduto, 2006)....	11
Şekil 2.10 : La Conchita (Kaliforniya, ABD) Heyelanı, (Url-1).....	11
Şekil 2.11 : Yanal yayılma (Coduto, 2006).	12
Şekil 2.12 : Akma yenilmesi (Coduto, 2006).	12
Şekil 3.1 : Bir analizin güvenilirliğinin bağlı olduğu etkenler ve bunların yıllara göre değişimi (Lacasse, 2015, alıntıl原因 Tek, 2017).	16
Şekil 3.2 : En çok rastlanan yenilme yüzeyi geometrileri (Kramer, 2003).	18
Şekil 3.3 : Yenilme yüzeyinin dilimlere ayrılması ve dilim üzerindeki kuvvetler (Coduto, 2006).	18
Şekil 3.4 : Culmann yöntemi ile analiz (Das, 2006).....	19
Şekil 3.5 : İsveç dilim yöntemi prosedürü (Duncan & Wright, 2005).	20
Şekil 3.6 : Dilim yöntemlerindeki boyutlar (Duncan & Wright, 2005).	21
Şekil 3.7 : m_a değerinin diğer faktörlere bağlı değişimi (Arioğlu ve Tokgöz, 2005).22	
Şekil 3.8 : Janbu metodunda kabul edilen uzunluk ve derinlik kavramları ve f_0 faktörü (Arioğlu ve Tokgöz, 2005).....	23
Şekil 3.9 : Spencer stabilite abakları (Spencer, 1967, alıntıl原因 Arioğlu ve Tokgöz, 2005).	24
Şekil 3.10 : Bishop-Morgenstern yöntemi (McCarty, 1998).....	25
Şekil 3.11 : Gerilme deformasyon analizlerinde kademeli yenilmelerin gelişmesi (Kramer, 2003).....	26
Şekil 3.12 : Şev stabilitesi analizi için farklı yoğunluktaki sonlu elemanlar modelleri (Cheng and Lau, 2008).....	27
Şekil 3.13 : Pseudo-statik şev stabilite analizinde kayma yüzeyi ve etkiyen kuvvetler (Kramer, 2003).....	29
Şekil 4.1 : Denizaltı dolgusu plan ve kesiti (Peynircioğlu, H.).	32
Şekil 4.2 : Bina önü deniz altı topografyası.....	33
Şekil 4.3 : Düzeltilmiş SPT/ N_{60} ve SPT/ $(N_1)_{60}$ değerlerinin kot ile değişim grafikleri	36
Şekil 4.4 : Presiyometre deneyleri sonuçlarının kot ile değişim grafikleri.....	38

Şekil 4.5 : Yapı altında sığ kotlarda (0-50cm) yoğunluk haritası ve yapı bodrum kat planı.....	39
Şekil 4.6 : Yapı altında sığ kotlarda (-3.5m - -3.7m) yoğunluk haritası ve yapı bodrum kat planı.....	40
Şekil 4.7 : SK-1 Derinlik ile değişen poisson, yoğunluk ve hız modelleri.....	49
Şekil 4.8 : SK-3 Derinlik ile değişen poisson, yoğunluk ve hız modelleri.....	50
Şekil 4.9 : Deprem spektrumlarının karşılaştırılması (43 yıl TBDY DD-4).	51
Şekil 4.10 : Deprem spektrumlarının karşılaştırılması (72 yıl TBDY DD-3).	51
Şekil 4.11 : Deprem spektrumlarının karşılaştırılması (475 yıl TBDY DD-2).	52
Şekil 4.12 : Deprem spektrumlarının karşılaştırılması (2475 yıl TBDY DD-1).	52
Şekil 4.13 : Proje hesap kesiti.....	53
Şekil 4.14 : Dolgu 1, Dolgu 2 ve Kil tabakaları için elde edilen etüt verileri	54
Şekil 4.15 : \square'_{v0} , N_{60} , \square' ilişkisi (De Mello, 1971).....	55
Şekil 4.16 : Plastisite indisi kayma mukavemeti açısı ilişkisi (Gibson, 1953'den alıntılan Erol, 2014).....	56
Şekil 4.17 : Kayma modülü birim deformasyon ilişkisi	58
Şekil 4.18 : Sönüm oranı birim deformasyon ilişkisi	58
Şekil 4.19 : Hesaplamalarda kullanılan Rayleigh sönüm katsayılarının karşılığı	59
Şekil 4.20 : Dinamik ve statik rijitlik arasındaki ilişki (Alpan, 1970).....	60
Şekil 4.21 : Seçilen parametrelerin presiyometre verileri ile karşılaştırılması	61
Şekil 4.22 : Seçilen parametrelerin PS-Logging deneyi sonuçları ile karşılaştırılması	61
Şekil 4.23 : PLAXIS hesap kesiti	64
Şekil 4.24 : Sonlu elemanlar modeli üzerinde statik durumda en güvensiz kayma yüzeyi (F=1.672)	65
Şekil 4.25 : Sonlu elemanlar modeli üzerinde pseudo-statik analiz sonucu en güvensiz kayma yüzeyi (F=0.628)	65

**ŞEV GÜVENLİĞİNİN BELİRLENMESİNE YÖNELİK ZEMİN ETÜTLERİ,
ZEMİN MODELLEME VE DEPREMLİ DURUM ŞEV STABİLİTESİ
ANALİZLERİ İÇEREN BİR VAKA ANALİZİ**

ÖZET

Tarihe bakıldığında insanlık gerek ekonomik gerek sosyal yaşantılarını iyileştirme adına çevresini kendi amaçları doğrultusunda değiştirmiştir. 1900'lü yıllardan sonra insan nüfusunda yaşanan yüksek artışla beraber günümüzde milyonlarca insanın yaşadığı büyük şehirler kurulmuştur. Ayrıca bu şehirler zaman içerisinde gelişen imkânlar ile sürekli bir değişim ve gelişim içerisinde dirler. İstanbul Türkiye'nin tarih, ekonomi, nüfus vs. açısından en önemli şehridir. Bunun yanında konumu itibariyle yüksek deprem riski olan bir bölgede yer almaktadır. Deprem mühendisliği, son 50 yıl içerisinde çok önemli gelişmelerin olduğu bir alandır. Teknolojinin kazandırdığı imkânlar ile geçmişte inşa edilen yapıların güncel durumlarının tespiti ve yeni bulgular doğrultusunda değerlendirilmesi bir ihtiyaçtır. Bu çalışma kapsamında şev stabilitesi ve değerlendirilmesi konusunda bir araştırma yapılmış ve literatürde kabul gören analiz yöntemleri hakkında bilgi verilmiştir. Sonrasında ise İstanbul Eminönü semtinde, Haliç kıyısında dolma zeminler üzerine zemin iyileştirmeleri yapılarak inşa edilen bir yapıya yönelik incelemeler yapılmıştır. Bu incelemelerde zemin etütleri yapılmış ve eski dokümanlar incelenerek saha zemini modeli oluşturulmuş, limit denge ve sonlu elemanlar yöntemleri kullanılarak statik ve sismik durumda stabilite analizleri yapılmış, elde edilen bulgular yorumlanmıştır.



**A CASE STUDY INCLUDING SOIL INVESTIGATION, GEOTECHNICAL
MODELLING AND SEISMIC SLOPE STABILITY ANALYSES FOR
DETERMINATION OF THE SAFETY OF A SLOPE**

SUMMARY

Humanity has changed the environment for its own purposes in order to improve its economic and social lives throughout the history. After 1900s, big cities where millions of people live have built with high increase in human population. Additionally, the cities are continuously evolving and growing by means of developments in potential. İstanbul is the most important city of Turkey in terms of history, economy, population etc. Besides, İstanbul is located high-risk earthquake zone. Earthquake engineering is a discipline that has many important findings in last 50 years. Utilizing the technology is a requirement for the determination of status of old applications and the evaluation on the existing structures. In the scope of this study, a research on slope stability and its evaluation topics is made and accepted methods on analysis in the literature are conveyed. Afterwards, investigations are executed for a building that has been constructed on improved fill units at the coastal line of Golden Horn, Eminönü, İstanbul. In the scope of these investigations, geotechnical soil model is created as using the results of performed soil investigations and reviewed old documents. Stability analyzes are performed as using limit equilibrium and finite element methods for both static and seismic cases and interpreted results are presented.

In the first part of this study, it is discussed why slope stability is a need for our lives. Determination of the current situation and developments in the field are conveyed. It is mentioned how utilizing the computing technology in engineering calculations and increasing investigation alternatives provide unprecedented advantages to professionals.

In the second part, a literature research study about slope stability is conveyed. At the beginning of this part, concept of slope stability is explained. It is showed that the cost of the slope failures in our lives with true stories. Disasters which are caused by slope stability problems and great losses are mentioned. The effects which causes slope problems are discussed. Relationship between slope stability problems and earthquakes is discussed and developments in the field of earthquake engineering in Turkey are conveyed. Then, mentioned that the studies on the classification of slope failure types such as sliding, lateral spreading, falling etc. After an explanation of general approach, slope failure types are explained in detail one by one.

In the third part of the study, evaluations to determinate the stability condition of slopes are mentioned. What the stability of a slope depends on are discussed. Circumstantial evidences of a slope failure are mentioned such as tension cracks, tilted trees and piles etc. Observation techniques and alternatives are discussed. Those techniques are wide variety and multidisciplinary. Instrumentation and

monitoring methods are quite advanced and useful for observation of a slope nowadays. Additionally, utilizing the photogrammetric methods and geophysical methods are mentioned as useful for this purpose. After the observation part, in-situ and laboratory testing for slope stability evaluations are touched upon. Following the data collection part, approaches for the numerical analysis of the slope stability problems are explained under two main parts limit equilibrium analyses and stress-deformation analyses.

At the beginning of the limit equilibrium analyses, concept of factor of safety is explained and different approaches to obtain factor of safety are conveyed. Assumptions and the limits of the method are talked over. Several methods, which are proposed by important engineers and researchers, to calculate the factor of safety of a slope are also conveyed under this section.

After the section of limit equilibrium analyses, section of the stress-deformation analyses was started. In the first part of this section, fundamentals of the concept are conveyed. Advantages and disadvantages of the stress-deformation analyses over limit equilibrium analyses are discussed. Because of the widespread usage of finite element method in stress-deformation analyses, finite element method is touched upon in this section.

Following explanation of the analysis fundamentals, getting more specific, seismic slope stability analyses are mentioned. In the beginning, reasons of the earthquake induced slope failures are discussed. It is mentioned that seismic slope failures can be examined under two main concept. One of them is inertia forces induced failure, and other one is failure due to reduction in strength under cyclic loading condition. Those approaches are explained under this section of the thesis.

In the fourth part, a case study, that consists of a desk study on old articles, geotechnical soil investigations, seismicity of the study area, geotechnical modelling of a slope, numerical analyses, is conveyed.

Desk study was about an article which was written by Hamdi Peynircioğlu. In the article, soil improvement works, that were performed during and after the construction of the building in the study area, are mentioned.

Afterward, performed soil investigation works are conveyed. In the scope of the soil investigations, ten boreholes are drilled (four of them on the Golden Horn and six of them on land). Standard penetration tests, pressuremeter tests are performed in the boreholes. Under the scope of the laboratory tests, various soil mechanics experiments are performed. Additionally, three different geophysical measurement method (ground penetration radar, MASW, PS-logging) are applied. As using the soil investigation data, a consistent geotechnical model of the study area is created.

In the final part of the case study, numerical analyses are performed as using the created geotechnical model of the slope. In order to conduct analyses, several limit equilibrium methods and finite element method are used in both seismic and static cases. Fellenius Method, Simplified Bishop Method, Janbu Method, Spencer Method are used for the limit equilibrium analyses in SLIDE software. PLAXIS 2D software is used for the finite element method based analyses.

As a result of the analyses, it is determined that there is no slope problem in static case. On the other hand, both limit equilibrium analyses and finite element analyses showed that there would be a slope stability problem in the case of earthquake. In the seismic case, factor of safety were approximately 0.5 in limit equilibrium analyses,

and the deformations on the slope surface are calculated between 1.69m and 3.29m in finite element analyses.

In this thesis, it is tried to be created numerical soil models consistent with each others as using data coming from many different sources. And those models are analyzed. As a result of the analyses, it is seen that could be possible to occur serious deformations at the study area in case of earthquake.





1. GİRİŞ

İnsanoğlunun geçmişten günümüze kurulmuş olan ve yeni kurulacak olan yerleşim alanlarında her zaman yaşadığı bölgeyi değiştirdiği görülmüştür. Yaşam için seçilen yerler çoğu zaman bir konuda insanlığa avantaj sağladığı için seçilmiştir. Geçmişte bu avantajlar barınma, korunma, verimli araziler, su kaynaklarına yakınlık gibi çeşitli temel ihtiyaçlar olurken, günümüzde genellikle avantajların ve zarar risklerinin değerlendirilmesi sonucunda, yatırımın fayda düzeyi ana etmendir. Günümüzün büyük alanlara yayılmış metropollerinde yapılaşmaya doğal olarak elverişli olmayan zeminler bulunmaktadır. Fakat kullanımı mecburi olan ya da ekonomik olarak yüksek fayda sağlayan bu bölgelerde zemine ilişkin problemlerin giderilmesi bir ihtiyaçtır.

İnsan eliyle oluşturulmuş ya da doğal yollarla oluşmuş şevlerin stabilite problemleri de insanlığın önüne aşılması gereken büyük problemler çıkarmaktadır. Daha önceleri şev stabilitesi problemi olmayan bölgelerde insanların müdahalesiyle stabilite sorunları oluşabileceği gibi rüzgar, yağmur, deprem gibi doğa olayları sonucunda da şev stabilitesi problemi oluşabilir. Türkiye’de ve dünyada kütle hareketleri kaynaklı kayıplar oldukça önem arz etmektedir. Bir kayma bölgesi direkt ve dolaylı yollarla binlerce insanın hayatını etkilemektedir.

Son yıllarda zemin etüdü ve laboratuvar imkanlarının artması zemin parametrelerinin belirlenmesinde geoteknik mühendislerine yeni alternatifler sunmaktadır. Bununla birlikte, gelişen bilgisayar teknolojisinin karmaşık nümerik modellerin çözümünde kullanılması da hem olağan durumun tespiti hem de önlem yapıları tasarımında farklı parametrelerle hassaslık analizleri gibi kolaylıklar getirmektedir.

Bu tez çalışmasında öncelikli olarak şev stabilitesi ve depremin şev stabilitesi ile ilişkisi ele alınmış ve ardından analiz yöntemleri hakkında bilgi verilmiştir. Sonrasında İstanbul Fatih ilçesinde Haliç kıyısında 60’lı yıllarda dolma zeminler üzerine zemin iyileştirmeleri yapılarak inşa edilen bir yapıya yönelik güncel durum tespiti için yapılan çeşitli zemin araştırmaları sonucunda inceleme alanının geoteknik

modeli oluşturulmuş ve şev stabilitesi analizleri farklı yaklaşımlar ile yapılmıştır. Elde edilen bulgular yorumlanmıştır.



2. ŞEV STABİLİTESİ

Geoteknik mühendisliğinde zemin ya da kaya yüzeylerinin oluşturdukları geometrik şekiller şev olarak adlandırılmaktadır. Söz konusu şevlerin stabilite durumu geoteknik mühendisliğinin başlıca konularından birisidir. Şevlerin stabilitesini etkileyen bir çok etken vardır. Eksiksiz bir stabilite analizi için, söz konusu etkenlerin hepsi dikkate alınmalıdır. Şevlerin stabilitesi üzerinde, jeoloji, topografya, geometri, hidroloji ve malzeme gibi etkenlerin tamamının etkisi vardır (Kramer, 2003). Ayrıca kalıcı şevlerin stabilitelerinin değerlendirilmesinde doğal afetler de göz önüne alınmalıdır.

Heyelanlar sürekli devam eden yeryüzü evriminin bir parçası olarak küresel bir yaygınlıkta belirli bir prensip içinde meydana gelmektedir. Ülkemiz coğrafi konumu ve yapısı nedeniyle engebeli bir topografyaya sahiptir ve yapılmakta olan bayındırlık uygulamaları geniş zemin ve kaya kazı/dolgu çalışmaları yapılmasını gerektirmektedir. Bu çalışmalar sırasında oluşturulan geçici veya kalıcı şevlerin açılarının belirlenmesi ekonomik açıdan oldukça büyük önem arz etmektedir. Diğer yandan, heyelanların büyük çoğunluğu doğal yamaçlarda gelişmektedir (Kramer, 2003).

Şev hareketleri Japonya'da yılda 4 milyar dolar hasara sebebiyet vermektedir (Schuster, 1996). Bir diğer örnek, Hamilton Country şev duraysızlığı nedeniyle yılda 12.4 milyon dolar zarar görmektedir (Coduto, 2006). Ülkemizde doğal afet kaynaklı zararların her yıl gayri safi milli hasılanın % 1-3'ü mertebesinde olduğu tahmin edilmektedir (Özmen ve diğ., 2005). Çoğu şev yenilmeleri sadece mal kaybına sebep olmasına rağmen, bazıları da can kayıplarına sebep olmaktadır. ABD'de şev göçmelerinin sebep olduğu yılda yaklaşık 25-50; Kanada'da yaklaşık 5 ölüm meydana gelmektedir (Coduto, 2006). Kayıtlardaki en kötü olaylardan biri 1786 Çin'in Sichuan ilinde gerçekleşen, Thistle (Şekil 2.1) heyelanına benzer heyelandır. Kayıtlara göre bu heyelanda kayma etkisiyle bir baraj oluşmuş ve nehir kısa sürede barajın üzerinden aşarak 100,000 insanın boğulmasına sebebiyet vermiştir (Coduto, 2006). Çin'in aynı bölgesinde 2008 yılında meydana gelen deprem sonrasında da

benzer bir afetle yüz yüze gelinmiş lakin bu sefer felaketi önlemek adına gerekli önlemler alınabilmiştir. Söz konusu iki büyük karayolu yanında Denver-Rio Grande Batı Demiryolu hattınının zararı 200 milyon dolar olarak hesaplanmaktadır. Thistle heyelanında da kayma sonucu bir baraj oluşmuştur. Bu heyalan da bir dere yatağını kapatmış ve kanyonda yeni bir göl oluşturmuştur. Çin de gerçekleşen felakete benzer olarak bu gölün, gövdenin üzerinden taşması beklenmesi ve seti aşındırıp, bir sel felaketine zemin hazırlayacağı göz önünde bulundurularak, göl önce pompalar, sonrasında kalıcı bir tünel ile drene edilmiştir (Coduto, 2006).



Şekil 2.1 : 1983 yılında gerçekleşen Utah, Thistle bölgesinde gerçekleşen ve nehir önünde baraj oluşturan heyelan (Coduto, 2006)

Büyük depremler sırasında çoğu zaman şev stabilitesi problemleri de oluşur. Bu tür heyelanların çoğunluğu nispeten küçük olsa da, depremler kaynaklı büyük heyelanlar da meydana gelebilmektedir. Talihsiz bir durum olarak nitelendirebileceğimiz çok sayıdaki deprem esnasında oluşan heyelanlar yerleşim yerlerinin tamamen toprak altında kalmasına neden olmuştur. Örneğin, 1970 yılında Peru'nun Yungay Kasabası'nda meydana gelen depremde 50 milyon metreküp civarında malzeme içeren hareket yaklaşık 8000 kilometre karelik alanı kaplamıştır (Şekil 2.2). Birçok deprem esnasında oluşan heyelanlar kaynaklı hasarlar sismik tehlikelerin neden olduğu diğer hasarların toplamından daha fazla olmuştur. Örneğin, 1964 yılında gerçekleşen Alaska depreminde oluşan zararın %56'sının deprem kaynaklı heyelanlar tarafından ortaya çıktığı rapor edilmiştir. Kobayashi (1981) Japonya'da

1964 ile 1980 seneleri arasında kayda alınan büyük depremler ($M > 6.9$) esnasında can kayıplarının çoğunun heyelanlar kaynaklı olduğunu belirtmiştir (Kramer, 2003).



(a)



(b)

Şekil 2.2 : (a) Yungay (Peru) Kasabası'nın 1970 Peru depreminden önceki (a) ve sonraki (b) hali. Aynı palmiye ağaçları iki resimde de görülmektedir(Kramer, 2003).

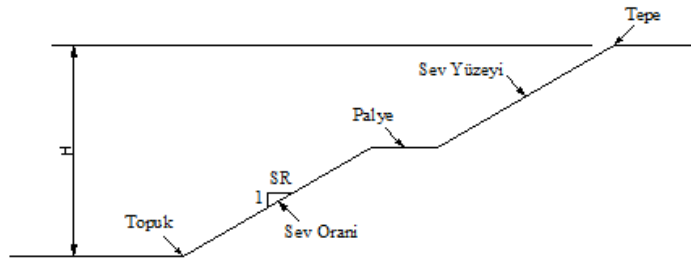
Bazı projelerde inşaat mühendisliği yapılarının stabilite yönünden hassas olan şevlere yakın yerlere, hatta bu şevlerde stabilite problemi yaratacak biçimde şevin tepe kısmına inşa edilmeleri gerekebilir. Bu gibi projelerde, yıkıcı hasarları değerlendirmek ve önlemek adına, şevin geoteknik açıdan incelenmesi, analiz edilmesi ve gerekmesi durumunda iyileştirilmesi gerekmektedir (Coduto, 2006).

2.1 Terminoloji

Mühendislik uygulamaları sonucu oluşturulan şevler “kazı şevi veya dolgu şevi” olarak adlandırılırken, doğal yollarla şekillenen şevler “doğal şev” olarak isimlendirilir. Önalp ve Arel (2004) doğal yollarla şekillenen şevler için “yamaç” terimini tercih etmiştir. Bu yamaçların hareketlerini tanımlamak için “heyelan”, şev hareketleri için “kayma”, “göçme” veya “gelme” terimleri kullanılmaktadır.

Coduto (2006), inşaat mühendislerinin şevleri tanımlarken kullandıkları terimleri aşağıdaki gibi listelemiştir. Bu terimler Şekil 2.3’te görsel olarak verilmiştir:

- “Yarma şevler” kazı ile ortaya çıkan şevlerdir. Öncesinde gömülü olan zemin ortaya çıkar.
- “Dolgu şevleri” dolgular yerleştirilirken oluşan şevlerdir.
- “Yamaçlar” doğal yollarla şekillenmiş şevlerdir.
- “Şev oranı” şevin yüzey eğimini tanımlamak için kullanılır ve her zaman yatay/düşey olarak ifade edilir.
- “Şevin tepesi” ve “şevin topuğu” şev üzerinde düz yüzeyi kesen noktalardır.
- “Şev yüzeyi” şev tepesi ve şev topuğu arasındaki eğimi zemin yüzeyidir.
- “Şev yüksekliği” şev topuğu ve tepesi arasındaki seviye farkıdır.
- “Palye” şevler arasında oluşturulan, dar ve düzlük bölgelerdir.

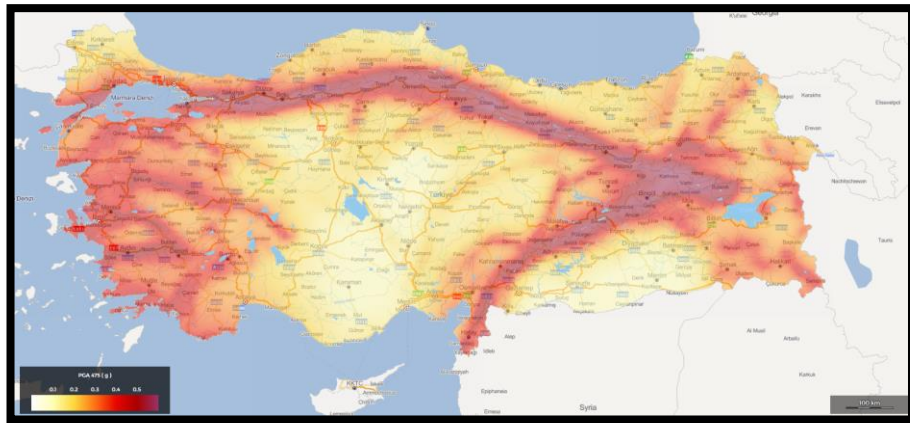


Şekil 2.3 : Şevleri tanımlamada kullanılan terminoloji (Coduto, 2006).

2.2 Sismik Şev Stabilitesi

Şev stabilitesini etkileyen birçok faktör söz konusudur. Bu faktörlerden deprem, bilinmezlikleri ve yıkıcılığı sebebiyle en çok üzerinde durulan konulardan biri olmuştur. Bu sebeple sismik şev stabilitesi, geoteknik deprem mühendisliğinin en önemli uğraşlarından birini oluşturmaktadır. Deprem araştırmaları yüzyıllar öncesinde başlamıştır. İnsanların tarih boyunca tuttuğu kayıtlara bakıldığında 3000 yıl öncesine kadar deprem kayıtları bulunmaktadır. Bununla beraber deprem mühendisliği, çok yeni bir disiplin olup, bu alandaki gelişmelerin çoğu geçtiğimiz 50-60 yıl içerisinde olmuştur. Depremlerin oluşmasını önlemek ne yazık ki mümkün değildir lakin, deprem sarsıntısının etkilerini hafifletmek mümkündür. Geoteknik deprem mühendisliği pratiğinde geotekniğin ilgi alanına giren konularda sismik tehlikelerin teşhisi ve hafifletilmesi ele alınmaktadır (Kramer, 2003).

Heyelanlara verilen örneklere bakıldığında yıkıcılığı yüksek olan heyelanların birçoğunun deprem kaynaklı olduğu görülmektedir. Ülkemizde her sene büyüklüğü 5.5-6.0 arasında 2 deprem beklenmektedir. Büyüklüğü 6.0-7.0 arasında olan depremlerin tekrarlanma periyodu ise 3-7 yıldır. Ülkemizde 7.0 ve üzeri büyüklükteki depremler 7-10 yıl arasında bir gözlenmektedir. Bu istatistiki veriler topraklarımızın deprem riski yüksek bir bölgede yer aldığını ortaya koymaktadır (Arioğlu, 2005). Ülkemizde son yıllarda depreme dayanıklı yapı imalatı konusunda oldukça fazla gelişme olmuştur. Bunlardan en güncel ve büyük olanlardan biri uzun zamandır hazırlıkları süren Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinin 2018 (Şekil 2.4) yılında taslak halinde yayınlanması ve 1 Ocak 2019 tarihinden itibaren yürürlüğe girmesidir.



Şekil 2.4 : Türkiye Deprem Tehlike Haritası (TBDY, 2018).

2.3 Şev Yenilmesi Türleri

Şev yenilmeleri birçok farklı türde olabilir. Çizelge 2.1 içerisinde verilen abağa göre şev yenilmeleri *düşme*, *devrilme*, *kayma*, *yayılma* ve *akma* olmak üzere beş kategoride gözlenmektedir. Söz konusu yenilme çeşitlerinin adlandırılmasında kütle hareketinin geometrik şekli, kayan kütlelerin muhteva ettiği zemin ya da kaya türlerine de bakılmaktadır. Diğer yandan yenilmenin oluştuğu malzeme tipini belirtmek amacıyla bahse konu beş yenilme türünün önüne anakaya ise kaya, kütlelerin baskın birimleri iri daneli zeminler ise moloz ve kütlelerin baskın birimleri ince daneli zeminler ise toprak terimleri gelmektedir (Varnes, 1978).

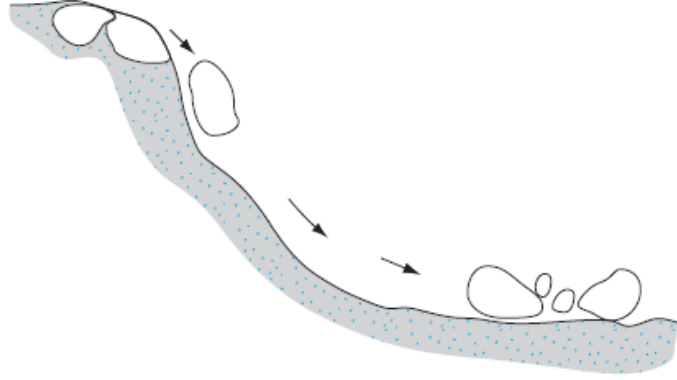
Çizelge 2.1 : Şev göçmeleri için Varnes tarafından önerilen mühendislik sınıflandırması (Varnes, 1978).

Duraysızlık Türü	Malzemenin Türü		
	İnce Daneli	İri daneli	Ana Kaya
Düşme	Zemin düşmesi	Moloz düşmesi	Kaya düşmesi
Devrilme	Zemin devrilmesi	Moloz devrilmesi	Kaya devrilmesi
Dönel Kayma	Zeminde dairesel kayma	Molozda dairesel kayma	Kayada dairesel kayma
Ötelenmeli kayma	Zeminde blok türü ötelenme, Zemin Kayması	Molozda blok türü ötelenme, Moloz kayması	Kayada blok türü ötelenme, Kaya ötelenmesi
Yanal yayılma	Zemin yayılması	Moloz yayılması	Kaya yayılması
Akma	Zemin akması (Zeminde krip)	Moloz akması	Kaya akması (Derin krip)
Karmaşık kaymalar	Yukarıda belirtilen duraysızlık türlerinden ikisinin veya birkaçının birleşmesiyle gelişen duraysızlıklar		

2.3.1 Düşmeler

Düşmeler bir yamaçtan aşağıya doğru düşen, yol boyunca sıçrayan, yuvarlanan ve hatta havada savrulan kaya veya zemin parçalarından oluşan şev yenilmeleridir (Coduto, 2006). Bu tür yenilmeler genellikle dik bir şevden kopmalar şeklinde ayrılan kaya parçalarının yer çekimi etkisiyle düşmesi ile gerçekleşirler. Bu tür yenilmeler genellikle çok hızla gerçekleşirler. Düşmelerde tetkleyici etkenler su

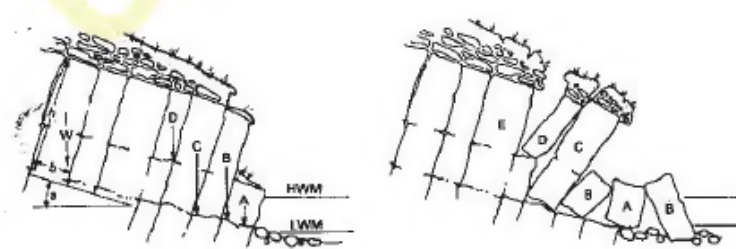
basıncı, ağaç kökleri, erozyon, buzlanma ve deprem olarak özetlenebilir. Şekil 2.5 içerisinde düşme tipi yenilmelere örnek bir kesit verilmektedir.



Şekil 2.5 : Düşme tipi yenilmeler (Das, 2006).

2.3.2 Devrilmeler

Devrilme, bir kaya veya sert kil kütlesi ile başlayarak düşey ya da düşeye yakın bir ekleme veya çatlaktan dönerek uzaklaşması hariç bir önceki bölümde anlatılan düşmeye benzer. Özellikle şist ve sleytte önemli olmakla birlikte, diğer tür kayalarda da oluşabilirler (Coduto, 2006). Şev eğimine dik ve devamlılığı yüksek süreksizliklerin neden olduğu, kolonlara benzer parçaların bir dönme noktası üzerinde domino etkisiyle devrilmesi şeklinde meydana gelen bir duraysızlık türüdür (Şekil 2.6).



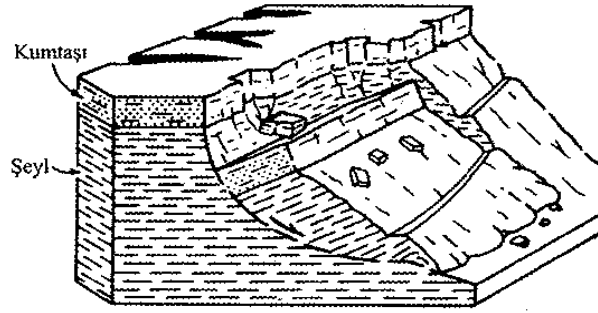
Şekil 2.6 : Devrilme tipi yenilmeler öncesi ve sonrası (Coduto, 2006).

2.3.3 Kaymalar

Birçok insan gördüğü herhangi bir şev yenilmesini tanımlamak için kayma ve heyelan terimlerini kullansada, Varnes sistemi bu terimleri yalnızca iyi belirlenmiş kayma yüzeylerince aşağı doğru hareket eden bir veya daha fazla bloğu içeren kütle hareketlerini tanımlamak için kullanmıştır (Coduto, 2006). Kaymalar aşağıda açıklandığı gibi geometrileri ile tanımlanabilirler:

2.3.3.1 Rotasyonel kaymalar

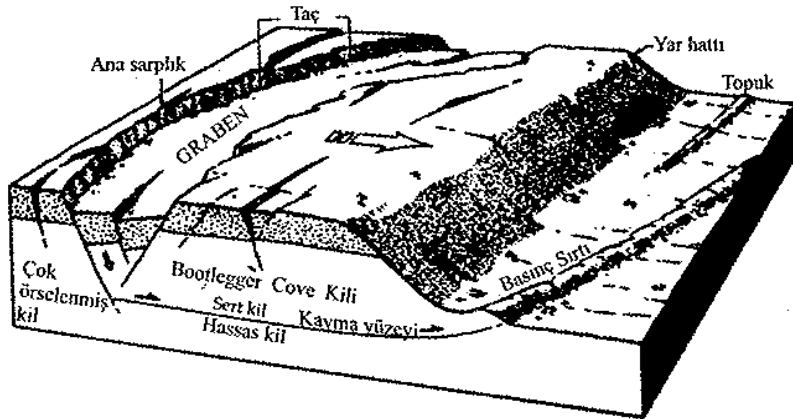
Bu tür kaymalar bir iç bükey eğri kayma yüzeyi boyunca hareket eder. Bu tür kaymalar genellikle homojen zeminlerde ve dolgularda oluşurlar. Şekil 2.7 içerisinde rotasyonel kayma için bir örnek görsel verilmektedir (Coduto, 2006).



Şekil 2.7 : Rotasyonel Kayma (Coduto, 2006).

2.3.3.2 Düz yanal kaymalar

Bu tür kaymalar, Şekil 2.8 içerisinde görüldüğü gibi daha düzlemsel kayma yüzeyleri boyunca hareket ederler. Bunlar genellikle zayıf tabakalanma düzlemlerini yansıtırlar. Hareket eden kütlelerin kalınlıklarının uzunluklarına oranı çoğu zaman 0.1 değerinden daha küçüktür (Coduto, 2006).



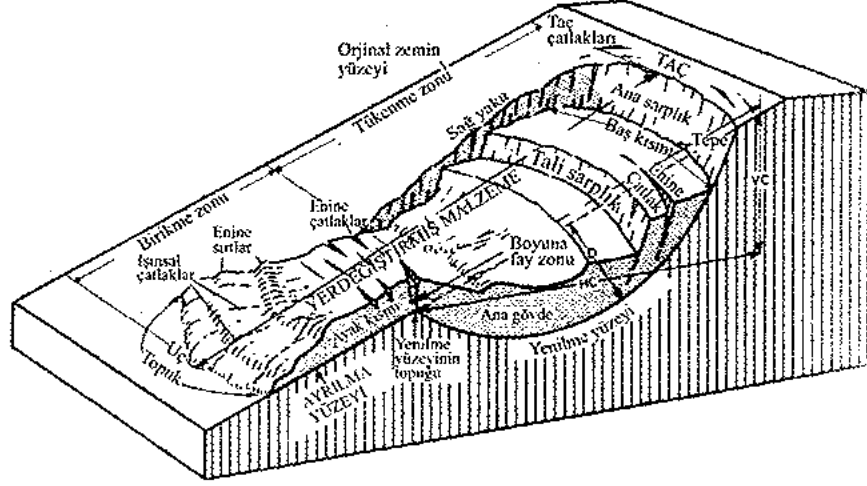
Şekil 2.8 : Düz yanal kayma (Coduto, 2006).

2.3.3.3 Birleşik kaymalar

Birleşik kaymalar, düz yanal kayma ve rotasyonel kayma arasında bir biçime sahiptir (Coduto, 2006).

2.3.3.4 Karmaşık ve birleşik kaymalar

Karmaşık ve birleşik kaymalar ise hem rotasyonel ve düz yanal kaymayı hem de akmalar gibi diğer yenilme türlerini içeren birleşik bir kayma çeşididir. Şekil 2.9'da bu tip bir kayma için örnek bir kesit verilmektedir(Coduto, 2006).



Şekil 2.9 : Bir kısım akma özellikleri de içeren karmaşık kayma (Coduto, 2006).

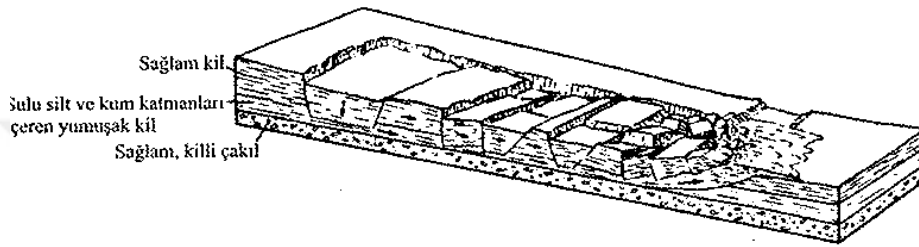
Şekil 2.10 içerisinde görüldüğü gibi yerleşim alanlarına yakın gerçekleşen kaymalar sosyal ve ekonomik açıdan büyük hasarlara yol açabilmektedir.



Şekil 2.10 : La Conchita (Kaliforniya, ABD) Heyelanı, (Url-1)

2.3.4 Yayılmalar

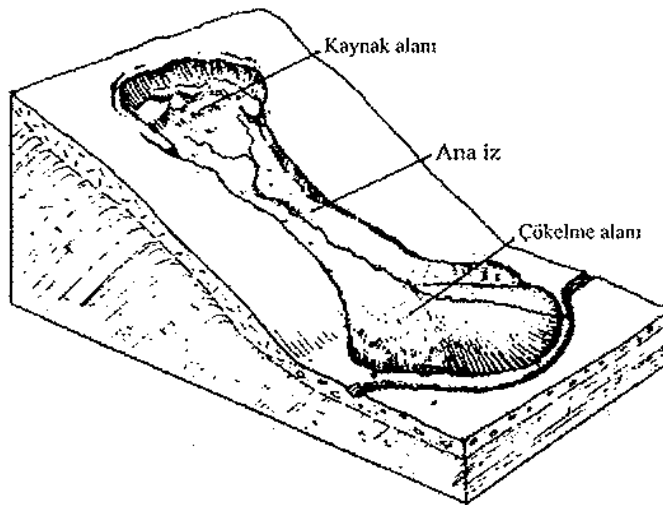
Yayılmalar veya bir başka deyişle yanal yayılmalara örnek bir görsel Şekil 2.11 içerisinde verilmektedir. Bu yenilme türünde blokların ayrılıp birbirinden bağımsız hareket etmeleri hariç, düz yanal kaymaya benzer bir hareket vardır (Coduto, 2006). Çoğu zaman hafif eğimli arazilerde gözlenirler. Yanal yayılmalar zayıf bir zemin tabakası boyunca kütle hareketini temsil eder. Bu yenilme türü suya doygun kum tabakalarında bir bölge deprem anında sıvılaştığında meydana gelebilir. Hassas killerde de gözlenirler.



Şekil 2.11 : Yanal yayılma (Coduto, 2006).

2.3.5 Akmalar

Akmalar viskoz sıvıya benzer şekilde şev düzlemi boyunca gerçekleşen toprak hareketleridir ve kaymalardan farklıdır (Coduto, 2006). Şekil 2.12 içerisinde görüldüğü gibi zeminin malzemesinin harekete geçerek topuk bölgesinde birikmesi şeklinde gözlenir. Kayma yüzeyi boyunca harekete geçen belirli bloklar gözlenmez. Akma bittiğinde Şekil 2.12 içerisindeki gibi belirgin bir şekilde sıvılaşmış görüntüsü verir (Coduto, 2006).



Şekil 2.12 : Akma yenilmesi (Coduto, 2006).

Akmalar genellikle sıvılaşan zemin ile birlikte ağaç ve kaya parçaları gibi farklı maddeler de içerirler. Hareket eden çamura dayanabilen binalar veya arabalar gibi diğer nesnelere genellikle akmaların içerdiği diğer maddeler sebebiyle yıkılırlar.

Akmalar genellikle mukavemet yönünden büyük azalmalara neden olduğu için, çoğu zaman büyük deformasyonlarla sonuçlanırlar (Kramer, 2003). Şev duraysızlıkları biçimlerinden en yıkıcı ve tehlikeli olan akmalar uzun mesafeler katedebilirler. 1970 yılında Peru’da bir depremin tetiklemesi ile oluşun akma, bir çığ ile başlayıp 8.2×10^6 kg ağırlığında bir kaya parçasını dahi hareketine dahil ederek tahmini 270km/sa hıza ulaşmıştır. Söz konusu felakette 18,000 insan yaşamını yitirmiş, Yungay şehri kısa süre içerisinde toprak altında kalmıştır (Coduto, 2006).





3. ŞEV STABİLİTESİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

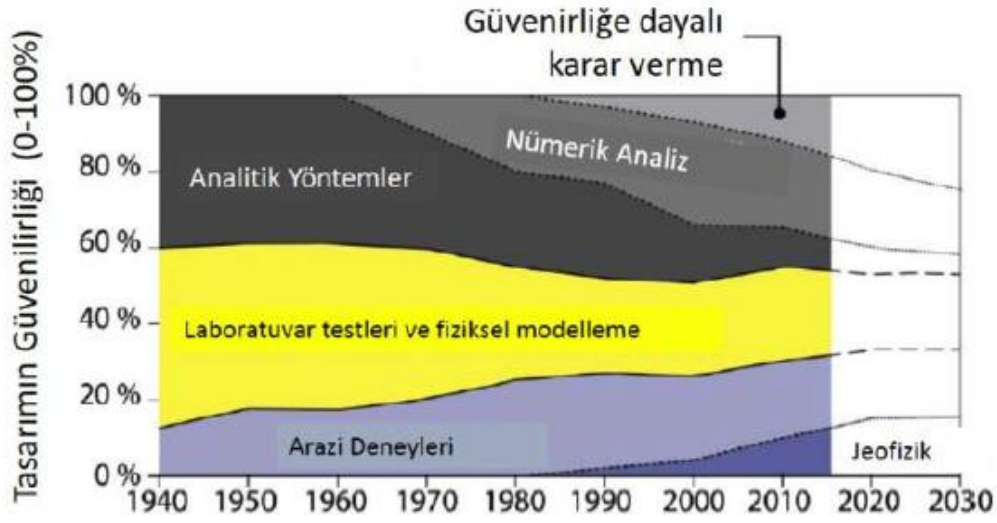
Bir önceki bölümde anlatıldığı üzere şev stabilitesi birçok faktörden etkilenir. Bu nedenle şev stabilitesinin değerlendirilmesinde mümkün olduğunca bu faktörlerin güncel durumunu belirlemek azami öneme sahiptir. Arazi araştırmaları sırasında, güncel ya da potansiyel şev duraysızlığı ile ilgili sahanın değişik özelliklerinin dikkatlice değerlendirilmesi ve haritalanması söz konusudur. Çekme çatlakları, aynalar, kabarmalar, çatlamaş temeller duvarlar ve kaldırımlar, düşeyden sapmış ağaçlar ve kazıklar şev duraysızlığın emarelerinden bazılarıdır. Dereler, su birikintileri, sızmalar ve nemli alanların lokasyonları ile birlikte farklı bitki örtüsüne sahip alanları genellikle şev duraysızlığı nedeniyle yönü değiştirilmiş su akışı ile alakadar bilgiler sağlayabilir (Kramer, 2003).

Zaman yönünden bir engel olmadığı durumlarda şev hareketlerini izlemek mümkündür. Çok basit düzeyde düşünmek gerekirse heyelan bölgesinde direkler ve kazıklar imal ederek heyelanların şiddeti ve yönü belirlenebilir. Ayrıca şev hareketlerinin gözlenmesinde fotogrametrik yöntemler de kullanılabilir. Günümüzde teknoloji ile paralel olarak aletsel gözlem ekipmanları ve jeofizik yöntemlerin de gelişmesiyle şev duraysızlığı gözlemleri daha hassas bir şekilde yapılabilmektedir. Teknolojinin söz konusu gözlemlere bir başka katkısına örnek olarak insansız hava araçları ile birlikte fotogrametrik yöntemler kullanılarak farklı zamanlarda üç boyutlu görüntülemeler yapılarak şev hareketlerinin gözlenmesi verilebilir. İnklinometreler, ekstansometreler, tiltmetreler ve piezometreler gibi enstrumanlar şev duraylılığı gözlemlerde oldukça kullanışlı aletsel gözlem ekipmanlarıdır. Ayrıca harekete geçmiş şevlerin kayma yüzeylerini belirlemede jeofizik yöntemler kullanılmaktadır.

Sev stabilitesine yönelik arazi araştırmalarının bir kolu da sondaj kuyuları açarak bu sondaj kuyularında farklı derinliklerde arazi deneyleri gerçekleştirip aynı zamanda numune almaktır. Alınan bu numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri ile zemine ait farklı özellikler belirlenebilir.

Bir duraylılık analizi bu bilgiler ışığında yapılabilir. Yapılan değerlendirmelerin

güvenilirliğini etkileyen faktörler ve bu faktörlerin yıllar ile değişimine yönelik yapılan bir çalışmanın sonuçları Şekil 3.1 içerisinde verilmektedir.



Şekil 3.1 : Bir analiznin güvenilirliğinin bağlı olduğu etkenler ve bunların yıllara göre değişimi (Lacasse, 2015, alıntıl原因 Tek, 2017).

Belirli bir kayma yüzeyi üzerinde dengeyi sağlamak için gerekli kayma gerilmeleri mevcut kayma direncine ulaştığı ve aştığı zaman, şevler duraylılığını yitirir (Kramer, 2003). Bu durum statik şev stabilitesi analizlerinin temelini oluşturmaktadır. Statik şartlar altındaki şev stabilitesi analiz metotları iyice oturmuş durumdadır (Kramer, 2003). Sismik stabilite analizleri yaygın olarak statik stabilite analizlerine dayanmaktadır. Günümüzde sıklıkla kullanılan statik şev stabilitesi analiz yöntemleri *limit denge analizleri* ve *gerilme deformasyon analizleridir* (Kramer, 2003).

3.1 Limit Denge Yaklaşımı

Limit denge analizlerinde sistemin kuvvet ve moment dengesi açısından irdelenmesi söz konusudur. Analiz edilen kayma yüzeyi üzerindeki zeminin rijit olduğu bir başka deyişle kaymanın sadece belirlenen kayma düzleminde oluştuğu kabul edilir. Limit denge analizleri şev deformasyonları hakkında bilgi vermezler. Şev stabilite analizi sonucu genellikle güvenlik katsayıları ile ifade edilir ve bu katsayı mevcut kayma mukavemetinin dengeyi sağlamak için gerekli kayma gerilmesine oranı olarak tanımlanmaktadır. Bu faktör aynı zamanda zeminin mevcut durumunun duraysızlık durumuna gelmek için bölündüğü bir faktör olarak da düşünülebilir (Kramer, 2003). Gerçek şevlerde limit durum analizlerinin aksine, bir kayma yüzeyi boyunca aynı

anda tüm noktalarda kayma mukavemetine erişilmez. Bir başka deyişle yerel emniyet katsayıları değişkendir.

$$\text{Güvenlik Faktörü (GF)} = \frac{\text{Mevcut kayma dayanımı}}{\text{Denge durumundaki kayma gerilmesi}} \quad (3.1)$$

Güvenlik faktörleri bir kayma dairesi için tutucu ve yıkıcı moment veya kuvvetlerin birbirine oranı olabileceği gibi, zemin mukavemet parametreleri kayma mukavemeti açısı (ϕ) ve kohezyonun (c) güvenlik faktörüne bölünerek duraylılığı sağlayan minimum değerlere ulaşmak şeklinde de elde edilebilir.

Mukavemet düşürme yaklaşımı ile güvenlik faktörü;

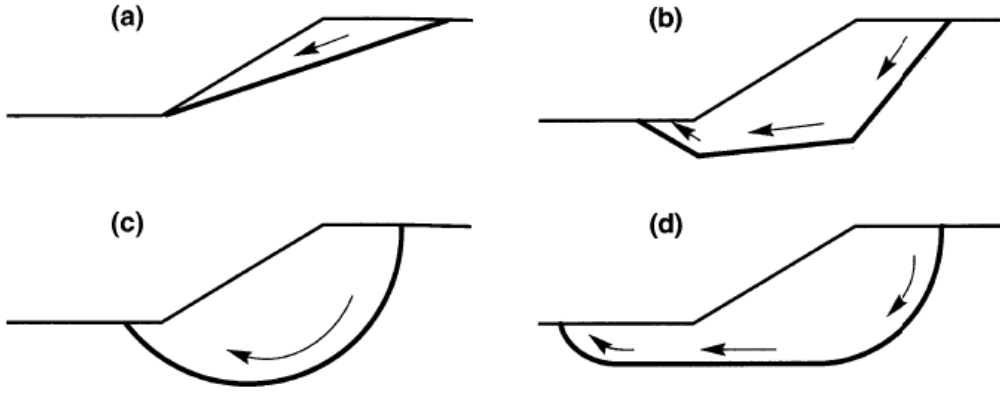
$$GF = \frac{c}{c_{min}} = \frac{\tan(\phi)}{\tan(\phi_{min})} \quad (3.2)$$

Moment veya kuvvet dengesi yaklaşımı ile güvenlik faktörü;

$$GF = \frac{M_{tutucu}}{M_{yıkıcı}}, \quad GF = \frac{F_{tutucu}}{F_{yıkıcı}} \quad (3.3)$$

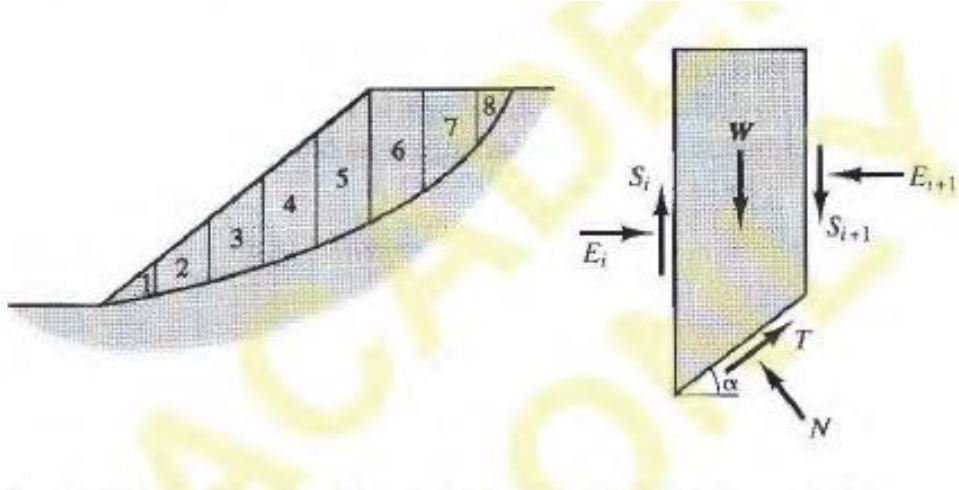
Belirlenen kayma düzlemi üzerindeki güvenlik faktörü değerinin 1.0 olması teorik olarak duraylı bir şeve işaret etse bile, stabilite analizleride bilinmezlerin ve kabullerin çok olması sebebiyle güvenlik faktörünün 1.0 değerinin çok üzerinde olması beklenir. Bu değer proje özellikleri ve gerekliliklerine göre değişkenlik göstermekle birlikte genellikle statik durum şev stabilitesi güvenlik faktörünün kalıcı şevlerde 1.5 değerinin üzerinde, geçici şevlerde 1.3 değerinin üzerinde olması beklenir.

Şevlerin statik durum stabilite analizine yönelik birçok limit denge yöntemleri öne sürülmüştür. Bu yöntemler genel olarak limit denge prensibiyle geliştirilmişlerse de her birinin kendine özgü farklılıkları bulunmaktadır. Bu yöntemlerden Culman yöntemi ile düz bir hat üzerinde gelişen yenilmeler kolaylıkla değerlendirilebilir (Şekil 3.2a). Homojen şevlerdeki yenilme yüzeyleri genellikle dairesel (Şekil 3.2c) veya log-spiral (Şekil 3.2d) şekildedir (Kramer, 2003).



Şekil 3.2 : En çok rastlanan yenilme yüzeyi geometrileri (Kramer, 2003).

Log-spiral ve dairesel kayma yüzeyleri İsveç dilim yöntemi (Fellenius) ve Basitleştirilmiş Bishop yöntemi ile analiz edilebilmektedir. Yeraltı şartlarının homojen olmadığı durumlarda ise Janbu, Spencer ve Morgenstern-Price yöntemleri kullanılabilir. Bu yöntemlerden ilk olan Fellenius (İsveç dilim yöntemi) yöntemi bir bakıma diğerlerinin temelini oluşturur (Coduto, 2006). Limit denge analizlerinde genel olarak yenilen kütle Şekil 3.3 içerisinde gösterildiği gibi dilimlere ayrılarak analiz edilir. Bu dilimler, her bir dilimin tabanı sadece tek tip malzemden geçecek biçimde ve her bir tabanın düz bir çizgi olarak kabul edilebileceği kadar küçük seçilirler (Coduto, 2006).



Şekil 3.3 : Yenilme yüzeyinin dilimlere ayrılması ve dilim üzerindeki kuvvetler (Coduto, 2006).

Analizlerde kullanılan sembollerin anlamları ise;

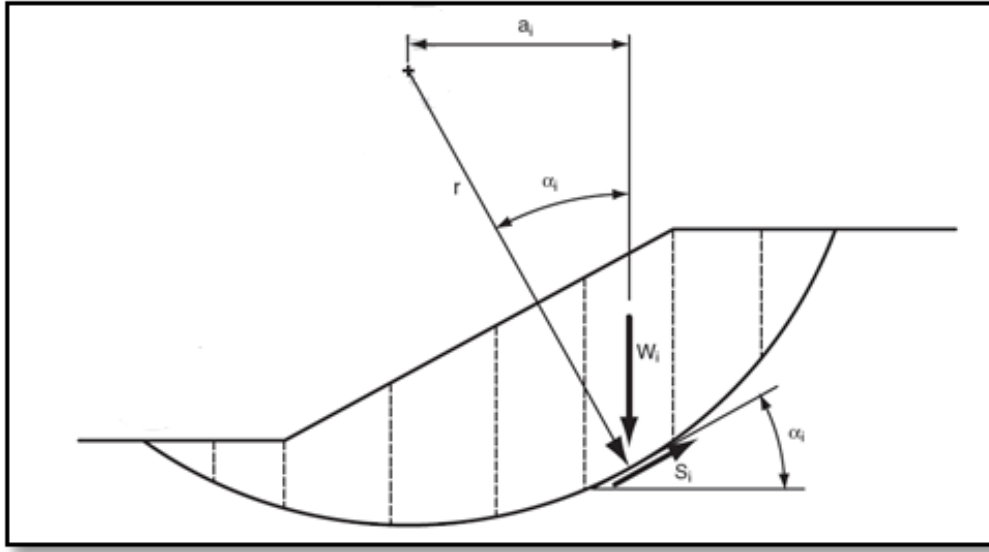
GF : Güvenlik faktörü

$$H_k = \frac{4c}{\gamma} \cdot \left[\frac{\sin\beta \cdot \cos\phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (3.5)$$

3.1.2 Fellenius yöntemi (İsveç dilim yöntemi)

İsveç Devlet Demiryolları tarafından atanan geoteknik komitesi tarafından geliştirilen bu yöntem dairesel kayma yüzeylerine dayanmaktadır (Coduto, 2006).

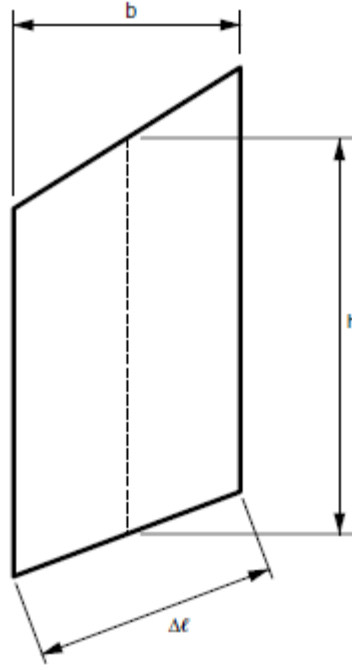
İsveç dilim yöntemi Şekil 3.5 içerisinde görülebileceği gibi dilimlere ayrılmış bir kayma dairesinin moment dengesinin analiz edilmesi prensibine dayanır. Fellenius dilimin her iki kenarındaki normal kuvvet ve kesme kuvvetlerinin bileşkesinin aynı hizada ve eşit büyüklükte olduğunu varsayarak problemi statik bir probleme dönüştürmüştür (Coduto, 2006). Bu yöntemde, kayma dairesi merkezine göre söz konusu kuvvetlerin oluşturduğu momentlerin dengesi göz önüne alınarak ortaya çıkan güvenlik faktörü aşağıdaki gibidir. Söz konusu dilimlerin boyutları Şekil 3.6 içerisinde temsili olarak gösterilmektedir.



Şekil 3.5 : İsveç dilim yöntemi prosedürü (Duncan & Wright, 2005).

$$GF = \frac{\sum [c \cdot \Delta l + W \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi]}{\sum W \cdot \sin\alpha} \quad (3.6)$$

İsveç dilim yöntemindeki basitleştirici kabuller yöntemi diğer yöntemlere göre daha konservatif kılar. Bu güvenli tarafta kalma durumu, şev açısı büyüdükçe daha da artar. efektif gerilme ($\phi > 0$) analizleri için uygun değildir. Fellenius yönteminin biraz daha rafine edilmiş hali Basitleştirilmiş Bishop yöntemidir (Coduto, 2006).



Şekil 3.6 : Dilim yöntemlerindeki boyutlar (Duncan & Wright, 2005).

3.1.3 Basitleştirilmiş Bishop yöntemi

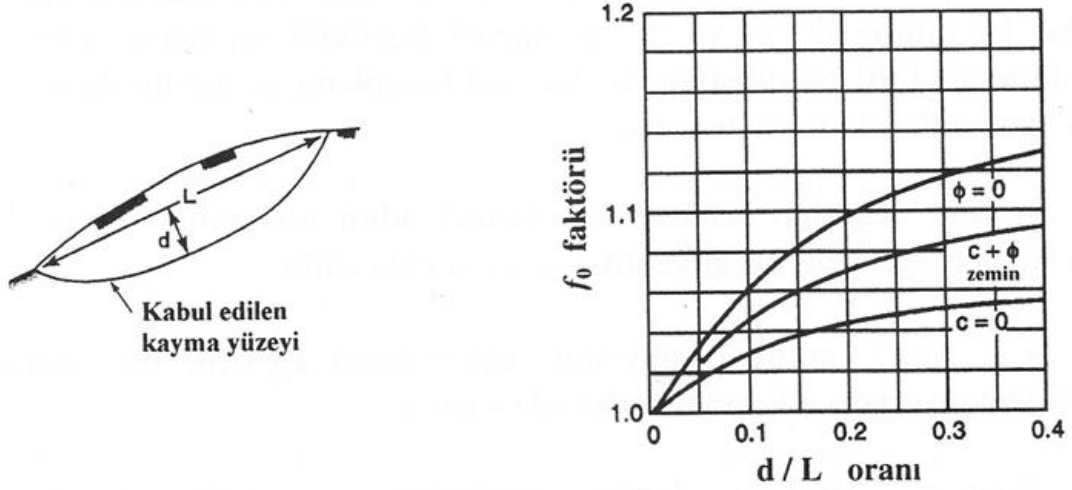
Bishop (1955) tarafından önerilen yöntemde her bir dilimin yan yüzlerine etkiyen kesme kuvvetleri eşit, normal kuvvetlerin ise aynı hat üzerinde fakat mutlaka eşit olmadığı varsayılmaktadır. Bu varsayımlar sadece gerçeğe daha yakın analizler yapmak için varsayımlardır ve İsveç dilim yöntemine göre daha isabetli analizler yapılmasına vesile olurlar. Bu yöntem dairesel kayma yüzeylerinin analizi için yeterli bir doğruluktur ve bu yüzde dairesel kayma yüzeyleri için önerilen bir yöntemdir (Coduto, 2006).

Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi ile güvenlik faktörü efektif gerilme analizi için aşağıdaki şekilde elde edilebilmektedir.

$$GF = \frac{\sum [c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (3.7)$$

$$m_a = \left[1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi'}{F} \right] \cdot \cos \alpha \quad (3.8)$$

Janbu tarafından önerilen yöntemde güvenlik faktörü f_0 sembolüyle gösterilen bir düzeltme faktörü yardımıyla elde edilmektedir. Şekil 3.8 içerisinde görüldüğü gibi f_0 kayma düzleminin derinliğine ve uzunluğuna bağlı bir katsayıdır. Bu yöntemde göre kuvvet dengesini sağlayan güvenlik sayısı aşağıdaki şekildedir.



Şekil 3.8 : Janbu metodunda kabul edilen uzunluk ve derinlik kavramları ve f_0 faktörü (Arioğlu ve Tokgöz, 2005).

$$F_0 = \frac{\sum [c' \cdot b + (W - u \cdot b) \cdot \tan \phi'] \cdot \sec \alpha}{m_a \sum W \cdot \tan \alpha} \quad (3.10)$$

$$f_0 = 1 + b \left[\frac{d}{L} - 1.4 \left(\frac{d}{L} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$GF = F_0 \cdot f_0 \quad (3.12)$$

3.1.5 Spencer yöntemi

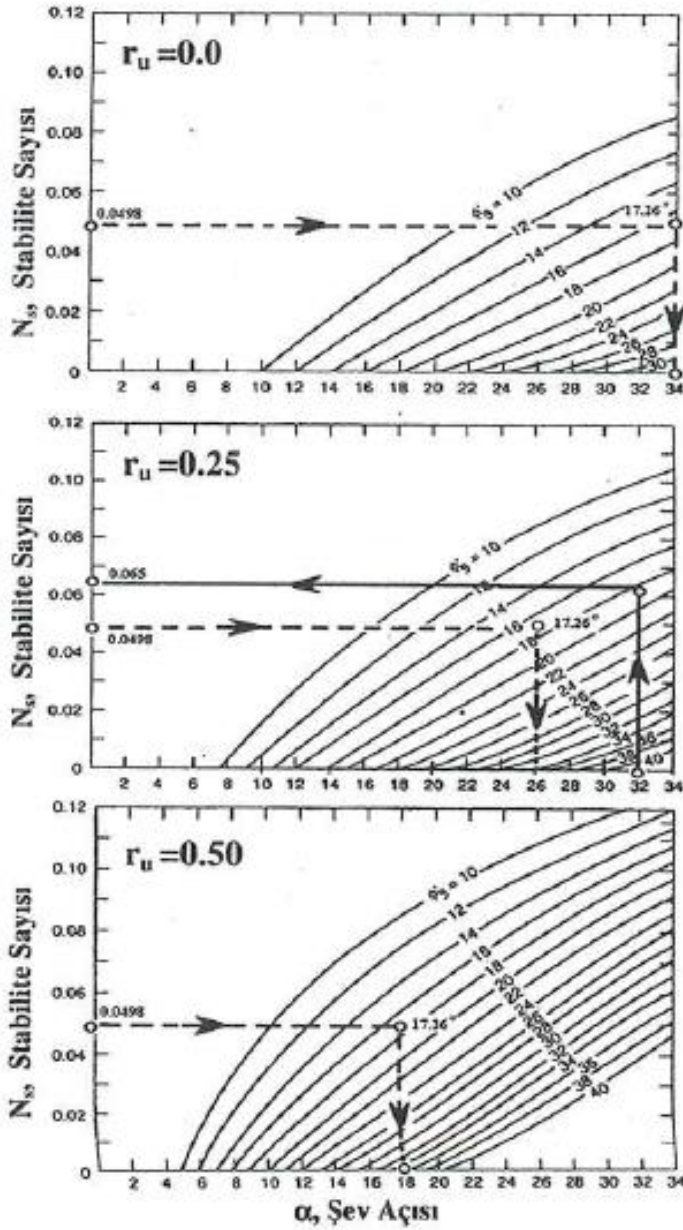
1967 yılında öne sürülen bu yöntem doğruluk ve kullanım kolaylığını birleştirmesi yönünden geoteknik mühendisleri arasında yaygın olarak kullanılmaktadır (Coduto, 2006). Analizde sağlam tabakanın çok derinde bulunduğu kabul edilir (Arioğlu ve Tokgöz, 2005). Spencer yönteminde her bir dilimin kenarlarındaki normal ve kesme kuvvetlerinin aynı hat üzerinde olduğu varsayımı yapılır (Coduto, 2006).

Bu yöntemin uygulanmasında ise öncelikle analiz edilen şeve ait c , γ , H , ϕ parametreleri belirlenir ve bir güvenlik faktörü değeri varsayılır. Bu güvenlik faktörü ile stabilite sayısı (N_s) ve harekete geçilebilecek kayma mukavemeti açısı (ϕ_d)

değerleri aşağıdaki formüller yardımıyla elde edilirler. Daha sonra bu değerler kullanılarak Şekil 3.9 içerisinde verilen abaklar yardımı ile güvenli şev açısı belirlenebilir.

$$N_s = \frac{c'}{GF \cdot \gamma \cdot H} \quad (3.13)$$

$$\phi'_d = \arctan\left[\left(\frac{\tan\phi'}{GF}\right)\right] \quad (3.14)$$



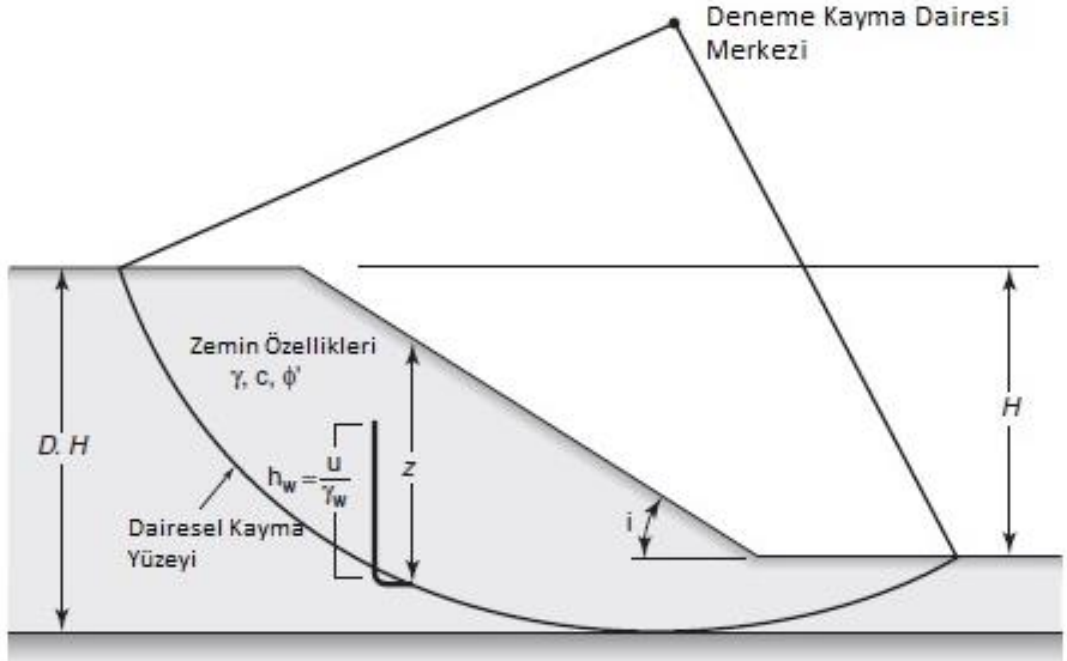
Şekil 3.9 : Spencer stabilite abakları (Spencer, 1967, alıntıl原因 Arıoğlu ve Tokgöz, 2005).

3.1.6 Bishop-Morgenstern yöntemi

Uzun dönem şev stabilite analizleri için kayma düzlemine etkiyen efektif gerilme ve boşluk suyu basıncı değerleri göz önüne alınmalıdır. Bu analizler için mukavemet parametreleri (c' ve ϕ') drenajlı kayma deneylerinden elde edilebilir. Bishop ve Morgenstern tarafından 1960 yılında ileri sürülen yöntemde şevlerin drenajlı durum güvenlik faktörlerini elde etmek amaçlanmıştır (Akçakal, 2009). Söz konusu metot için güvenlik faktörü aşağıdaki gibi verilmektedir (McCarty, 1998).

$$GF = m - n \cdot r_u \quad (3.15)$$

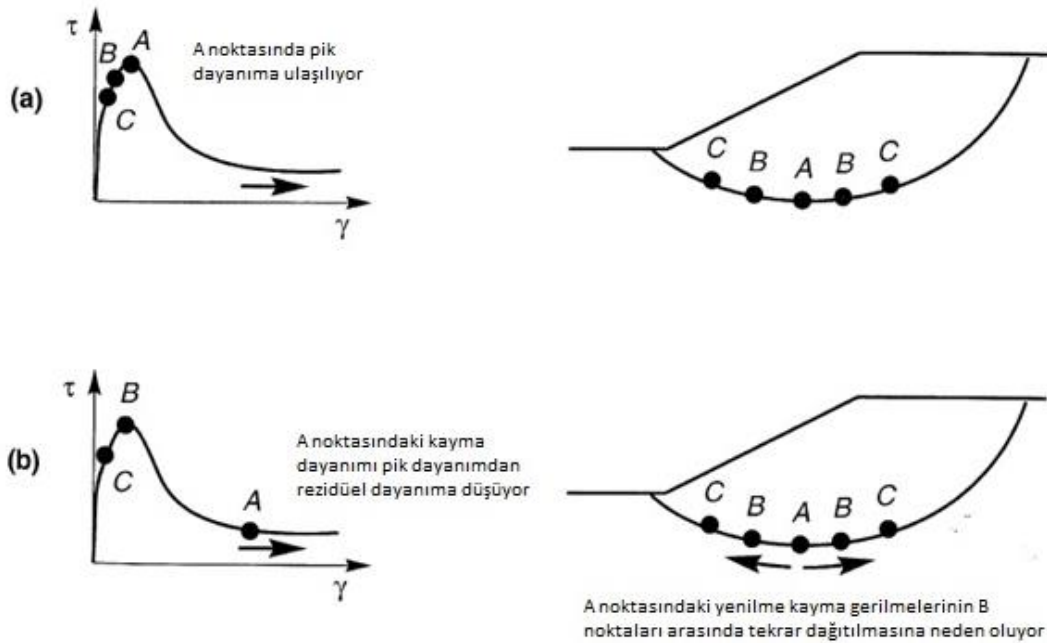
Güvenlik faktörü hesabındaki m ve n sabitleri şev stabilite katsayısıdır. Şev stabilite katsayıları şev açısı, zemin mukavemet parametreleri, şev yüksekliği ve zemin ağırlığının bir fonksiyonudur. r_u değeri ise boşluk suyu basıncının jeolojik gerilmeye oranıdır. Analiz yönteminin yaklaşımı her bir m ve n değerleri için minimum güvenlik faktörlerinin elde edilmesidir. Bu yöntem için temsili bir deneme kayma dairesinin gösterimi Şekil 3.10 içerisinde verilmiştir. Barnes (1991) tarafından şev topuğu yenilmesi için minimum güvenlik faktörünü elde edecek şekilde daha pratik hale getirilmiştir. Bu sabitler literatürde Das, 2006, Arıoğlu ve Tokgöz, 2005 gibi bir çok kaynaktan temin edilebilmektedir (Akçakal, 2009).



Şekil 3.10 : Bishop-Morgenstern yöntemi (McCarty, 1998).

3.2 Gerilme-Birim Deformasyon Analizleri

Gerilme birim deformasyon analizleri zeminin ve kayanın gerilme-birim deformasyon davranışının göz önüne alınmasına olanak sağlar ve çoğu zaman da sonlu elemanlar analizi ile gerçekleştirilir. Gerilme-deformasyon analizi şev stabilitesi problemlerine uyarlandığında, inşaat süresince oluşabilecek deformasyonlar, boşluk suyu basınçları dağılımı gibi verileri kestirmek mümkündür (Kramer, 2003). Doğrusal olmayan birim deformasyon davranışı, düzensiz geometriler gibi farklı faktörler sonlu elemanlar yöntemleri kullanılarak hesaba katılabilmektedir. Gerilme-deformasyon yöntemlerinde şev yenilmelerinin gelişimi Şekil 3.11 içerisinde görülebileceği gibi bir noktadaki yenilme gerçekleştikten sonra gerilme dağılımı komşu noktalar arasında tekrar dağıtılır. Bu nedenle gerilme-birim deformasyon analizlerinde, dilim yöntemlerinde olduğu gibi belirli bir kayma dairesinin analizi söz konusu değildir.

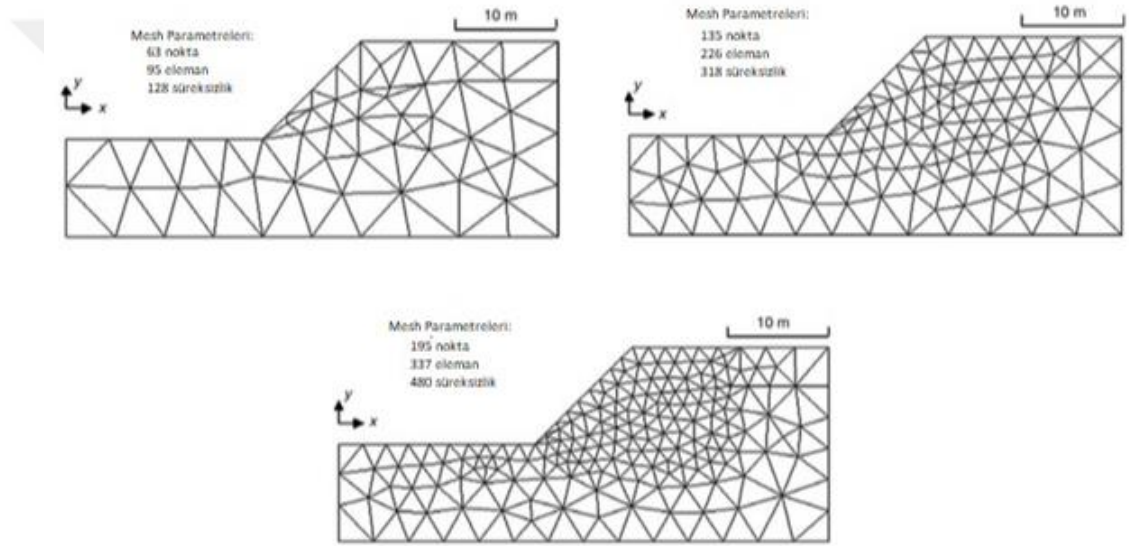


Şekil 3.11 : Gerilme deformasyon analizlerinde kademeli yenilmelerin gelişmesi

(Kramer, 2003).

Sonlu elemanlar analizi, kütlenin düğüm noktalarında birleşen sonlu elemanlarla modellendiği, her düğüm noktasındaki deformasyonlardan gerilme ve deformasyonların bulunduğu, mühendislik uygulamalarının her aşamasının modellenebildiği bir yöntemdir. Statik şev stabilitesi analizinde gerilme-deformasyon analizi, şev deformasyonlarını yenilme noktasına kadar belirlemek suretiyle en

muhtemel yenilme modunu belirleme, bir şev için gerilmelerin kritik olduğu bölgeleri tespit etme ve yenilme sonrası durumu kestirmede oldukça avantajlıdır. Birçok yönden avantajlı görünmesine rağmen gerilme-birim deformasyon analiz tekniğinin dezavantajı gerekli malzeme özelliklerin belirlenmesi ve sonuçların yorumlanması açısından yüksek mühendislik bilgisi gerektirmesi ve oluşturulan nümerik modellerin işlem sürelerinin oldukça uzun olmasıdır (Kramer, 2003). Analiz sürelerinin modelin boyutları ve doğrudan modelin kaç adet eleman ile modellendiğine bağlıdır. Şekil 3.12 içerisinde gösterildiği gibi kayma bölgesinin daha yoğun, uzak bölgelerin daha seyrek elemanlarla oluşturulan modeller işlem yükü açısından kolaylık sağlayabilir.



Şekil 3.12 : Şev stabilitesi analizi için farklı yoğunlukta sonlu elemanlar modelleri (Cheng and Lau, 2008)

Gerçek malzeme davranışının temsil edilmesi, gerilme-deformasyon analizleri açısından kritik öneme sahiptir. Bu analizlerde birbirlerine göre üstün ve eksik yönleri bulunan çok sayıda değişik malzeme modeli kullanılır. Çoğu problemlerde basitlik ve doğruluk derecesi arasında orta yolu bulmada hiperbolik modeller oldukça elverişlidir (Kramer, 2003).

3.3 Sismik Şev Stabilitesi Analizi

Şev stabilitesi problemleri sıvılaşma olmadan da doğrudan deprem kaynaklı ortaya çıkabilirler. Statik durum şev stabilitesi analizleri ilk ortaya çıktığı günden bugüne yenilmeye uğrayan gerçek şevler ile karşılaştırılmış ve eksikleri oldukça

giderilmiştir. Fakat sismik şev stabilitesi analizleri veri tabanı bu anlamda henüz çok geniş değildir. Şevlerin sismik durum analizlerini etkileyen iki ana faktör deprem kaynaklı gerilmelerin ve bu gerilmelerin malzeme gerilme-birim deformasyon özellikleri üzerine etkisinin belirlenmesidir (Kramer, 2003). Sismik şev stabilitesi analizleri iki temel sınıfta incelenebilirler. Bunlardan birincisi ataletsel duraysızlıklar ikincisi ise zayıflatan duraysızlıklardır (Kramer, 2003).

Zayıflatan duraysızlıklarda ise deprem kaynaklı gerilmeler altında zeminin kayma mukavemetinin duraysızlık limitinin altına inmesi olarak tanımlanabilir. Devirsel hareketlilik ve akma sınılaşması mukavemet azalımı ile gelişen duraysızlıklara örneklerdir. Burada bahsedilen iki sınıf için de hem limit denge analizlerine hem de gerilme-birim deformasyonları analizlerine dayalı çok sayıda analitik yöntem mevcuttur (Kramer, 2003).

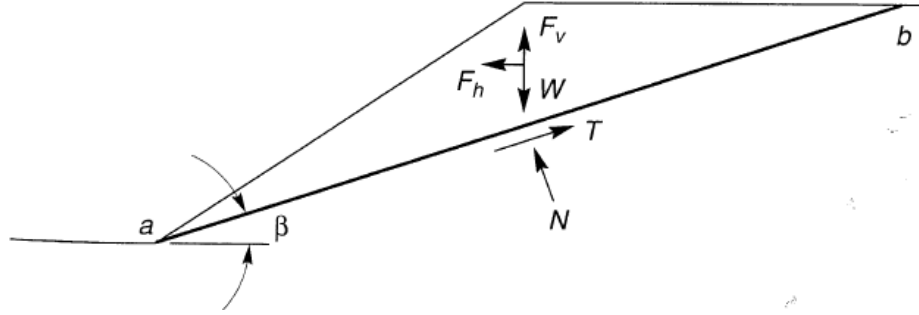
3.3.1 Ataletsel duraysızlık analizi

Ataletsel duraysızlıklar depremin neden olduğu ekstra gerilmeler sebebiyle oluşmaktadır ve bu duraysızlıklarda zeminin kayma mukavemeti sabit kabul edilir. Yer hareketleri şevlerde önemli seviyede yatay ve düşey gerilmeler oluşturur. Dinamik gerilmeler, hâlihazırda statik durumda bulunan gerilmeler ile birleştiğinde kayma mukavemeti aşılabilir ve bu durum ataletsel duraysızlığa sebep olur.

Pseudo-statik analiz yaklaşımının şev stabilitesinde ilk kez kullanılışı Terzaghi (1950)'ye dayanmaktadır. Bu analizlerde depremin etkisi atalet kuvvetleri üreten ivmeler ile temsil edilmektedir. Şekil 3.13 içerisinde verilen yatay ve düşey dinamik kuvvetler sırasıyla F_h ve F_v , yenilen kütlelerin ağırlığı W , yenilme yüzeyinin açısı β olarak verilmektedir. Ayrıca k_h ve k_v sırasıyla boyutsuz pseudo-statik katsayılarıdır. g değeri ise yerçekimi ivmesidir.

$$F_v = k_v \cdot W = \frac{a_v \cdot W}{g} \quad (3.16)$$

$$F_h = k_h \cdot W = \frac{a_h \cdot W}{g} \quad (3.17)$$



Şekil 3.13 : Pseudo-statik şev stabilite analizinde kayma yüzeyi ve etkiyen kuvvetler
(Kramer, 2003)

$$GF = \frac{\text{Tutucu kuvvet}}{\text{Kaydırıcı kuvvet}} = \frac{c \cdot l_{ab} + [(W - F_v) \cdot \cos\beta - F_h \cdot \sin\beta] \cdot \tan\phi}{(W - F_v) \cdot \sin\beta + F_h \cdot \cos\beta} \quad (3.18)$$

Burada denge denklemi kurulur ise sismik durum güvenlik faktörü yukarıdaki gibi hesaplanmaktadır. Pseudo-statik kuvvetler özellikle $\phi > 0$ durumunda çok açık bir şekilde güvenlik faktörünü düşürmektedir. Söz konusu analizlerde genellikle düşey deprem kuvveti ihmal edilir. Pseudo-statik yaklaşım farklı şekillerde (daireysel, düz vs.) kayma yüzeylerinin dinamik analizleri için kullanılabilir.

Pseudo-statik katsayıların (k_h ve k_v) seçimi bu analizler için hayati öneme sahiptir ve kolay bir konu değildir. Şev malzemesinin tamamen rijit olduğu durumda maksimum ivmenin oluşturacağı atalet kuvveti kütlede oluşacaktır. Fakat gerçek şevlerin rijit olmadığı ve pik yer ivmesinin kısa bir süre için olduğu göz önüne alındığında pseudo-statik katsayılar pik yer ivmesinden daha düşük bir değer kabul edilirler. Genellikle tasarım depreminin oluşturduğu maksimum ivmenin yarısı kadar kabul edilirler.

Pseudo-statik analiz yöntemi mühendislerin oldukça alışkın olduğu limit denge analizlerine çok benzemesi sebebiyle hem kolay anlaşılabilir hem de çokça kullanılmıştır. Bu yöntem sonucunda bir güvenlik faktörü elde edilir. Fakat bu yöntemin çok kaba bir yöntem olduğu unutulmamalıdır. Çizelge 3.1 içerisinde verilen örnekler gibi, güvenlik faktörü 1.0 değerinin üzerinde olsa dahi yenilme gerçekleşebilir. Araştırmalar yüksek derecede boşluk suyu basıncı oluşan ve sarsıntı sebebiyle mukavemetinin %15'inden fazlasını kaybeden şevlerde pseudo-statik analizin güvenilir olmaktan uzaklaştığını açık bir şekilde göstermektedir.

Çizelge 3.1 : Deprem sonrasında hasar oluşan bazı barajlar ve pseudo-statik analiz güvenlik faktörleri (F) (Seed, 1979'dan alıntılan Kramer, 2003).

Baraj	k_h	F	Hasar
Sheffield Barajı	0.10	1.2	Tamamen yıkılma
Aşağı San Fernando Barajı	0.15	1.3	Memba yüzeyi şev yenilmesi
Yukarı San Fernando Barajı	0.15	2-2.5	Kret de dahil olmak üzere mansap yüzü 6ft kaymıştır
Maden Atık Barajı (Japonya)	0.20	1.3	Baraj yenilmesi ve atıkların yayılması

3.3.2 Zayıflatan duraysızlık analizleri

Depremden kaynaklanan gerilmeler ve birim deformasyonlar, boşluk suyu basıncı oluşturma ve/veya yapısal örseleme şeklinde bir süreç ile zeminin kayma mukavemetini azaltabilir. Zayıflatan duraysızlıklar genellikle sıvılaşma olaylarına eşlik eder ve akma yenilmeleri ile deformasyon yenilmeleri olarak iki ana sınıfa ayrılır. Akma yenilmeleri mevcut mukavemetin bir şevdeki dengeyi sağlamak için kayma gerilmelerinden küçük olduğu durumda gelişir. Bu nedenle akma yenilmelerine neden olan gerçekte statik gerilmelerdir. Çabucak ve herhangi bir uyarı işareti vermeden gelişen büyük deformasyonlar oluşturabilirler. Deformasyon yenilmeleri; zeminin kayma mukavemetinin, depremden kaynaklanan kayma gerilmeleri tarafından geçici bir süre aşıldığı noktaya düşmesi ile gelişmektedir. Ataletsel yenilmelere çok benzeyen deformasyon yenilmeleri, deprem sonunda duran bir dizi kalıcı yer değiştirme “palsları” şeklinde gelişir (Kramer, 2003).

4. VAKA ANALİZİ-ESKİ İSTANBUL TİCARET ÜNİVERSİTESİ BİNASI PROJESİ

4.1 Proje Bilgileri

İstanbul Ticaret Odası mülkiyetinde bulunan, İstanbul İli, Fatih İlçesi, Eminönü semtindeki mevcut Eski İstanbul Ticaret Üniversitesi binasının deprem performansının değerlendirilmesi ve bu değerlendirmelere temel oluşturacak zemin etüt çalışmaları yapılmıştır. Bu amaçla, mevcut yapının inşası sırasında yapılan zemin ıslah uygulamalarının güncel durumunu ve proje alanının geoteknik özelliklerini belirlemeye yönelik zemin etüt çalışmaları yapılmış ve elde edilen bilgiler ışığında geoteknik değerlendirmeleri yapılmıştır.

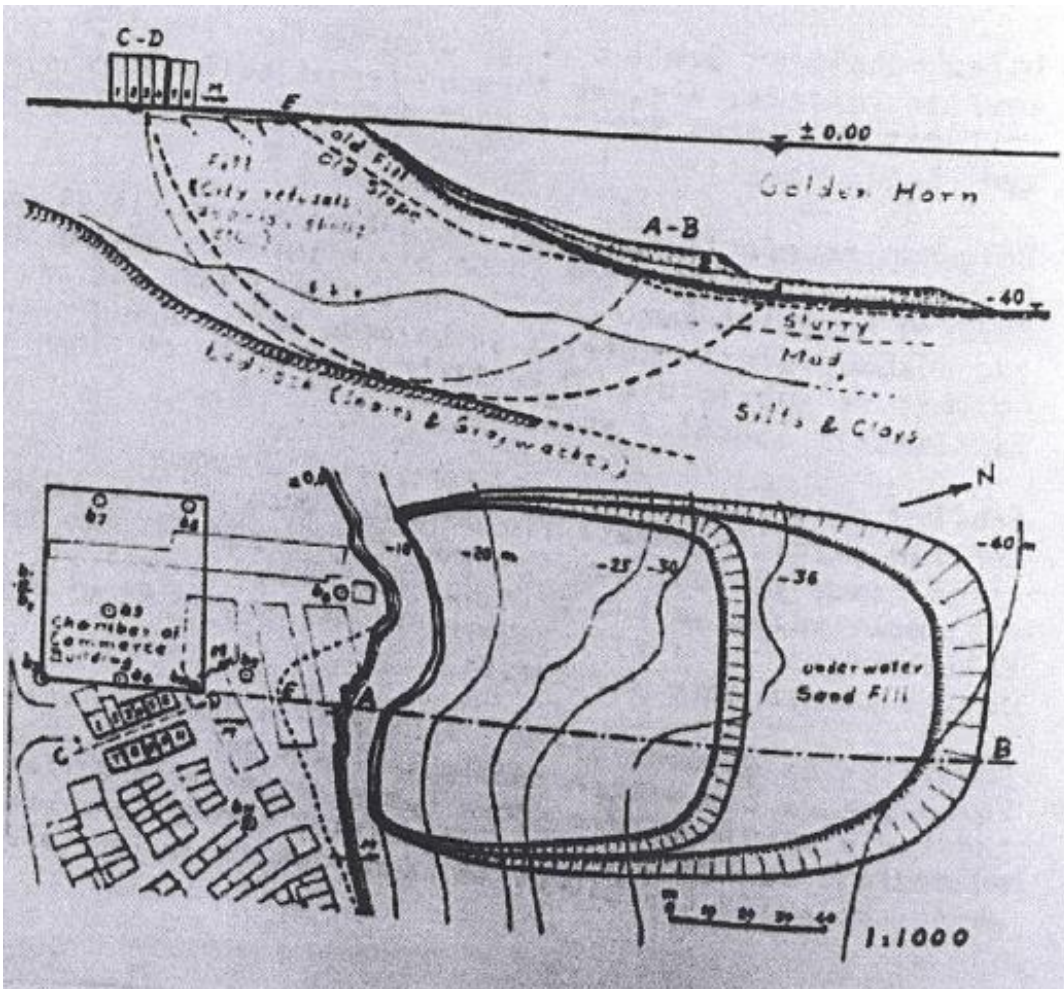
Proje sahasında hâlihazırda eskiden İstanbul Ticaret Üniversitesi binası olarak kullanılan 1962 yılında inşa edilmiş 1 bodrum, 1 zemin, 3 normal, 1 çatı katı olmak üzere 6 katlı yapı ile 1 bodrum 1 zemin, 2 normal katlı olmak üzere 4 katlı yapı (2 blok) bulunmaktadır. Söz konusu yapılar Haliç kıyı hattında bulunan dolma zeminler üzerine inşa edilmiştir. Proje alanında mevcut yapının inşası öncesinde yapılan zemin iyileştirme uygulamalarının detaylarına, işveren tarafından iletilen, Hamdi Peynircioğlu tarafından yazılmış olan, “Haliç Sahillerinde Temel ve Stabilitate Sorunları” adlı makaleden ulaşılmıştır. Bahsedilen uygulamaların günümüzdeki durumunun tespitine yönelik proje alanında detaylı çalışmalar yapılmıştır.

4.1.1 Proje alanında geçmişte yapılan zemin ıslah çalışmaları

Söz konusu proje alanında geçmişte yapılan çalışmalara Prof. Dr. Hamdi Peynircioğlu tarafından yazılmış olan, “Haliç Sahillerinde Temel ve Stabilitate Sorunları” adlı makaleden ulaşılmıştır. Bu proje kapsamında 60’lı yıllarda uygulanmış zemin ıslah uygulamaları iki ana başlık altında toplanabilir. Proje alanında Haliç tabanına dökmek suretiyle şev topuğuna dolgu yapılması ve bina temeli altında kılıf çakmak suretiyle kum-çakıl kolonlar oluşturulması yöntemleri uygulanmıştır. Yapılan uygulamalar aşağıda özetlenmektedir.

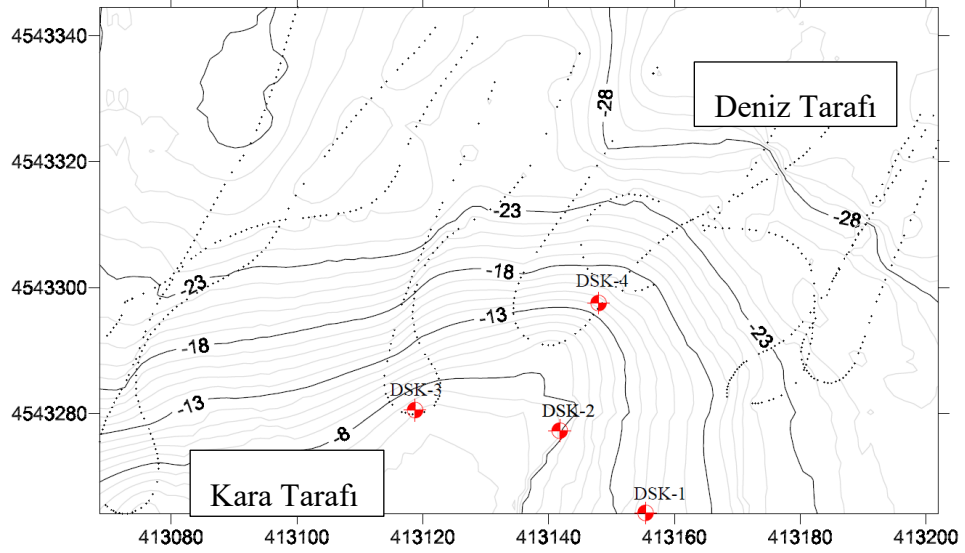
4.1.1.1 Haliç tabanına anroşman dolgusu uygulaması

Hamdi Peynircioğlu tarafından yazılan “Haliç Sahillerinde Temel ve Stabilité Sorunları” adlı makalede, sahildeki yatay hareketleri durdurmak haliç dibindeki çamur ve yumuşak kil tabakalarını konsolide ederek kayma direncini artırmak suretiyle su şevlerini daha stabil hale getirmek maksadı ile bu bölgede deniz dibinde takriben 105x140 metre karelik bir alan kaplayan ve ortalama kalınlığı 4 metre (şev topoğrafyasında 6 metre) mertebesinde bir kum-çakıl dolgu yapıldığından bahsedilmektedir. Bu dolgu uygulamasının plan ve kesiti Şekil 4.1 içerisinde verilmektedir.



Şekil 4.1 : Denizaltı dolgusu plan ve kesiti (Peynircioğlu, H.).

İletilen güncel batimetri bilgisi doğrultusunda oluşturulan denizaltı izohips haritası ve üç boyutlu harita Şekil 4.2 içerisinde verilmektedir



Şekil 4.2 : Bina önü deniz altı topografyası

4.1.1.2 Kum-çakıl kolon uygulaması

Hamdi Peynircioğlu tarafından yazılan “Haliç Sahillerinde Temel ve Stabilité Sorunları” adlı makalede, proje alanında yaklaşık 2 ile 2.2 metre arasında değişen karelaç ile 20m derinliğinde kılıf borusu çakmak suretiyle 668 adet kum-çakıl kolon oluşturulduğundan bahsedilmektedir. Bu uygulamada $60,000\text{m}^3$ dolgu içerisine $11,000\text{m}^3$ kum ilave edilerek sıklık derecesinin artırıldığında, oluşturulan kolonların üzerine 75 cm kalınlığında sıkıştırılmış kum-çakıl dolgusu yapıldığından ve üzerine 20 cm kalınlığında bir beton tabakası imal edildiğinden bahsedilmektedir. Bu çalışmaların doğrultusunda yapı yüklerinin derinlerdeki zemin tabakalarına üniform bir şekilde dağıtılmasının amalandığına değinilmektedir.

4.2 Arazi Araştırmaları ve Deneyler

4.2.1 Proje alanında yapılan arazi ve laboratuvar çalışmaları

Proje kapsamında 4 adet denizde ve 6 adet karada olmak üzere 10 noktada sondaj çalışması yapılmıştır. Deniz sondajları rotari delgi yöntemi kullanılarak yüzer dubaya monte D500 delgi makinasıyla gerçekleştirilmiştir. Kara sondajları rotari delgi yöntemi kullanılarak, paletli Soilmec-PSM 8G delgi makinasıyla gerçekleştirilmiştir. Zemin koşullarına bağlı olarak, otomatik sistem kullanılarak sistematik 1.5m ara ile ASTM D-1586 uyarınca Standart Penetrasyon deneyleri gerçekleştirilerek SPT/N darbe sayıları belirlenmiş olup temsili zemin numuneleri alınmıştır. 2 adet kara sondajlarında presiyometre deneyleri yapılarak Menard Modülü (E_m) ve Net Limit Basınç, (P_L^*) değerleri belirlenmiştir.

Laboratuvar deneyleri kapsamında sondajlardan alınan örselenmiş zemin numuneleri üzerinde; Doğal Su Muhtevası, Atterberg Limitleri, Elek Analizi ve Hidrometre, örselenmemiş zemin numunesi (UD) üzerinde ise bunlara ilave olarak Üç Eksenli Basınç (UU) ve Doğal Birim Hacim Ağırlık deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Yürütülen proje kapsamında 3 ayrı jeofizik ölçüm yöntemi uygulanmıştır. Bunlar Yer radarı (Ground Penetration Radar), Aktif kaynak MASW ölçümleri ve kuyu içi sismik (PS-Logging) ölçümlerinden oluşmaktadır.

4.2.2 Sondaj kuyuları

Karada yapılan zemin etütleri kapsamında 2 adet her biri 30.00m derinlikte toplam 60m olan numune alınmayan sondaj kuyusu ve kuyu derinlikleri 60.00m-61.50m arasında değişen toplamda 243.00m olan numune alınarak ve SPT deneyleri yapılarak ilerlenmiş 4 adet sondaj kuyusu bulunmaktadır. Ayrıca kuyu derinlikleri 7.50m-10.00m arasında değişen toplamda 34.00m derinliğinde deniz sondaj çalışmaları yapılmıştır. Sondaj çalışmalarına ait özet bilgiler Çizelge 4.1’de verilmektedir.

Çizelge 4.1 : Sondaj özet bilgileri

Sondaj No	Toplam Derinlik (m)	Sondaj Ağız Kotu (m)	Koordinatlar		YASS Derinliği (m)	YASS Kotu (m)	Başlangıç tarihi	Bitiş Tarihi
			Kuzey (N)	Doğu (E)				
DSK-1*	10.0	-4.50	413155	4543264	-	0.00	9/17/2018	9/17/2018
DSK-2*	7.5	-5.50	413142	4543277	-	0.00	9/15/2018	9/15/2018
DSK-3*	7.5	-5.50	413119	4543281	-	0.00	9/13/2018	9/13/2018
DSK-4*	9.0	-13.00	413148	4543298	-	0.00	9/18/2018	9/18/2018
SK-1	60.0	1.35	413141	4543200	1.26	0.09	9/26/2018	9/30/2018
SK-2	61.5	0.95	413121	4543230	0.77	0.18	10/3/2018	10/5/2018
SK-3	61.5	1.14	413103	4543233	0.82	0.32	10/6/2018	10/9/2018
SK-4	60.0	2.31	413088	4543217	2.04	0.27	10/16/2018	10/19/2018
PSK-1**	30.0	1.07	413113	4543229	0.94	0.13	10/10/2018	10/11/2018
PSK-2**	30.0	1.19	413147	4543213	1.02	0.17	10/14/2018	10/15/2018

* Deniz sondajları

**Presiyometre kuyuları

Kara sondajları sırasında açılan sondaj kuyularından su derinlikleri ölçülmüştür ve bu değerler Çizelge 4.1’de verilmektedir. Sondajlarda ölçülen yeraltı suyu seviyeleri mevcut zemin yüzeyinden itibaren 0.77m ile 2.04m derinlikleri arasında değişmektedir. Kot olarak ise +0.09m ile +0.32m arasında değişmektedir. Proje alanı Haliç kıyı hattı üzerindedir ve denize uzaklığı yaklaşık 50 metredir.

4.2.3 Arazi deneyleri

4.2.3.1 SPT deneyleri

Sondajlarda, sondaj esnasında sistematik olarak her 1.5m’de bir SPT deneyleri gerçekleştirilmiştir. Standart penetrasyon çarığının zemine 15’er cm’lik 3 adet girişi için vurulan darbe sayıları ayrı ayrı tespit edilmiştir. Son iki 15’er cm.lik giriş için vurulan darbe sayıları toplamı, penetrasyon direncini ($N=N_{\text{arazi}}$) vermektedir.

Standart Penetrasyon deneyinde kullanılan enstrümanların ve tekniklerin darbe sayıları üzerindeki etkilerine yönelik geoteknik alanındaki araştırmacılar tarafından birçok araştırmalar yapılmıştır. Standart penetrasyon deneyinde kullanılan numune alıcısına iletilen teorik enerji, bir diğer deyişle enerji oranı, kullanılan düşürme ekipmanı, şahmerdan tipi, kedi başının boyutu ve çapı, operatörün deneyimi, kullanılan halat, kedibaşı etrafındaki sarım sayısı, tij boyu, tij çapı, sondaj çapı tij eklemlerinin sıklığı, halatın düşeyliği, numune alıcı tipi gibi pek çok faktörden etkilenmektedir..

Sondajlarda gerçekleştirilen SPT esnasında, SPT numune alıcısına aktarılan enerji deney sonuçlarını etkileyen en önemli faktör olmaktadır. Enerji oranı (ER) %60 mertebesi genel olarak referans değer olarak literatürde kabul edilmekte olup bu oran SPT deney düzeneğine ve yöntemine bağlı olarak değişebilmektedir. Bir diğer yandan farklı düzeltme katsayıları delik çapına, tij boyuna ve numune alıcısı tipine göre seçilmelidir. SPT/N vuruş sayısını etkileyen en önemli faktörlerden biri de geostatik durumdaki efektif gerilme değeridir. Bütün bu faktörler dikkate düzeltilmiş SPT/N darbe değeri aşağıdaki bağıntılar ile hesaplanabilir.

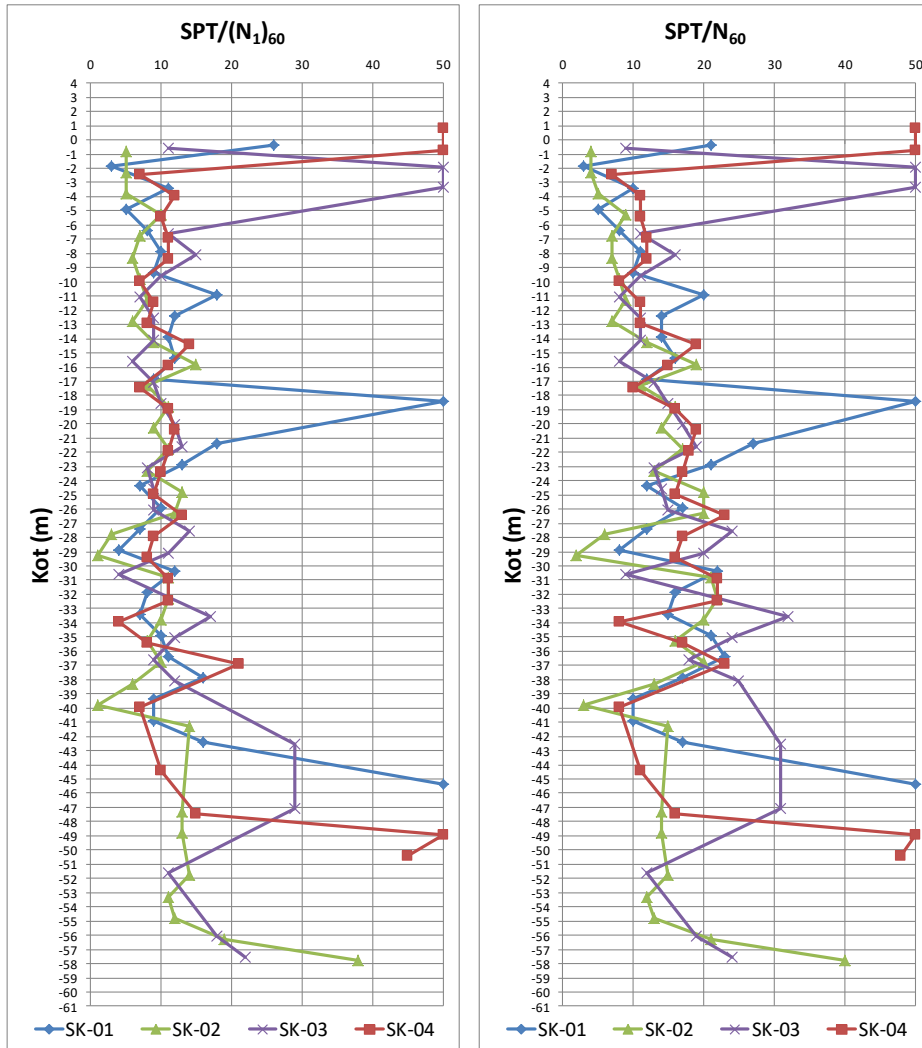
$$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (4.1)$$

$$(N_1)_{60} = N_{60} \cdot C_N \quad (4.2)$$

Bu bağıntıda, N sahada ölçülen SPT darbe sayısı; C_N jeolojik yük düzeltme faktörü, C_E deney yöntemine bağlı olarak aktarılan enerji düzeltme faktörü, C_B delik çapı düzeltme faktörü, C_S numune alıcısı düzeltme faktörü ve C_R tij boyu için düzeltme faktörüdür. İlgili düzeltme faktörleri Çizelge 4.2 içerisinde özetlenmektedir. Gerçekleştirilen sondajların düzeltilmiş SPT/ N_{60} ve SPT/ $(N_1)_{60}$ değerlerinin kot ile değişim grafiği ise Şekil 4.3 içerisinde verilmektedir

Çizelge 4.2 : Düzeltme faktörleri

Düzeltilme faktörü	İndis	Açıklama	Önerilen Düzeltme Değeri
Jeolojik yük	C_N		$(Pa/\sigma'_{vo})^{0.5}$ $C_N \leq 1.7$ ($C_N=1$ kil zeminlerde)
Enerji oranı	C_E	Klasik sistem (donut)	0.5 ila 1.0
		Emniyetli sistem	0.7 ila 1.2
		Otomatik sistem	0.8 ila 1.3
Delik çapı	C_B	65 mm'den 115 mm'e kadar	1
		150mm	1.05
Tij boyu	C_R	200mm	1.15
		3 m'den 4 m'ye kadar	0.75
		4 m'den 6 m'ye kadar	0.85
		6 m'den 10 m'ye kadar	0.95
		10 m'den 30 m'ye kadar	1
Numune alıcısı tipi	C_S	Standart numune alıcısı (kaplamalı tipte)	1
		Kaplamasız standart numune alıcısı	1.1 ila 1.3



Şekil 4.3 : Düzeltmiş SPT/ N_{60} ve SPT/ $(N_1)_{60}$ değerlerinin kot ile değişim grafikleri

4.2.3.2 Presiyometre deneyleri

İnceleme alanında PSK-1 ve PSK-2 sondajlarında toplamda 12 adet presiyometre deneyi yapılarak Menard Modülü (E_M) ve Net Limit Basınç, (P^*_{LM}) değerleri belirlenmiştir.

Presiyometre deneyi zemine ait yük-deformasyon ilişkisinin belirlendiği bir arazi deneyi olmakla beraber, basit anlamda genişleyebilen silindirik bir probun önceden açılmış bir kuyuda istenilen derinliğe indirilerek şişirilmesi ve bu esnada prob içerisindeki basınç ve hacim değişikliklerinin kaydedilmesi şeklinde gerçekleştirilmektedir. Presiyometre ekipmanı orijinal Menard tipi-elektronik veri sistemi (SPAD) ile test esnasında okumaların doğrudan çıktısı alınabilecek ekipmana sahiptir. Presiyometre deneyi ile her bir deney seviyesinde yük-deformasyon grafikleri zeminin temel mekanik özellikleri; presiyometre modülü E_M ve Limit Basınç Değeri P_L , değerleri belirlenmektedir. Presiyometre testi ASTM D 4719-07 standardına göre yapılmıştır.

Deneylemlerin sonucunda elde edilen Menard Modüllerinden (E_M) birimlerin elastisite modülleri (E_s) Çizelge 4.3'te verilen reolojik faktörler yardımı ile aşağıdaki formül kullanılarak elde edilmiştir ve özeti Çizelge 4.4 içerisinde verilmektedir. Şekil 4.4 içerisinde ise elde edilen değerlerin kot ile değişim grafikleri verilmektedir.

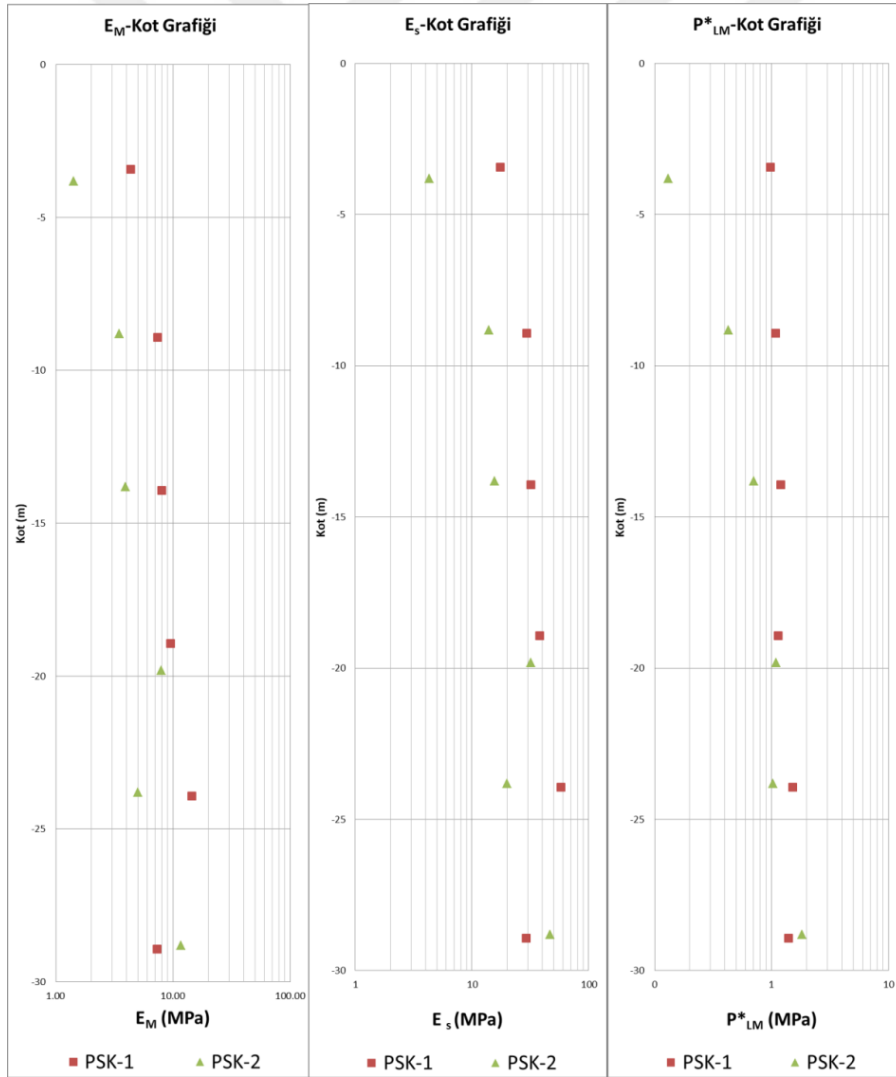
$$E_s = E_M/\alpha \quad (4.3)$$

Çizelge 4.3 : Reolojik Faktör Değerleri

Kil		Silt		Kum		Çakıl ve Kum	
E_m/P^*_{lm}	α	E_m/P^*_{lm}	α	E_m/P^*_{lm}	α	E_m/P^*_{lm}	α
>16	1	>14	0.67	>12	0.5	>10	0.33
9-16	0.67	8-14	0.5	7-12	0.33	6-10	0.25
7-9	0.5		0.5		0.33		0.25

Çizelge 4.4 : Presiyometre sonuçları özet tablosu

Sondaj No	Test Derinliği (m)	Test Kotu (m)	E_M (MPa)	α	E_s (Mpa)	P_{lm} (MPa)	P^*_{lm} (MPa)	E_m / P^*_{lm}
PSK-1	4.5	-3.43	4.37	0.25	17.48	1.025	0.977	4.5
	10.0	-8.93	7.37	0.25	29.49	1.207	1.082	6.8
	15.0	-13.93	8.00	0.25	32.01	1.393	1.198	6.7
	20.0	-18.93	9.50	0.25	38.00	1.405	1.140	8.3
	25.0	-23.93	14.51	0.25	58.05	1.846	1.511	9.6
	30.0	-28.93	7.29	0.25	29.18	1.806	1.401	5.2
PSK-2	5	-3.81	1.42	0.33	4.31	0.193	0.131	10.9
	10	-8.81	3.49	0.25	13.97	0.559	0.427	8.2
	15	-13.81	3.91	0.25	15.64	0.911	0.708	5.5
	21	-19.81	7.97	0.25	31.89	1.380	1.094	7.3
	25	-23.81	5.02	0.25	20.07	1.374	1.031	4.9
	30	-28.81	11.63	0.25	46.54	2.240	1.828	6.4



Şekil 4.4 : Presiyometre deneyleri sonuçlarının kot ile değişim grafikleri

Yapı temellerinden biraz daha alt kotlara gidildiğinde ise farklı yoğunluk haritaları ile gözlem derinliğine kadar karşılaşıyor. Yapı temellerinden sonra çoğunlukla karşılaşılan yoğunluk haritası Şekil 4.6 içerisinde verilmektedir. Burada görülen hatların eski kayıtlarda bulunan kum-çakıl kolonlar olduğu düşünülmektedir. İncelemeler sonucunda burada teşkil edilmiş kolonların halen bulunduğu görülmüştür. Bazı seviyelerde kolonların dağılmış veya yayılmış olabileceği düşünülmektedir. Bu çalışma sonucunda belirlenen hatlar üzerinden MASW tomografi çalışmaları yapılarak temel altında bulunan zemine ait kayma dalgası hızı belirlenmiştir.



Şekil 4.6 : Yapı altında sığ kotlarda (-3.5m - -3.7m) yoğunluk haritası ve yapı bodrum kat planı

Sismik kırılma yüzey dalgalarının çok kanallı analiz yöntemi (MASW/REMİ Metodu)

İnceleme alanında açılan temel sondaj kuyularının yanı sıra, temel zemini oluşturan birimlerin kayma dalgası hızını belirleyebilmek amacıyla 8 profil boyunca MASW tomografi (aktif ve pasif kaynak yüzey dalgası) çalışmaları yapılmıştır. Bu çalışmalar sonucunda elde edilen parametrelerin açıklamaları Çizelge 4.5 içerisinde verilmektedir.

Çizelge 4.5 : Dinamik/elastik parametrelerin mühendislik anlamları.

Dinamik ve Elastik Parametreler	Tanım
S dalgası hızı (m/s)	S-dalgası (Secondary-wave, ikincil) cisimlerin rijidite ve yoğunluğuna bağlıdır. Sıvı maddeler içinde oluşmaz.
Vs30 (m/s)	30 m. derinliğe kadar olan birimlerin ortalama S dalga hızını verir.
Kalınlık (m)	Sismik tabaka kalınlığını gösterir.
Zemin Hakim Titreşim Periyodu (S)	Dinamik durumda zeminin baskın periyodunu gösterir.
Göreceli Zemin Büyütmesi	Yerel zemin koşullarının deprem dalgalarını büyütme özelliğidir.

Sismik dalga hızlarının ve dinamik parametrelerinin belirlenmesi ile temel zemini oluşturan sismik tabakalar için Çizelge 4.6'ya ve Çizelge 4.7'ye göre sınıflama yapılabilir.

Çizelge 4.6 : Vs Hızlarına Göre Kohezyonlu ise Kıvam Durumu.

S dalga Hızı (m/sn)	Zemin Durumu
< 200	Yumuşak – Orta katı
200 – 300	Katı
300 – 500	Çok Katı
500 – 750	Sert

Çizelge 4.7 : Vs Hızlarına Göre Kohezyonsuz ise Kıvam Durumu.

S dalga Hızı (m/sn)	Zemin Durumu
< 300	Gevşek
300-600	Orta sıkı
600-800	Sıkı
800-1000	Çok sıkı

Bu çalışmadaki yüzey dalgası analizinde 3 tabakalı çözümleme yapılmış ve parametre hesaplanmıştır. İnceleme alanında yapılan aktif kaynak MASW tomografi etüdünden hesaplanan büyüklükler ve hesaplanan değerlere göre yapılan sınıflama sonuçları Çizelge 4.8, Çizelge 4.9, Çizelge 4.10, Çizelge 4.11, Çizelge 4.12, Çizelge 4.13, Çizelge 4.14 ve Çizelge 4.15 içerisinde verilmiştir.

Çizelge 4.8 : Masw – 01 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.

Açıklama	1. Tabaka	2. Tabaka	3. Tabaka
V_s (m/s)	263	350	452
Tabaka Kalınlığı (m)	10.0	10.0	10.0
İnceleme Derinliği (m)	10.0	20.0	-
Zemin Büyütmesi		2.07	
V_{s30} (m/s)		338	
Hakim Titreşim Periyodu (sn) T_0		0.53	

Çizelge 4.9 : Masw – 02 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.

Açıklama	1. Tabaka	2. Tabaka	3. Tabaka
V_s (m/s)	299	380	442
Tabaka Kalınlığı (m)	10.0	10.0	10.0
İnceleme Derinliği (m)	10.0	20.0	-
Zemin Büyütmesi		1.98	
V_{s30} (m/s)		368	
Hakim Titreşim Periyodu (sn) T_0		0.51	

Çizelge 4.10 : Masw – 03 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.

Açıklama	1. Tabaka	2. Tabaka	3. Tabaka
V_s (m/s)	255	320	420
Tabaka Kalınlığı (m)	10.0	10.0	10.0
İnceleme Derinliği (m)	10.0	20.0	-
Zemin Büyütmesi		2.14	
V_{s30} (m/s)		318	
Hakim Titreşim Periyodu (sn) T_0		0.57	

Çizelge 4.11 : Masw – 04 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.

Açıklama	1. Tabaka	2. Tabaka	3. Tabaka
V_s (m/s)	259	298	380
Tabaka Kalınlığı (m)	10.0	10.0	10.0
İnceleme Derinliği (m)	10.0	20.0	-
Zemin Büyütmesi		2.20	
V_{s30} (m/s)		305	
Hakim Titreşim Periyodu (sn) T_0		0.60	

Çizelge 4.12 : Masw – 05 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.

Açıklama	1. Tabaka	2. Tabaka	3. Tabaka
V_s (m/s)	200	290	400
Tabaka Kalınlığı (m)	10.0	10.0	10.0
İnceleme Derinliği (m)	10.0	20.0	-
Zemin Büyütmesi		2.34	
V_{s30} (m/s)		274	
Hakim Titreşim Periyodu (sn) T_0		0.64	

Çizelge 4.13 : Masw – 06 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.

Açıklama	1. Tabaka	2. Tabaka	3. Tabaka
V_s (m/s)	200	280	350
Tabaka Kalınlığı (m)	10.0	10.0	10.0
İnceleme Derinliği (m)	10.0	20.0	-
Zemin Büyütmesi		2.40	
V_{s30} (m/s)		263	
Hakim Titreşim Periyodu (sn) T_0		0.69	

Çizelge 4.14 : Masw – 07 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.

Açıklama	1. Tabaka	2. Tabaka	3. Tabaka
V_s (m/s)	200	280	335
Tabaka Kalınlığı (m)	10.0	10.0	10.0
İnceleme Derinliği (m)	10.0	20.0	-
Zemin Büyütmesi		2.42	
V_{s30} (m/s)		260	
Hakim Titreşim Periyodu (sn) T_0		0.70	

Çizelge 4.15 : Masw – 08 etüdünden hesaplanan hızlar ve diğer parametreler.

Açıklama	1. Tabaka	2. Tabaka	3. Tabaka
V_s (m/s)	160	200	240
Tabaka Kalınlığı (m)	10.0	10.0	10.0
İnceleme Derinliği (m)	10.0	20.0	-
Zemin Büyütmesi		2.88	
V_{s30} (m/s)		195	
Hakim Titreşim Periyodu (sn) T_0		0.95	

Alanda 7 profil boyunca bina içinde, 1 profil bina dışında uygulanan aktif kaynak MASW tomografi etütlerinden elde edilen sonuçlara göre V_{s30} hızı bina altında 260m/s-364m/s aralığında, bina dışında yapılan çalışmada 195m/s olarak hesaplanmıştır. MASW tomografi etütlerinden elde edilen zemin hakim titreşim periyodu (T_0) değerleri bina içinden yapılan çalışmalarda 0.51s-0.70s aralığında, bina dışından yapılan çalışmada ise 0.95sn olarak hesaplanmıştır. Zemin büyütmesi (A_k) değerleri ise bina içerisinde 2.42–1.98 aralığında, bina dışında 2.88 olarak hesaplanmıştır. Ansal ve diğerleri tarafından verilen mikro bölgeleme ölçütlerine göre (Çizelge 4.16) bu değerler A ve B (Düşük ve Orta) risk gruplarına girmektedir.

Çizelge 4.16 : Spektral büyütmele göre mikro bölgeleme ölçütleri

Spektral Büyütme	Tehlike Düzeyi
0,0 – 2,5	A (Düşük)
2,5 – 4,0	B (Orta)
4,0 – 6,5	C (Yüksek)

İnceleme alanından elde edilen V_{s30} hızı için Çizelge 4.17 içerisinde verilen Eurocode 8 zemin sınıflamasına göre yerel zemin sınıfı C (Sıkı ya da orta sıkı kum, çakıl veya sert kil) olarak belirlenmiştir.

Çizelge 4.17 : Eurocode 8’de V_{s30} ’a göre belirlenen zemin sınıflaması.

Zemin Sınıfı	Tanım	Özellikler
A	Kaya ya da diğer benzeri formasyonlar	$V_{s30} > 800$
B	Çok sıkı kum, çakıl ya da çok sert killer	$360 < V_{s30} \leq 800$
C	Sıkı ya da orta sıkı kum, çakıl veya sert kil	$180 < V_{s30} \leq 360$
D	Gevşekten orta sıkıya kadar kohezyonsuz zeminler veya yumuşaktan serte kadar kohezyonlu zemin	$180 > V_{s30}$

Söz konusu proje kapsamında sahada yapılan MASW tomografi çalışmaları sonucunda ulaşılan kayma dalgası hızları üzerinde gerilme düzeltmesi uygulanmıştır. Bu düzeltmenin uygulanmasının sebebi, ölçümlerin yapıldığı zemin üzerinde hâlihazırda incelemelere konu olan yapının var olması ve bu yapıdan kaynaklı gerilme artışlarının etkilerinin göz önüne alınması gerekliliğidir. Bahse konu

düzeltilme faktörlerinin hesaplamalarında aşağıdaki Çizelge 4.18 içerisinde açıklanan metot izlenmiştir.

Çizelge 4.18 : Kayma dalgası hızı düzeltilme faktörü metodoloji özeti

Sembol	Açıklama
σ'_1	Yapı olmadığı durumdaki efektif gerilme değeri
$\Delta\sigma'_1$	Yapı kaynaklı gerilme artışı (Boussinesq metodu ile belirlenmiştir)
$\sigma'_2 = \sigma'_1 + \Delta\sigma'_1$	Toplam efektif gerilme
$C_N = (\sigma'_2 / \sigma'_1)^{0.25}$	Düzeltilme katsayısı
V_{s2}	Ölçülen kayma dalgası hızı değeri
$V_{s1} = V_{s2} / C_N$	Düzeltilmiş kayma dalgası hızı

Çizelge 4.18 içerisinde verilen metot izlenerek elde edilen kayma dalgası hızlarının en üst 30 metrelik zemin tabakası için ortalaması olan düzeltilmiş V_{s30} değerleri aşağıdaki Çizelge 4.19 içerisinde özetlenmektedir.

Çizelge 4.19 : Düzeltilmiş V_{s30} değerleri özeti

Serim	Ölçülen V_{s30} (m/s)	Düzeltilmiş V_{s30} (m/s)
MASW-01	338	304
MASW-02	364	326
MASW-03	318	285
MASW-04	305	273
MASW-05	274	247
MASW-06	263	236
MASW-07	260	234

PS Logging etütleri

1990'lı yıllardan beri Japonya ve ABD'de kabul gören kuyu içi PS loglama (Suspension PS Logging), sismik hızların belirlenmesinde kullanımı gittikçe yaygınlaşan bir yöntemdir. Yöntemin temeli sondaj kuyusu içerisine askıda indirilen sistemin içerisinde bulunan kaynaktan oluşturulan dalgaların iki ayrı seviyedeki üç yönlü algılayıcılarca kayıt edilerek sismik P ve S dalga hızları bulması ilkesine dayanır.

Sistemin esasında özel tasarım kuvvetli bir çekiç ve iki ayrı kayıtçı mekanizması bulunur. Veri toplarken sonda istenen derinliğe indirilir ve yukarıdan kumanda ile kaynak harekete geçirilir. Kaynaktan oluşturulan vuruşun kuyu çeperinde yayılımı 3-bileşenli alıcılar tarafından kayıt edilir. Sistemin yazılımı ile çeşitli veri işlem teknikleri ve çoklu vuruşlar kayıt edilebilme özelliğe sahiptir. Bu sayede ilgili derinlikler için dalga hızları elde edilir.

Sonda (prob); kabloya bağlı kaynak, sürücü, 1 m aralıklı iki jeofon ve filtre tüp bileşenlerinden oluşur. Prob kuyu içine winch aracılığı ile istenen derinliğe indirilir ve bu seviyede kuyu sıvısı içinde kaynaktan basınç dalgaları oluşturulur. Bu dalgalar kuyu duvarında sismik P ve S dalgasına dönüşerek ortama geçer. Hidrofon (jeofon) konumlarında tekrar bu sismik dalgalar basınç dalgasına dönüşüp kuyu sıvısında ilerleyerek kuyu içi jeofonlarca kayıt edilir. Bu veri kuyu başına kurulmuş sayısal kayıtçı tarafından saklanır. Bu şekilde istenilen derinlikler arasında P ve S dalga ölçüleri kayıt edilir. Kayıtlar 'ML Digital Suspension PS Logger' özel yazılımı ile alınır ve 'PS log Analysis' kullanılarak değerlendirilir, projenin gerekliliğine göre istenilen seviyeye ait hızlar hesaplanır.

Projede kullanılan sayısal askılı PS Logger sistemi Robertson Geologging (İngiltere) firması tarafından üretilmiştir. Arazi verileri Robertson Geologging tarafından hazırlanmış MLog yazılımı ile toplanmıştır.

Proje çerçevesinde iki kuyuda PS log ölçümü yapılmıştır. Kuyularda ölçümler 2.45 m derinlikten itibaren yapılmıştır. Kuyularda ölçümler kuyu boyunca 1.0 m aralıklarla yapılmıştır. Yapılan çalışmalarda elde edilen sonuçlar Çizelge 4.20 ve Çizelge 4.21 içerisinde özetlenmiştir.

Çizelge 4.20 : SK-1 Vp, Vs hızları ve dinamik zemin parametreleri

Derinlik	Vp	V _{S_{ort.}}	Vp/Vs	Poisson Oranı	Yoğunluk	Kayma Modülü	Elastisite Modülü	Bulk Modülü
(m)	(m/s)	(m/s)		(Birimsiz)	(gr/cm ³)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
2.52	1695	175	9.70	0.49	1.99	60702	181453	5633121
2.97	1626	201	8.10	0.49	1.97	79290	236642	5098943
3.94	1639	196	8.38	0.49	1.97	75433	225211	5200564
4.96	1653	194	8.50	0.49	1.98	74677	222983	5300662
5.99	1770	211	8.40	0.49	2.01	89213	266357	6179771
6.97	1739	209	8.31	0.49	2.00	87620	261575	5938098
8.01	1754	208	8.43	0.49	2.01	86807	259185	6059347
9.02	1887	193	9.75	0.49	2.04	76466	228587	7171500
10	1942	218	8.91	0.49	2.06	97751	292005	7628485
10.98	1923	221	8.72	0.49	2.05	99911	298402	7458750
12	1961	237	8.29	0.49	2.06	115446	344632	7777085
12.99	1942	220	8.82	0.49	2.06	99825	298173	7625720
14.01	2000	233	8.60	0.49	2.07	112120	334822	8142887
15.04	2000	233	8.58	0.49	2.07	112742	336673	8142057
15.97	1905	211	9.04	0.49	2.05	90950	271723	7308981
16.98	1923	229	8.40	0.49	2.05	107498	320951	7448634
18	2020	238	8.48	0.49	2.08	117824	351811	8324935
19.05	2041	246	8.31	0.49	2.08	125798	375542	8510284
19.99	2062	273	7.56	0.49	2.09	155199	462836	8673681
20.9	2000	251	7.96	0.49	2.07	130874	390522	8117882
21.99	2041	279	7.33	0.49	2.08	161731	482122	8462373
23.02	2020	254	7.94	0.49	2.08	134565	401526	8302613
24.04	2000	293	6.82	0.49	2.07	178287	530943	8054664
24.97	2128	314	6.79	0.49	2.11	206934	616209	9255159
26.01	2062	319	6.45	0.49	2.09	213229	634441	8596308
26.94	2041	345	5.91	0.49	2.08	248129	737083	8347176
28.02	2174	380	5.72	0.48	2.12	306250	909077	9595273
29.01	2105	339	6.21	0.49	2.10	241431	717863	8984906
30.05	2083	359	5.81	0.48	2.09	269396	799959	8730908
31.01	2128	439	4.85	0.48	2.11	405262	1197789	8990722
32.01	2198	439	5.01	0.48	2.12	408310	1207995	9708233
32.89	2151	426	5.05	0.48	2.11	382278	1131256	9253508
34.04	2000	429	4.66	0.48	2.07	381876	1127193	7783212
35.08	2273	467	4.86	0.48	2.14	467381	1381514	10432698
36	2174	435	5.00	0.48	2.12	400690	1185351	9469352
37.02	2299	437	5.26	0.48	2.15	410092	1214894	10797076
37.86	2273	454	5.01	0.48	2.14	440422	1302995	10468643
38.98	2353	490	4.80	0.48	2.16	518904	1533164	11261392
40	2105	492	4.28	0.47	2.10	508364	1495720	8628994
41.01	2247	490	4.58	0.48	2.13	512973	1513285	10094371
41.99	2247	470	4.78	0.48	2.13	470967	1391381	10150379
43.01	2469	426	5.80	0.48	2.19	396056	1176032	12794494
43.47	2439	463	5.27	0.48	2.18	466937	1383359	12337204

Çizelge 4.21 : SK-3 Vp, Vs hızları ve dinamik zemin parametreleri

Derinlik	Vp	V _{S.ort.}	Vp/Vs	Poisson Oranı	Yoğunluk	Kayma Modülü	Elastisite Modülü	Bulk Modülü
(m)	(m/s)	(m/s)		(Birimsiz)	(gr/cm ³)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
2.72	1786	187	9.56	0.49	2.02	70350	210271	6332167
4.01	1724	183	9.43	0.49	2.00	66838	199753	5849000
5.02	1802	181	9.98	0.49	2.02	65849	196880	6469162
6.02	1709	181	9.45	0.49	1.99	65279	195098	5737494
7.03	1639	174	9.45	0.49	1.97	59381	177471	5221967
7.98	1786	218	8.21	0.49	2.02	95354	284625	6298829
9.00	1961	165	11.90	0.50	2.06	56008	167626	7856335
10.01	1942	204	9.53	0.49	2.06	85359	255129	7645007
11.03	1961	188	10.43	0.50	2.06	72938	218136	7833763
12.00	1923	199	9.66	0.49	2.05	81318	243073	7483542
13.06	1923	228	8.43	0.49	2.05	106901	319175	7449431
14.00	1942	221	8.78	0.49	2.06	100724	300847	7624521
15.01	1905	245	7.77	0.49	2.05	123027	367010	7266212
16.01	1942	236	8.23	0.49	2.06	114548	341927	7606089
16.96	2041	213	9.59	0.49	2.08	94354	282025	8552209
17.98	2041	233	8.77	0.49	2.08	112810	336943	8527602
18.99	1923	238	8.08	0.49	2.05	116402	347393	7436763
20.00	2000	236	8.48	0.49	2.07	115398	344564	8138516
21.05	2198	276	7.97	0.49	2.12	161222	481089	10037684
22.01	2128	363	5.87	0.49	2.11	276854	822279	9161933
22.97	2247	347	6.47	0.49	2.13	257353	765763	10435198
23.98	2247	359	6.27	0.49	2.13	274373	815953	10412503
24.96	2247	326	6.90	0.49	2.13	226505	674653	10476328
26.02	2222	297	7.48	0.49	2.13	187681	559630	10260503
26.93	2222	331	6.72	0.49	2.13	232973	693637	10200113
28.02	2439	390	6.26	0.49	2.18	330648	983287	12518923
28.98	2273	360	6.31	0.49	2.14	277541	825478	10685818
29.91	2326	324	7.18	0.49	2.15	225582	672288	11342026
31.02	2273	364	6.24	0.49	2.14	284069	844716	10677115
32.03	2062	421	4.90	0.48	2.09	370306	1094805	8386872
32.58	2198	412	5.33	0.48	2.12	360429	1068155	9772074

Dinamik esneklik (elastisite) modülleri izleyen bağıntılardan hesaplanır.

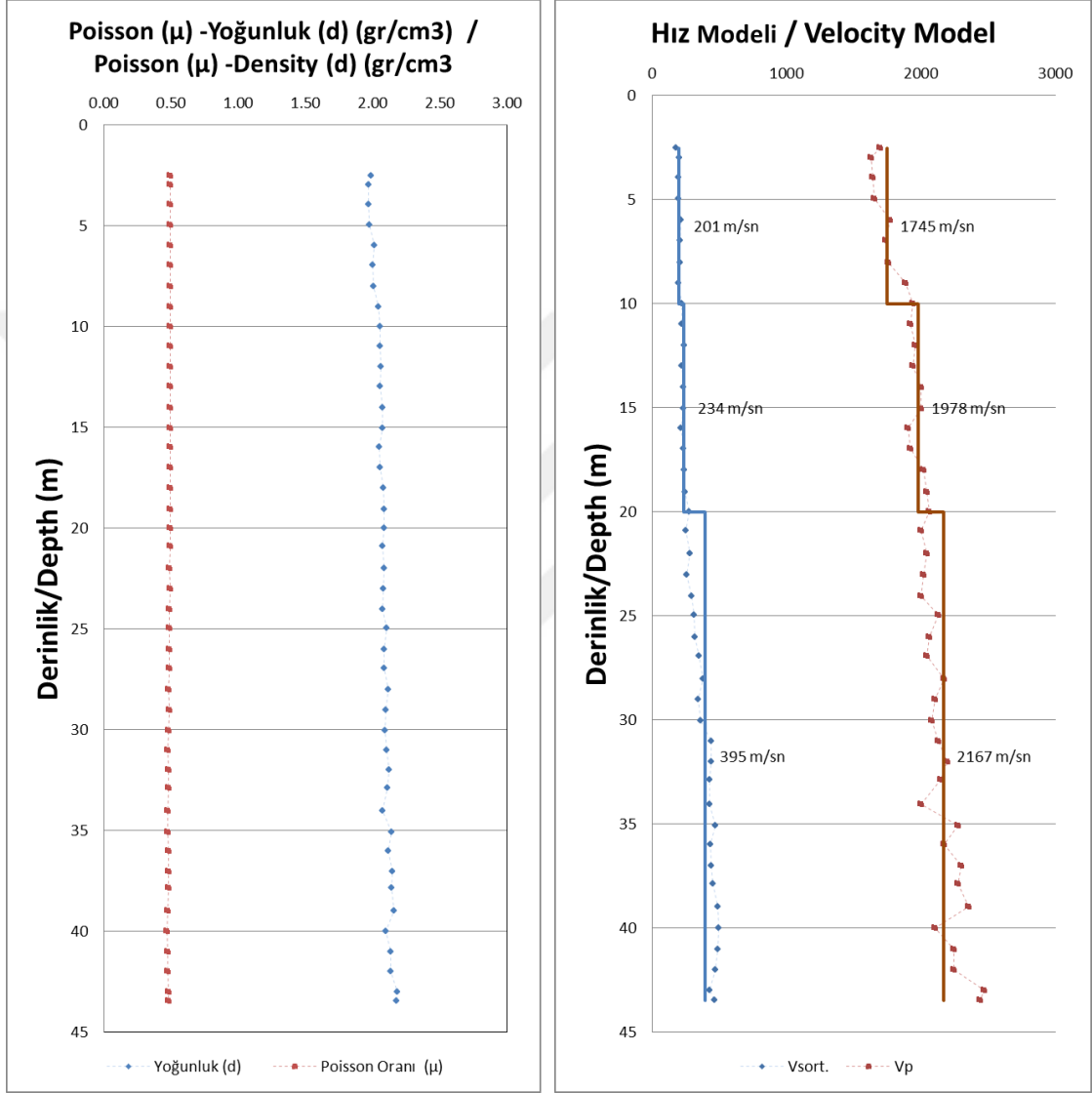
$$\text{Poisson Oranı} \quad \mu = [V_p^2 - 2V_s^2] / [2(V_p^2 - V_s^2)] \quad (4. 4)$$

$$\text{Dinamik Kesme Modülü} \quad G = V_s^2 d \quad (4. 5)$$

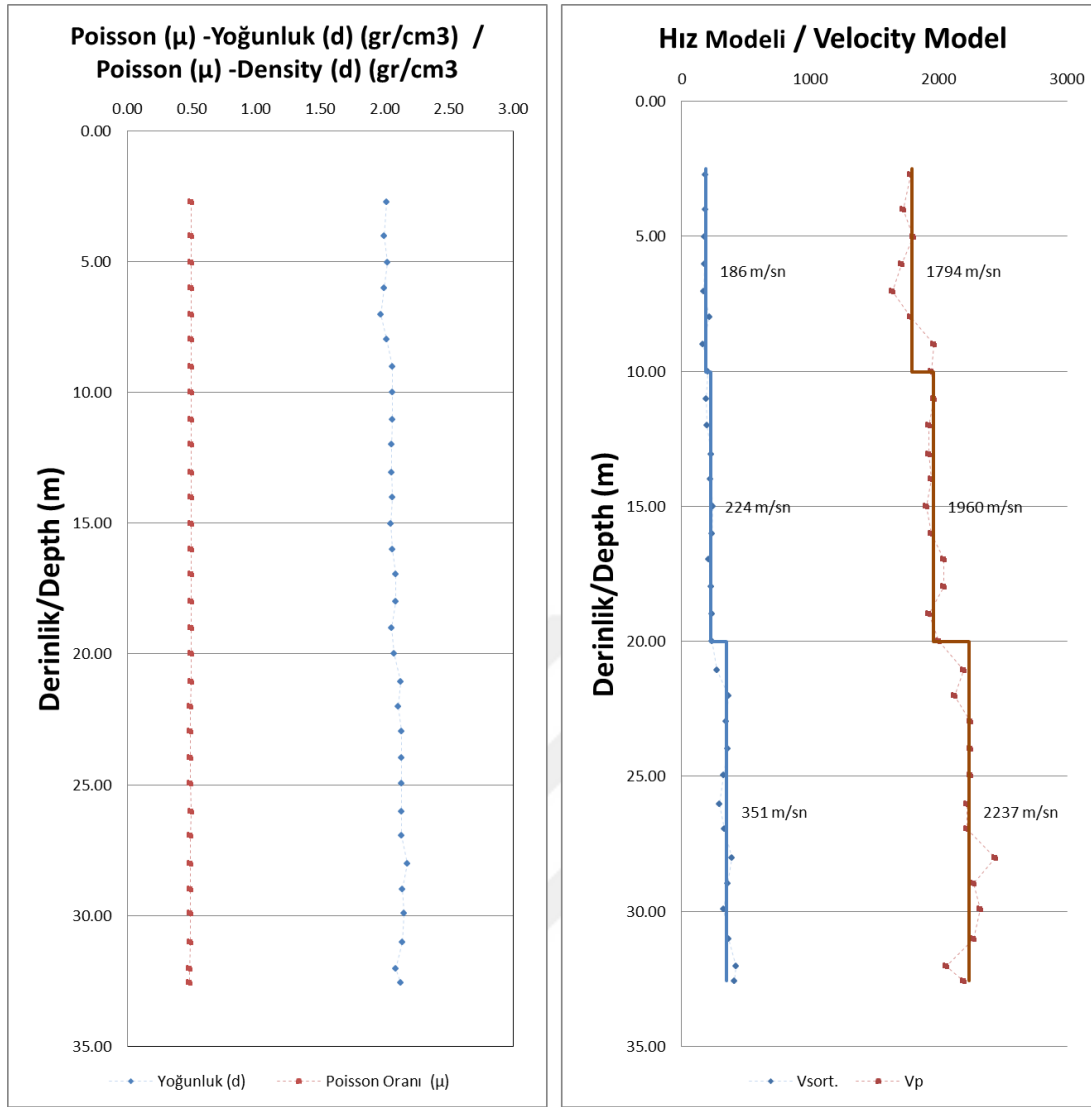
$$\text{Elastisite Modülü} \quad E = 2G(1 + \mu) \quad (4. 6)$$

$$\text{Bulk Modülü} \quad K = E / (3(1 - 2\mu)) \quad (4. 7)$$

PS log ölçümünden bulunan sismik hızlar göz önünde bulundurularak elde edilen dinamik zemin parametreleri her kuyu için Şekil 4.7 ve Şekil 4.8 içerisinde sunulmuştur. Değerler hesaplanırken sismik hızlardan elde edilen birim hacim ağırlıkları kullanılmıştır. Yoğunluk değeri hesabında $d=(0.31V_p^{0.25})$ deneysel eşitliği kullanılmıştır.



Şekil 4.7 : SK-1 Derinlik ile değişen poisson, yoğunluk ve hız modelleri



Şekil 4.8 : SK-3 Derinlik ile değişen poisson, yoğunluk ve hız modelleri

4.3 Proje Alanının Depremselliğine İlişkin Bilgiler

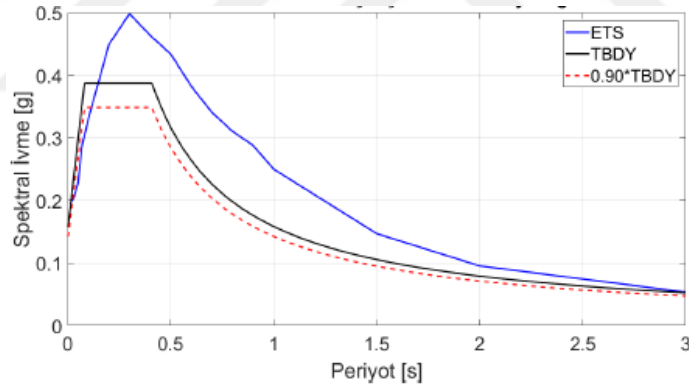
Proje alanının depremselliği ile ilgili bilgilere, söz konusu proje kapsamında Doç. Dr. Serdar Soyöz tarafından hazırlanan “Depremsellik ve Deprem Kaydı Seçimi Hakkında Teknik Rapor” adlı dokümandan ulaşılmıştır. Bu depremsellik çalışmasına temel oluşturacak bina altındaki iyileştirilmiş zemine ilişkin bilgi toplamak amacıyla yer radarı (GPR) yöntemi bina altının görüntülemesi yapılmış, kum-çakıl kolonlar olduğu düşünülen hatlar oluşturularak buradan serim yapılarak MASW tomografi çalışmaları yapılmış ve V_{s30} değeri belirlenmiştir. Bu V_{s30} değeri proje alanına yönelik yapılan sismik tehlike analizleri için kullanılmıştır. Söz konusu depremsellik raporunda Çizelge 4.22 içerisinde farklı tekerrür süreleri için verilen yatay ve düşey pik yer ivmeleri değerleri verilmektedir. Burada “Tasarım Spektrumu” sütununda

verilen değerler ‘‘Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği’’ uyarınca oluşturulan spektrumdan, ‘‘Eşit Tehlike Spektrumu’’ sütunu altında verilen değerler sahaya özel sismik tehlike analizleri sonucunda elde edilen spektrumdan gelmektedir.

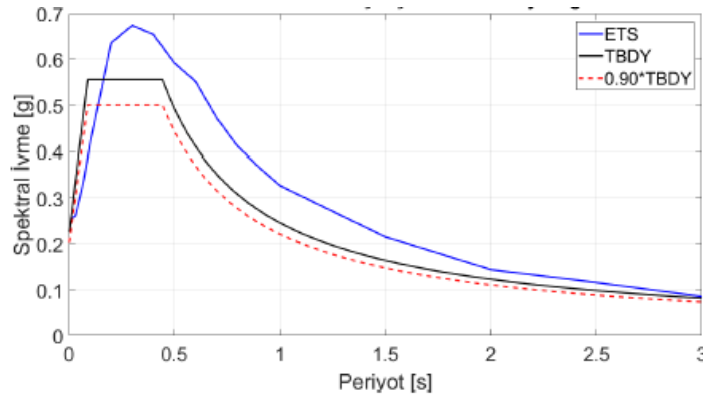
Çizelge 4.22 : Farklı tekerrür aralıklı depremler için en yüksek yer ivmesi değerleri

Tekerrür aralığı (Yıl)	Yatay PGA (g)		Düşey PGA (g)	
	Eşit Tehlike Spektrumu	Tasarım Spektrumu	Eşit Tehlike Spektrumu	Tasarım Spektrumu
43	0.19	0.15	0.11	0.12
72	0.25	0.22	0.14	0.18
475	0.49	0.42	0.27	0.34
2475	0.72	0.65	0.40	0.52

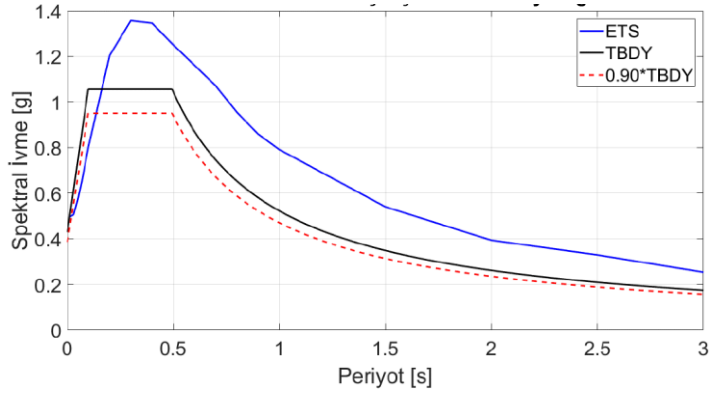
TBDY 2019, sahaya özel sismik tehlike analizlerinden (Eşit Tehlike Spektrumu) elde edilen değerlerin, TBDY 2019’dan elde edilen (Tasarım Spektrumu) değerlerin %90’ının altında olmaması şartını koşmaktadır. Farklı deprem düzeyleri için elde edilen spektrumların karşılaştırıldığı grafikler Şekil 4.9, Şekil 4.10, Şekil 4.11 ve Şekil 4.12 içerisinde verilmektedir.



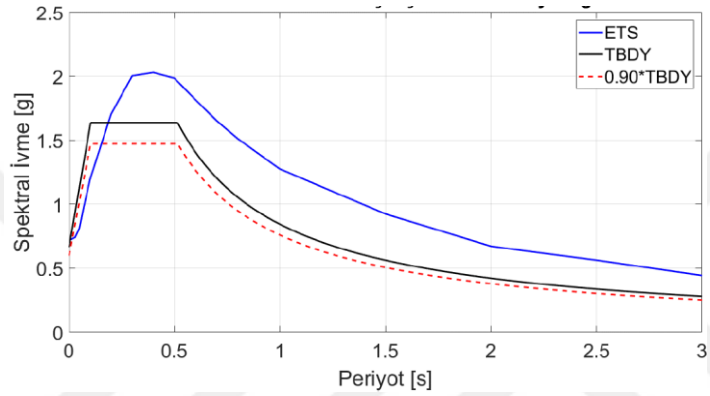
Şekil 4.9 : Deprem spektrumlarının karşılaştırılması (43 yıl TBDY DD-4).



Şekil 4.10 : Deprem spektrumlarının karşılaştırılması (72 yıl TBDY DD-3).



Şekil 4.11 : Deprem spektrumlarının karşılaştırılması (475 yıl TBDY DD-2).



Şekil 4.12 : Deprem spektrumlarının karşılaştırılması (2475 yıl TBDY DD-1).

Bu çalışma kapsamında proje alanı için seçilen ve ölçeklenen zaman tanım alanında deprem verileri Çizelge 4.23 içerisinde verilmektedir. Bu çizelge içerisindeki deprem verileri ilgili faz numaralı PLAXIS analizlerinde kullanılmıştır. Ayrıca analizlerde kullanılan deprem verileri ayrıntılı bir biçimde Ek-A içerisinde verilmektedir.

Çizelge 4.23 : Deprem verileri

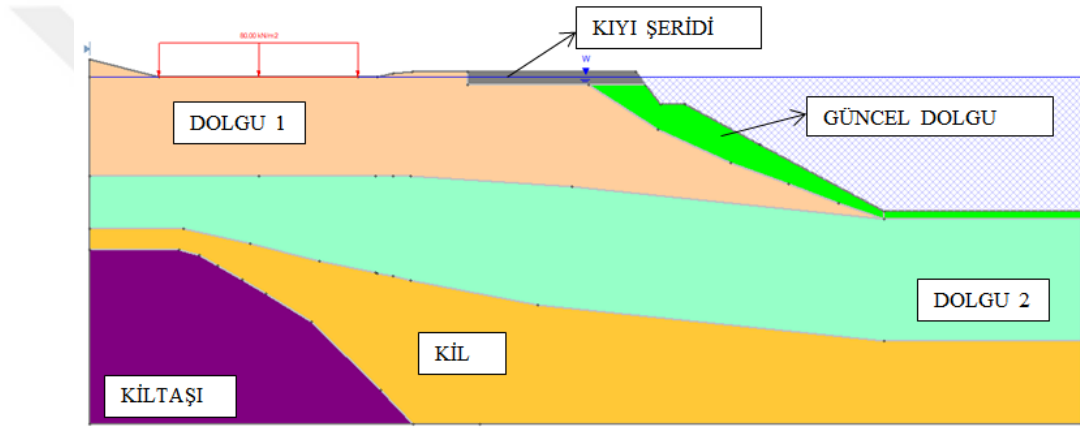
Faz Numarası	Yer Hareketi Verisi	Ölçeklenme Faktörü	Fourier Genliği Tepe Noktasındaki Frekans (Hz)
4	RSN1158_KOCAELI_DZC270	1.60	0.53
6	RSN165_IMPVALL.H_H-CHI012	2.06	1.21
5	RSN1762_HECTOR_ABY090	2.77	0.61
7	RSN266_VICT_CHI102	3.86	1.49
8	RSN2714_CHICHI.04_CHY046N	4.45	1.07
9	RSN5991_SIERRA.MEX_E10230	1.30	1.14
10	RSN6901_DARFIELD_FDCCSN09W	4.65	0.82
11	RSN862_LANDERS_IND000	5.12	1.22
12	RSN721_SUPER.B_B-ICC000	2.00	0.83
13	RSN931_BIGBEAR_HOS180	5.25	2.03
14	RSN1605_DUZCE_DZC180	1.18	2.31
Ortalama			1.21

4.4 Geoteknik Modelleme

Söz konusu sahada zemin koşullarının belirlenmesine yönelik olarak gerçekleştirilen arazi deneyleri ve laboratuvar çalışmaları ile jeolojik birimlerin sınırları belirlenmiştir. Analizlerde kullanılan, zemine ait parametreler bu başlık altında açıklanmaktadır.

4.4.1 Proje Sahasında Karşılaşılan Tabakalar

Proje sahası hesap modelinde beş ayrı zemin tabakası tanımlanmıştır. Bu tabakalar Dolgu 1, Dolgu 2, Kil, Kıltaşı, Güncel Dolgu olarak adlandırılmıştır. Söz konusu tabakaların hesap kesiti üzerinde gösterimi Şekil 4.13 içerisinde verilmektedir.



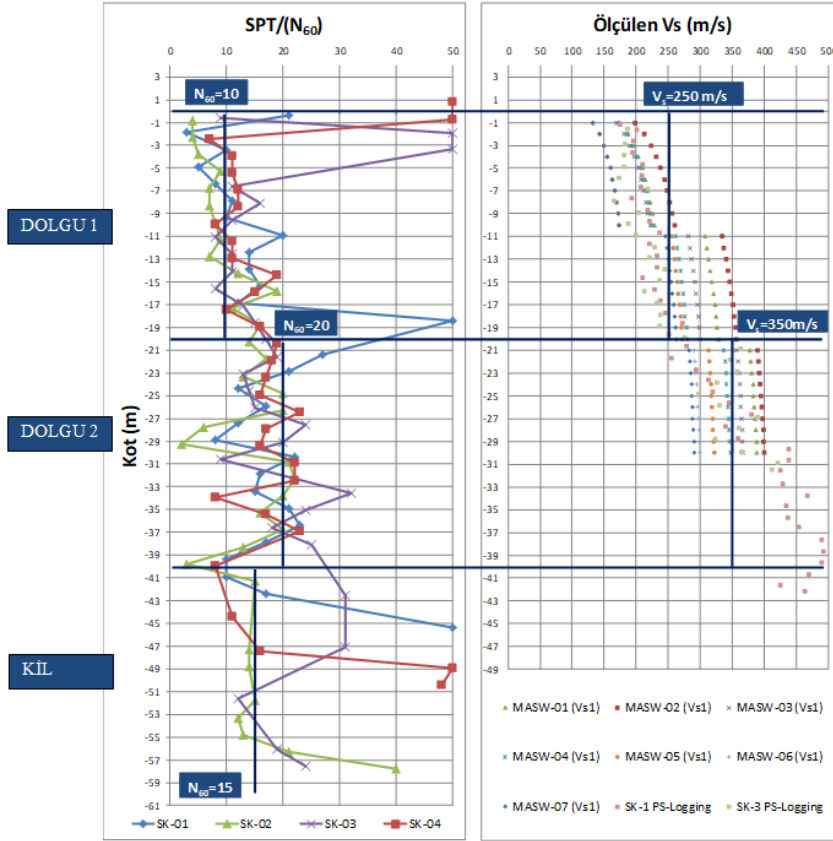
Şekil 4.13 : Proje hesap kesiti

4.4.1.1 Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakaları

Yüzeyden 38.00m-42.00m derinliklere kadar karşılaşılan, dolgu tabakası olarak tanımlanan zemin tabakası genellikle silt ve kil muhteva eden kumlu çakıl birimler olarak belirlenmiştir. Bu tabaka kiremit, kemik gibi kolay parçalanmış cisimler içermektedir.

Proje sahasında yapılan sondajlarda karşılaşılan granüler dolgu tabakasının kalınlığının binanın deniz tarafında yaklaşık 40 metre kalınlığında, yapının haliç ile yol taraflarının ortasında 38 metre kalınlığında olduğu belirlenmiştir. Bu dolgu tabakası daha rafine bir hesap modeli oluşturmak amacıyla, saha deneylerinden elde edilen bulgular doğrultusunda, 0-20 metre ve 20-40 metre derinlikler arası 2 tabakaya ayrılmıştır.

Dolgu tabakasına ait parametrelerin belirlenmesi esnasında kullanılan SPT, PS-Logging ve yüzey jeofiziği çalışmaları sonuçlarının kot ile değişim grafikleri ve bu tabaka içerisinde idealize olarak kabul edilen N_{60} ve V_s değerleri Şekil 4.14 içerisinde verilmektedir. Bu değerler Dolgu 1 için $N_{60}=10$ ve $V_s=250$ m/s, Dolgu 2 için $N_{60}=20$ ve $V_s=350$ m/s olarak kabul edilmiştir.



Şekil 4.14 : Dolgu 1, Dolgu 2 ve Kil tabakaları için elde edilen etüt verileri

4.4.1.2 Kil tabakası

Kaya olarak tanımlanan tabaka ile kontrolsüz dolgu tabakası arasında karşılaşılan, kil tabakası olarak tanımlanan zemin tabakası yer yer kaba dane içeren kumlu/çakıllı kil, yer yer kil birimler olarak belirlenmiştir. Düzeltilmiş SPT/ N_{60} değerleri 7 ila 45 arasında değişmekle beraber, genellikle 10-20 arasındadır. Ayrıca drenajsız kayma mukavemeti (su) UU Üç Eksenli Basınç deneyinden 76 kPa olarak belirlenmiştir.

4.4.1.3 Güncel dolgu tabakası

Deniz tabanından itibaren 5.40m ve 6.50m arasında karşılaşılan birimler çok gevşek ve boşluklu, yer yer moloz içerikli kemik, ağaç muhteva eden içerisinde farklı kökenli kum ve çakıl bulunan zemin tabakası güncel dolgu olarak tanımlanmaktadır.

4.4.1.4 Kıltaşı tabakası

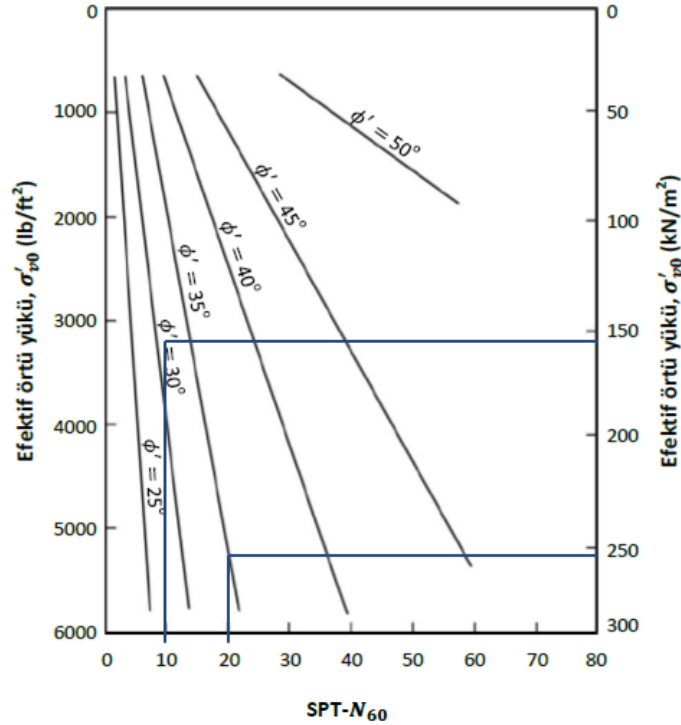
Gri-koyu gri renkli, zayıf-orta dayanımlı, orta yer yer çok ayrılmış, sık yer yer çok sık kırıklı, çok zayıf kaya kalitesine sahip, kalsit damarlı kıltaşı-şeyl birimler ile 2 kuyuda karşılaşılmıştır. Bu tabaka bulgular ışığında deniz yönünde dalım yapan taban kayası olarak belirlenmiştir.

4.4.2 Kayma mukavemeti açısı

Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakalarının kayma mukavemeti açılarını belirlemek amacıyla Çizelge 4.24 ve Şekil 4.15 içerisinde verilen tablo ve abak kullanılmış Dolgu 1 için $\phi'=31^\circ$, Dolgu 2 için $\phi'=35^\circ$ olarak belirlenmiştir.

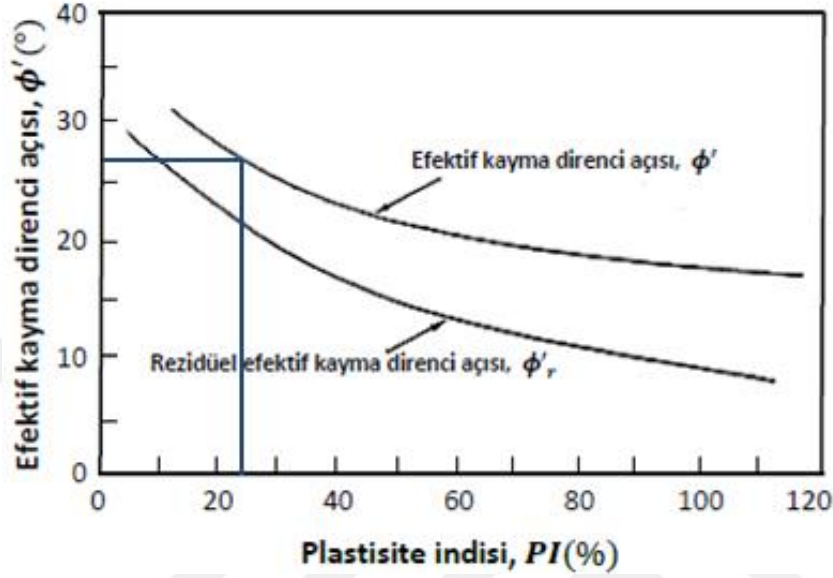
Çizelge 4.24 : D_r , γ_s , $(N_1)_{70}$, ϕ' ilişkisi (Bowles, 1996)

Tanım	Çok gevşek	Gevşek	Orta sıkı	Sıkı	Çok sıkı	
D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85	
$(N_1)_{70}$	ince	1-2	3-6	7-15	16-30	-
	orta	2-3	4-7	8-20	21-40	>40
	iri	3-6	5-9	10-25	26-45	>45
ϕ'	ince	26-28	28-30	30-34	33-38	<50
	orta	27-28	30-32	32-36	36-42	
	iri	28-30	30-34	33-40	40-50	
γ_s (kN/m^3)	11-16	14-18	17-20	17-22	20-23	



Şekil 4.15 : σ'_{v0} , N_{60} , ϕ' ilişkisi (De Mello, 1971)

Kil tabakasının kayma mukavemeti açısının belirlenmesinde Şekil 4.16 içerisinde verilen abak kullanılmıştır. Bu tabaka üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri göz önüne alınarak tabakanın ortalama plastisite indisi 25 olarak belirlenmiştir. Kil tabakası için belirlenen kayma mukavemeti açısı değeri $\phi'=27^\circ$ dir.



Şekil 4.16 : Plastisite indisi kayma mukavemeti açısı ilişkisi (Gibson, 1953'den alıntılan Erol, 2014)

Güncel dolgu olarak tanımlanan tabaka için SPT-N değerlerinin ortalaması 5'tir. Bu tabaka için kabul edilen kayma mukavemeti açısı değeri $\phi'=27^\circ$ dir.

Kiltaşı tabakası için, literatürde grovak için önerilen parametreler göz önüne alınarak güvenli tarafta kalacak şekilde kayma mukavemeti açısı değeri $\phi'=32^\circ$ olarak seçilmiştir. Bu tabaka hesap modeli içerisinde bulunmaktadır. Fakat riskli kayma dairelerine oldukça uzaktır.

4.4.3 Kohezyon değerleri

Proje alanında karşılaşılan tabakaların efektif kohezyon değerlerinin belirlenmesinde aşağıda özetlenen yöntem izlenmiştir. Riskli kayma dairelerine uzak olan Kiltaşı tabakası için literatürde grovak için önerilen parametreler göz önüne alınarak güvenli tarafta kalacak şekilde $c'=50\text{kPa}$ olarak belirlenmiştir. Diğerleri için aşağıda tariflenen yöntem kullanılarak yapılan hesaplamalar aşağıda verilmektedir.

$$c' = \alpha \times \tan \phi' \text{ (Lunne vd., 1997'den alıntılan Erol, 2014)} \quad (4.8)$$

ϕ' (efektif kayma mukavemeti açısı değeri) = 31° ve 35°

α = zemin tipine bağlı katsayı (Lunne vd., 1997 Lunne vd., 1997'den alıntılan Erol, 2014) (Çizelge 4.25)

$c' = 4 \times \tan(31) = 2$ kPa (Dolgu 1)

$c' = 11 \times \tan(35) = 8$ kPa (Dolgu 2)

$c' = 10 \times \tan(27) = 5$ kPa (Kil)

$c' = 20 \times \tan(27) = 10$ kPa (Güncel Dolgu)

Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakası kohezyon değerleri PLAXIS analizlerinde yüzey seviyesinde 2 kPa, derinlikle 0.3 kPa/m artış ile 20 metre derinlikte 8 kPa olarak kabul edilmiştir.

Çizelge 4.25 : Değişik zemin türlerinde α' faktörünün olası değerleri (Lunne vd., 1997'den alıntılan Erol, 2014)

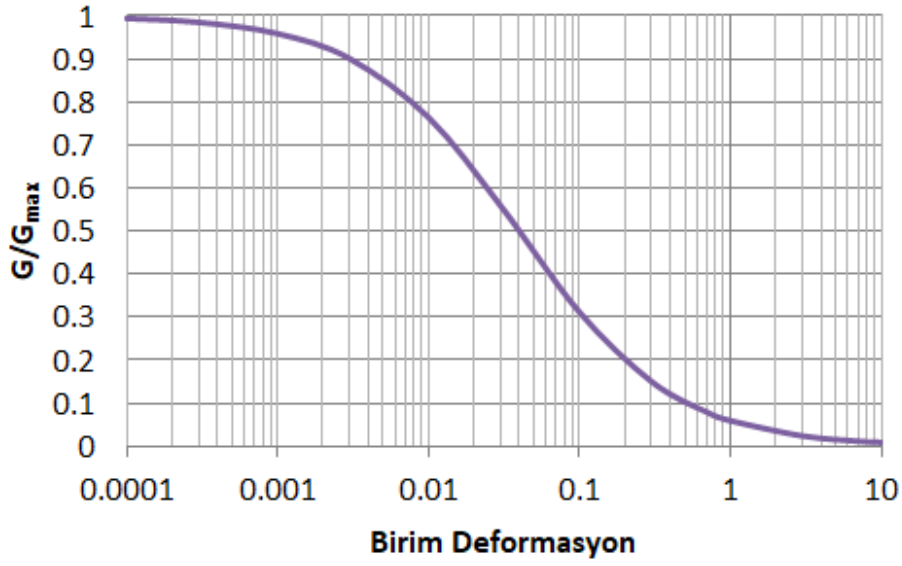
Zemin Cinsi	α	$\tan\phi'$
Yumuşak kil	5-10	0.35-0.45
Orta katı kil	10-20	0.40-0.55
Katı kil	20-50	0.50-0.60
Yumuşak silt	0-5	0.50-0.60
Orta katı silt	5-15	0.55-0.65
Katı silt	15-30	0.60-0.70

4.4.4 Dinamik analizlerde kullanılan diğer parametreler

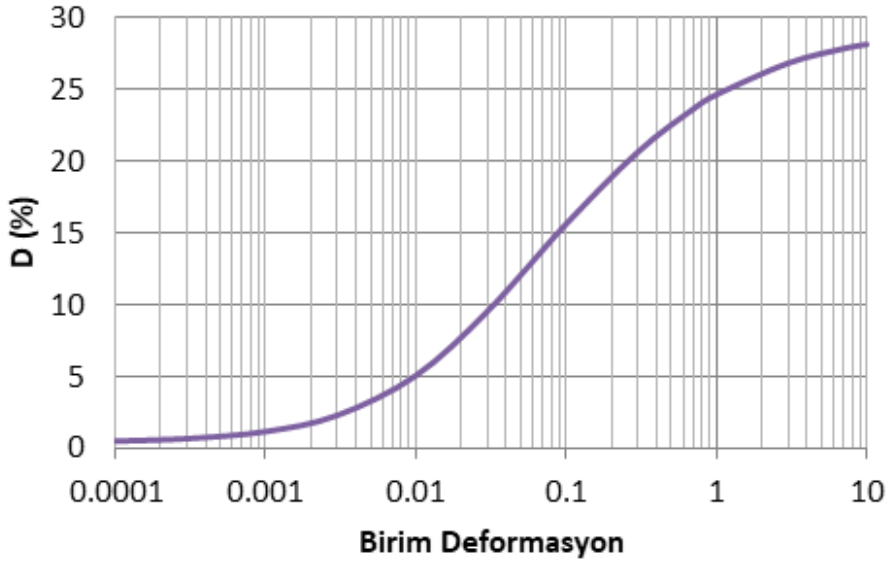
PLAXIS 2D Dynamic yazılımı ile yapılan analizlerde Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakaları için Hardening Soil Small Strain, diğer tabakalar için Hardening Soil zemin modelleri kullanılmıştır. Bu modellerde kullanılan parametreler bu başlık altında açıklanmaktadır. Kullanılan parametreler Ek-C içerisinde daha detaylı olarak verilmektedir.

4.4.4.1 Birim deformasyona bağlı kayma modülü ve sönüm eğileri

Dolgu 1 ve Dolgu 2 kayma modülü değerlerindeki birim deformasyona bağlı azalmalarını tanımlamak için DEEPSOIL yazılımına zemin profili tanımlanmış ve kumlar için Seed & Idriss (1970) tarafından önerilen ortalama eğrisi kullanılarak Şekil 4.17 ve Şekil 4.18 içerisindeki grafikler elde edilmiştir.



Şekil 4.17 : Kayma modülü birim deformasyon ilişkisi



Şekil 4.18 : Sönüm oranı birim deformasyon ilişkisi

Düşük birim deformasyon (small strain) kayma modülü G_0 :

Dolgu 1 ve Dolgu 2 birimleri için düşük birim deformasyon kayma modülü değeri kayma dalgası hızı yardımıyla aşağıdaki denklem kullanılarak belirlenmiştir.

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho \quad (4.9)$$

Söz konusu birimler için yapılan hesaplamalar aşağıda verilmektedir.

$$G_0 = 250^2 \times 18 / 9.81 = \sim 114700 \text{ kPa (Dolgu 1),}$$

$$G_0 = 350^2 \times 18 / 9.81 = \sim 224800 \text{ kPa (Dolgu 2).}$$

4.4.4.2 Rayleigh sönüm katsayıları

Proje alanındaki bütün tabakaların Rayleigh sönüm katsayıları α ve β değerlerinin seçiminde Şekil 4.18 içerisindeki grafikte 10^{-4} ve 10^{-3} birim deformasyon mertebesine karşılık gelen sönüm oranı olan $\zeta=D=1\%$ değeri minimum sönüm oranı olarak hedeflenmiştir. Frekans eksenini için ise Hudson, Idriss & Beirkae (1994) tarafından önerilen; ilk frekans değerinin bütün zemin tabakasının baskın frekansı, ikinci frekans değerinin ise deprem verisi baskın frekansının zemin baskın frekansına oranına en yakın tek sayı olarak girilmesi önerilmiştir. Bu doğrultuda yapılan hesaplamalar aşağıda özetlenmektedir.

Zemin profili doğal frekansı,

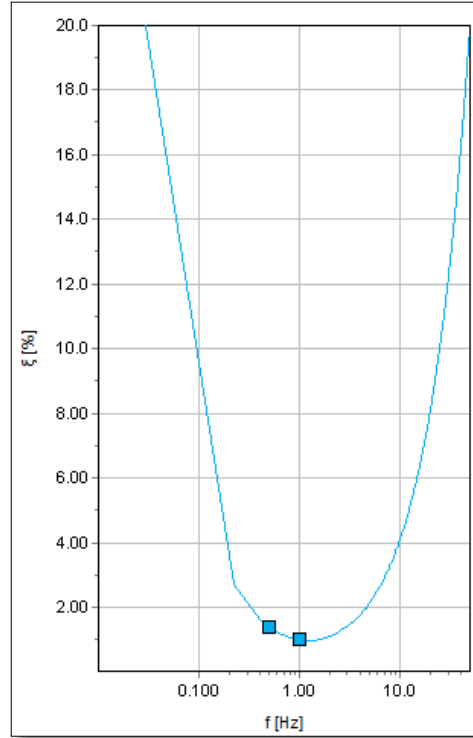
$$f_{\text{zemin}}=f_1=1.44 \text{ Hz}$$

Deprem verisi baskın frekansı,

$$f_{\text{deprem}}=1.21\text{Hz}, f_2=1.21/1.44=1 \text{ Hz}$$

Bu çalışma sonucunda elde edilen katsayılar aşağıda ve bu katsayılara karşılık gelen sönüm oranı grafiği Şekil 4.19 içerisinde verilmektedir.

$$\alpha =0,07418, \beta =1,304\text{E-}3$$



Şekil 4.19 : Hesaplamalarda kullanılan Rayleigh sönüm katsayılarının karşılığı

4.4.4.3 E_{50} , E_{oed} ve E_{ur} deformasyon modülü değerleri ve m (üs) değeri

E_{50} , E_{oed} ve E_{ur} parametreleri sırasıyla sekant modülü, ilk yükleme için tanjant modülü ve boşaltma/tekrar yükleme modülü olarak tanımlanmaktadır. Bu çalışma kapsamında $3E_{50}=3E_{oed}=E_{ur}$ ilişkisi kabul edilmiştir (Plaxis Material Models Manual, 2016). Tabakalar için belirlenen değerler Ek-C içerisinde verilmektedir. Ayrıca Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakalarının deformasyon modüllerinin elde edilişi aşağıda açıklanmaktadır.

Yapılacak çalışmanın amacı sebebiyle Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakalarının E_{ur} değeri küçük birim deformasyon kayma modülüne uygun olarak seçilmiştir. Bu ilişkilerin kurulmasında Alpan (1970) tarafından önerilen Şekil 4.20 içerisindeki abak kullanılmıştır. Bu abakta verilen E_d dinamik rijitlik, E_s statik rijitliktir. v_{ur} değeri ise boşaltma/tekrar yükleme poisson oranıdır ve kabul edilen değer 0.2'dir. Burada;

$$E_s = E_{ur} \text{ ve } E_d = E_0$$

$$\Rightarrow k = E_d / E_s = E_0 / E_{ur}$$

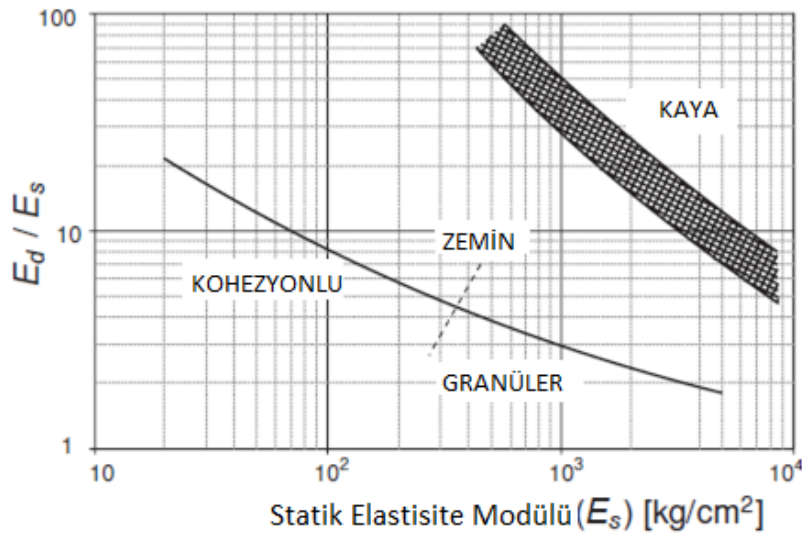
$$\Rightarrow E_{ur} = E_0 / k \text{ ve } E_0 = 2 \times (1 + v_{ur}) * G_0$$

$$\Rightarrow E_{ur} = 2.4 \times G_0 / k \text{ ve } k = 3$$

$$\Rightarrow E_{ur} = 0.8 \times G_0$$

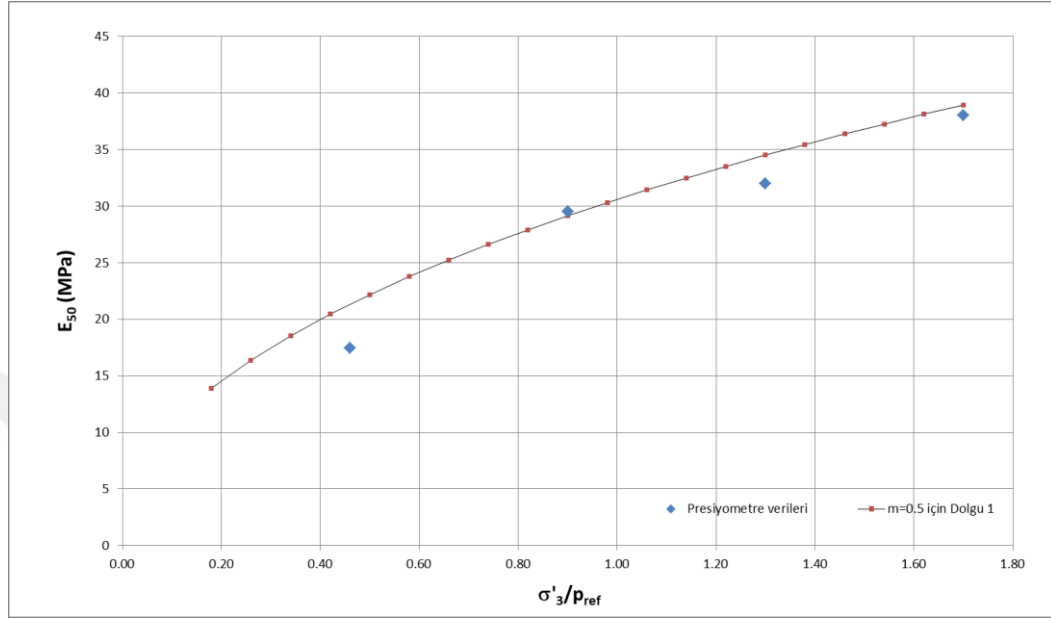
$$E_{ur} = 0.8 \times 114700 = 91760 \text{ kPa, } E_{50} = E_{oed} = 91760 / 3 = 30586 \text{ kPa (Dolgu 1)}$$

$$E_{ur} = 0.8 \times 224800 = 179840 \text{ kPa, } E_{50} = E_{oed} = 179840 / 3 = 59946 \text{ kPa (Dolgu 2)}$$



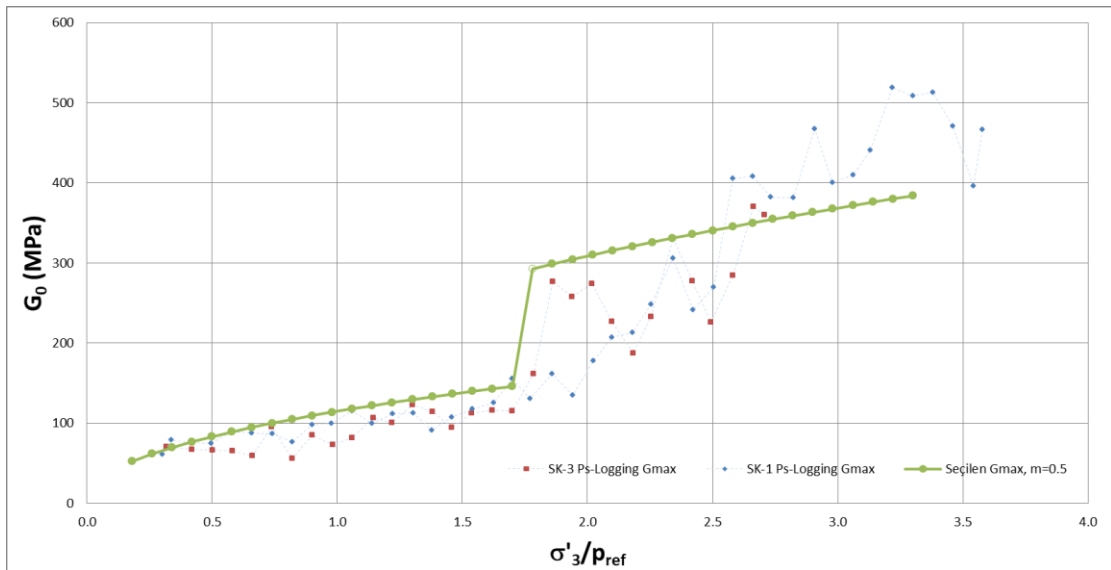
Şekil 4.20 : Dinamik ve statik rijitlik arasındaki ilişki (Alpan, 1970)

Presiyometre verileri m (üs) değerinin seçiminde kullanılmıştır. Bu değer proje alanındaki bütün tabakalar için 0.5 olarak kabul edilmiştir. Dolgu 1 tabakası için belirlenen değerlerin presiyometre verileri ile karşılaştırılması aşağıdaki Şekil 4.21 içerisinde verilmektedir. Burada σ'_3 efektif örtü yükü, p_{ref} ise 100 kPa'dır.



Şekil 4.21 : Seçilen parametrelerin presiyometre verileri ile karşılaştırılması

Ayrıca söz konusu m değeri diğer rijitlik parametrelerinin derinlikle dağılımını da kontrol ettiğinden PS-Logging deneyleri okumalarından elde edilen G_{max} değerleri ile $m=0.5$ değeri için elde edilen değerlerin karşılaştırılması da aşağıdaki Şekil 4.22 içerisinde verilmektedir. ($G_{max}=G_0$)



Şekil 4.22 : Seçilen parametrelerin PS-Logging deneyi sonuçları ile karşılaştırılması

4.4 Şev Stabilite Analizleri

Stabilite analizleri hem limit denge yaklaşımı ile hem de sonlu elemanlar tabanlı gerilme-birim deformasyon yaklaşımı ile gerçekleştirilmiştir. Limit denge analizleri SLIDE 2D yazılımı ile gerçekleştirilmiştir. PLAXIS 2D Dynamic ise sonlu elemanlar tabanlı analizlerde kullanılmıştır. Analizlerde hesap kesiti içerisindeki minimum güvenli kayma yüzeylerinin yanında araştırmaya konu olan yapıya etkisi de göz önüne alınmıştır. Söz konusu yapı hesap kesiti içerisinde 80kPa yayılı yük olarak yer almaktadır. Bütün analizlerde yeraltı su seviyesi +0.00 (deniz seviyesi) kotundadır.






Limit denge yöntemi ile yapılan analizlerde farklı metotlar kullanılmıştır. Statik ve dinamik yüklemeler altında limit denge analizleri yapılarak en düşük güvenli kayma yüzeyleri ve yapının içinde bulunduğu minimum güvenli kayma yüzeyleri araştırılmıştır. Sismik durum incelemeleri için Pseudo-statik analiz yöntemi kullanılmıştır.

Sonlu elemanlar yöntemi tabanlı analizlerde, statik durumdaki güvenlik faktörü belirlenmiş, pseudo-statik analiz yöntemi ile sismik yükleme durumunda olası minimum güvenli kayma yüzeyleri araştırılmıştır. Ayrıca 11 adet zaman tanım alanında deprem verisi altında dinamik analizler yapılarak deprem sonrası oluşabilecek kalıcı deformasyonlar hakkında irdeleme yapılmıştır.

4.4.1 Limit denge analizleri

Bu analizlerde limit denge analiz metotlarından Fellenius Yöntemi, Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi, Janbu Yöntemi, Morgenstern-Price Yöntemi ve Spencer Yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemlerde Şekil 4.13 içerisinde verilen kesit geometrisi kullanılmış olup, zemin tabakalarına ait hesaplamalarda kabul edilen parametreler Çizelge 4.26 içerisinde özetlenmektedir. Limit denge analizleri, statik ve sismik yükleme koşulları altında gerçekleştirilmiştir ve detaylı analiz sonuçları Ek-B içerisinde verilmektedir.

Çizelge 4.26 : Hesap modeli zemin parametreleri

Malzeme Adı	Renk	Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Yenilme kriteri	c (kPa)	φ (derece)	Su seviyesi
Güncel Dolgu		17	Mohr-Coulomb	5	27	Su yüzeyi
Dolgu 1		18	Mohr-Coulomb	2	31	Su yüzeyi
Dolgu 2		18	Mohr-Coulomb	8	35	Su yüzeyi
Kil		19	Mohr-Coulomb	10	27	Su yüzeyi
Kiltaşı		23	Mohr-Coulomb	50	35	Su yüzeyi

4.4.1.1 Statik durumda limit denge yaklaşımı ile şev stabilite analizleri

Statik yükleme koşulları altında yapılan analizlerde minimum güvenli kayma daireleri güvenlik faktörleri 1.422-1.468 (Çizelge 4.27) arasında hesaplanmakla birlikte, deniz tabanı sevi üzerinde yüzeysel yenilmeler şeklindedir.

Çizelge 4.27 : Statik durum limit denge analizleri sonuçları

Analiz Metodu	Minimum Güvenlik Faktörü (GF)	
	Hesap Kesiti İçerisindeki Minimum Güvenlikli Kayma Dairesi	Yapı Alanına Sirayet Eden Minimum Güvenlikli Kayma Dairesi
Fellenius Yöntemi	1.422	+2.50
Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi	1.454	+2.50
Janbu Yöntemi	1.468	+2.50
Morgenstern-Price Yöntemi	1.450	+2.50
Spencer Yöntemi	1.449	+2.50

Bu analizlerde yapı alanına sirayet eden minimum güvenli kayma yüzeyleri için güvenlik faktörü değerleri 2.50 değerinin üzerindedir. Bu analizler göz önünde bulundurularak statik durumda yapı için bir tehlike bulunmadığı söylenebilir.

4.4.1.2 Sismik yükleme durumu limit denge yaklaşımı ile şev stabilite analizleri

Pseudo-statik analiz yöntemi kullanılarak yapılan analizlerde maksimum yatay yer ivmesi $a_{max}=0.49g$ kabul edilerek yatay kuvvet katsayısı $k_h=0.245$ olarak göz önüne alınmıştır. Dinamik yükleme koşulları altında yapılan analizlerde minimum güvenli kayma daireleri güvenlik faktörleri 0.557-0.590 (Çizelge 4.28) arasında hesaplanmakla birlikte, deniz tabanı sevi üzerinde yüzeysel yenilmeler şeklindedir.

Çizelge 4.28 : Sismik yükleme durumu limit denge analizleri sonuçları

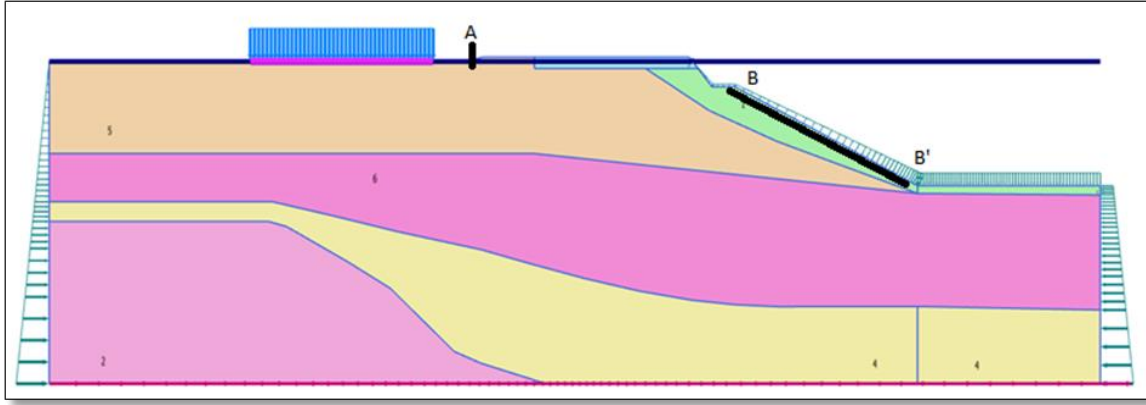
Analiz Metodu	Minimum Güvenlik Faktörü (GF)	
	Hesap Kesiti İçerisindeki Minimum Güvenlikli Kayma Dairesi	Yapı Alanına Sirayet Eden Minimum Güvenlikli Kayma Dairesi
Fellenius Yöntemi	0.557	GF<1.00
Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi	0.583	GF<1.00
Janbu Yöntemi	0.577	GF<1.00
Morgenstern-Price Yöntemi	0.590	GF<1.00
Spencer Yöntemi	0.588	GF<1.00

*Pseudo-statik analizlerde yatay kuvvet katsayısı $k_h=0.5^*a_{mak}=0.245$

Bu analizlerde yapı alanına sirayet eden minimum güvenli kayma yüzeyleri için güvenlik faktörü değerleri 1.0 değerinin altına düşmektedir. Bu analizler göz önünde bulundurularak sismik durumda yapı için bir tehlike bulunduğu söylenebilir.

4.4.2 Sonlu elemanlar yöntemi ile analizler

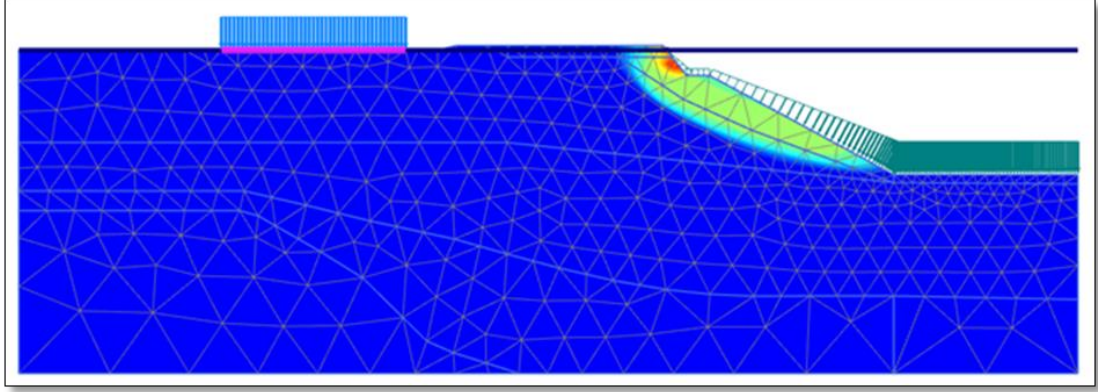
Sonlu elemanlar yaklaşımı ile gerçekleştirilen analizlerde PLAXIS 2D yazılımı kullanılmıştır. Bu analizlerde Bölüm 0 içerisinde belirlenen parametreler ve kesit geometrisi ile oluşturulan hesap kesiti Şekil 4.23 içerisinde verilmektedir. Zemin tabakalarına ait hesaplamalarda kabul edilen parametreler ayrıntılı bir şekilde Ek-C altında verilmektedir. Sonlu elemanlar metodu ile yapılan analizler statik ve sismik yükleme koşulları altında farklı yaklaşımlarla gerçekleştirilmiştir.



Şekil 4.23 : PLAXIS hesap kesiti

4.4.2.1 Statik durumda sonlu elemanlar modeli üzerinde şev stabilite analizi

Oluşturulan model üzerinde statik durumdaki güvenlik faktörünü bulmaya yönelik analizler yapılmıştır. Bu analizler sonucunda statik durumda minimum güvenli yenilme yüzeyi olan Şekil 4.24 içerisinde görülen yenilme yüzeyinin güvenlik faktörü 1.672'dir. Burada güvenlik faktörü mukavemet düşürme yaklaşımı ile hesaplanmıştır. Bir başka deyişle, c ve ϕ mukavemet parametrelerinin 1.672 kat azalması sonucunda bu yenilme yüzeyi oluşmaktadır. Bu yenilme yüzeyi de limit denge yaklaşımı ile statik yükleme durumu için yapılan analizlerde belirlenen yüzeyler ile benzerdir ve statik durumda yapı için bir tehlike bulunmadığı söylenebilir.

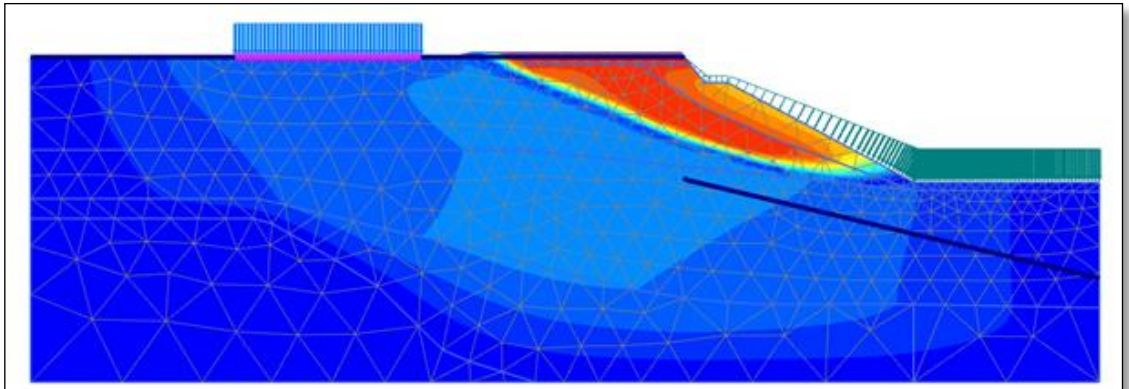


Şekil 4.24 : Sonlu elemanlar modeli üzerinde statik durumda en güvensiz kayma yüzeyi ($F=1.672$)

4.4.2.2 Sismik yükleme durumu sonlu elemanlar modeli üzerinde şev stabilite analizleri

Pseudo-statik yaklaşım ile gerçekleştirilen analiz

Limit denge yaklaşımı ile yapılan hesaplamalarda olduğu gibi, bu analizlerde de $a_{max}=0.49g$ kabul edilerek yatay kuvvet katsayısı $k_h=0.245$ olarak göz önüne alınmıştır. Bu analizlerde gözlenen minimum yenilme yüzeyi de limit denge yaklaşımı ile yapılan sismik durum analizlerine benzer şekilde görülmektedir. Minimum yenilme yüzeyinin güvenlik faktörü 0.628 (Şekil 4.25) olarak hesaplanmaktadır. Burada yenilme yüzeyinin kıyı hattında bulunan beton yürüyüş yolunun içerisinden geçmemesi sebebiyle minimum güvenli yenilme yüzeyi biraz daha içerilere sirayet etmekte ve dolayısıyla güvenlik faktörü limit denge yaklaşımıyla hesaplanan güvenlik faktörlerinden bir miktar yüksektir.



Şekil 4.25 : Sonlu elemanlar modeli üzerinde pseudo-statik analiz sonucu en güvensiz kayma yüzeyi ($F=0.628$)

Zaman tanım alanında deprem verileri ile gerçekleştirilen analiz

Proje alanında sismik yükleme sonrasında oluşacak deformasyon mertebelerinin belirlenmesi amacıyla dinamik analizler yapılmıştır. Bu analizlerde PLAXIS 2D Dynamic yazılımında önceden tanımlanmış deplasman (prescribed displacement) verisi olarak tanımlanan zaman tanım alanında deprem ivmesi verileri (Çizelge 4.23 ve Ek-A) modele -70.0m kotundan uygulanmıştır. Yapılan analizler sonucunda şev yüzeyinde (Şekil 4.23, B-B' hattı) ve inceleme alanında bulunan yapının deniz tarafında (Şekil 4.23, A noktası) yüzey seviyesinde hesaplanan kalıcı yatay deplasman miktarları Çizelge 4.29 altında sunulmaktadır.

Çizelge 4.29 : Zaman tanım alanında deprem verileri ile gerçekleştirilen analizlerde hesaplanan bazı noktalardaki kalıcı yatay deplasmanlar

Faz Numarası	Yer Hareketi Verisi	Şev yüzeyindeki kalıcı yatay deplasman (m) (B-B' Hattı)	Yapının deniz tarafı yüzey seviyesi kalıcı yatay deplasman (m) (A noktası)
4	RSN1158_KOCAELI_DZC270	1.75	0.30
5	RSN1762_HECTOR_ABY090	2.86	0.61
6	RSN165_IMPVALL.H_H-CHI012	2.22	0.30
7	RSN266_VICT_CHI102	2.64	0.66
8	RSN2714_CHICHI.04_CHY046N	1.96	0.35
9	RSN5991_SIERRA.MEX_E10230	2.70	0.47
10	RSN6901_DARFIELD_FDCCSN09W	3.28	0.58
11	RSN862_LANDERS_IND000	3.69	0.44
12	RSN721_SUPER.B_B-ICC000	1.69	0.17
13	RSN931_BIGBEAR_HOS180	3.29	0.65
14	RSN1605_DUZCE_DZC180	1.81	0.38

Zaman tanım alanında deprem verileri altında yapılan 11 adet analizde ise şev yüzeyindeki yatay deplasmanlar farklı deprem verileri altında 1.69m ile 3.69m arasında, binanın deniz tarafında yüzeyde oluşan kalıcı yatay deplasmanlar 0.30m ile 0.66m arasında hesaplanmıştır.

4.4.3 Analiz sonuçlarının değerlendirilmesi

Limit denge yaklaşımı ile yapılan analizlerde statik yükleme koşulları altında minimum güvenlik daireleri şev yüzeyine yakın seviyelerde ve 1.45 mertebesinde görülmüştür. Sonlu elemanlar modeli üzerinde yapılan analizde ise statik yükleme koşulları altında güvenlik faktörü 1.67 olarak hesaplanmıştır. Yapı alanına sirayet eden yenilme yüzeylerinin güvenlik faktörleri 2.50 değerinin üzerindedir. Burada

yapılan analizler göz önünde bulundurulduğunda statik durumda sahada bir şev stabilitesi problemi beklenmemektedir.

Limit denge yaklaşımı ile gerçekleştirilen analizlerde sismik yükleme durumunda minimum güvenli yenilme yüzeyleri deniz tabanı şevinde nispeten yüzeysel yenilmeler şeklindedir ve güvenlik faktörleri 0.50-0.60 mertebesindedir. Sonlu elemanlar modeli üzerinde yapılan pseudo-statik analizde ise minimum güvenli yenilme yüzeyinin güvenlik faktörü 0.63'tür. Ayrıca yapı alanına sirayet eden güvenlik faktörü 1.0 değerinin altında olan yenilme yüzeyleri bütün sismik limit denge analizlerinde görülmektedir.

Sismik yüklemeler altında gerçekleştirilen analizler göz önüne alındığında, su altı şev yüzeyi için ve yapı alanı için deprem durumunda stabilite problemi oluşması muhtemeldir. Limit denge analizlerinden görüldüğü üzere, hesaplarda kabul edilen atalet kuvvetlerinin zemin içerisinde oluşması durumunda, inceleme alanında yaklaşık 40 metre derinliğinde olan dolgu tabakasının üst 20 metresinde binayı da içerisine alacak şekilde yenilmeler gerçekleşebilir. Fellenius metodu depremlerle ilgili analiz sonucunda stabilite problemi olan derin kayma daireleri görülmüştür. Fakat diğer yöntemlerle yapılan analizlerde görülmeyen bu kayma dairelerinin oluşması beklenmemektedir. Söz konusu sahada yenilme yüzeylerinin derinden yuvarlak yenilme yüzeyleri biçiminde değil, dolgu içerisinde oluşan yatayla daha düşük açılı yenilme yüzeyleri biçiminde olması muhtemel görünmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemi ile zaman tanım alanında deprem verileri ile yapılan analizlerde ise deprem sonrası deformasyon miktarları kestirilmeye çalışılmıştır. Bu analizlerin sonuçları incelendiğinde görülmüştür ki deniz tabanı şev yüzeyinde 2-3 metre mertebelerinde olan yatay kalıcı deformasyonlar, bina yönünde sürekli azalarak binanın deniz tarafında yüzey seviyesinde 30-70cm mertebelerindedir. Bu sonuçlar ışığında inceleme alanında bulunan yapının da yatay yönde kalıcı yer değiştirme yapması beklenmektedir.



5. SONUÇLAR

Şev stabilitesi konusu geoteknik mühendislerinin en öncelikli uğraşlarından birisidir. Böyle olmasının sebebi ise stabilite sorunlarının çok büyük kayıplara sebebiyet vermesidir. Hem güvenli yapılar oluşturabilmek, hem de doğal olanı tetkik edebilmek için birçok yöntem geliştirilmiştir. Ancak, şev stabilitesi doğası gereği birçok belirsizlik içermektedir ve bire bir modellenmesi imkânsızdır. Burada arazi gözlemleri, aletsel gözlemler, arazi deneyleri, laboratuvar deneyleri gibi birçok yöntem gerçek durumu modellemek için farklı tipte veri sunmaktadır. Ne kadar çok veri elde edilirse hesap modeli o kadar geliştirilebilir fakat modelleri çok karmaşık bir hale getirmek, gerektireceği iş gücü sebebiyle verimsiz olabilir.

Homojen zemin koşullarına sahip bir şevin, statik durumda analiz edilmesine yönelik birçok çalışma yapılmış ve analiz yöntemlerinin daha fazla değişkeni hesaba katabileceği şekilde güvenli yöntemler geliştirilmiştir. Bu yöntemler geoteknik mühendisliği pratiğinde oldukça fazla kullanılmaktadır. Birikimin fazla olması sebebiyle yorumlanması konusunda da yardımcı kaynak bir hayli fazladır. Ancak dinamik şev stabilitesi analizleri konusunda literatür birikiminin statik analizler kadar olmaması sebebiyle, sismik şev stabilitesi analiz sonuçlarının yorumlanması daha fazla belirsizlik içerir. Bu nedenle analizlerde birçok kabul güvenli tarafta kalacak şekilde yapılmaktadır.

Kalıcı ve geçici şevler için farklı güvenlik faktörü değerleri kritiktir. Ayrıca kalıcı şevler söz konusu olduğunda doğal afet risklerinin de değerlendirilmesi gerekmektedir. Ülkemiz sismik aktivite açısından oldukça faal bir konumda bulunmaktadır. Bu nedenle doğal ya da inşa edilmiş kalıcı şevlerde deprem durumunda stabilite durumu değerlendirilmelidir. Uzun süredir üzerinde birçok değerli araştırmacının çalıştığı Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 1 Ocak 2019 tarihinden itibaren Türkiye’de yürürlüğe girmiştir. Yönetmelik içerisinde farklı disiplinlere yönelik birçok yenilik vardır. Ayrıca zemin araştırmaları ve yapılması gereken tetkikleri içeren ayrı bir doküman deprem yönetmeliğinin eki olarak yayınlanmıştır.

Bu çalışma kapsamında şev stabilitesi konusunda araştırma yapmak üzere sondajlar, arazi deneyleri , laboratuvar deneyleri, jeofizik yöntemler ile veriler toplanmış, çevre yapıları ve inceleme alanında daha önce yapılan çalışmalara ait dokümanlar incelenmiştir. Ayrıca şev stabilitesi üzerine bir araştırma yapılarak literatürde kabul gören analiz yöntemleri incelenmiştir. Bu çalışmalar doğrultusunda ele alınan vaka için bir hesap kesiti oluşturulmuştur. Bu model üzerinde farklı analiz metotları kullanılarak analizler yapılmış ve sonuçlar aşağıdaki gibi yorumlanmıştır;

- Proje alanında 1960'lı yıllarda yapılan uygulamalara yönelik araştırmalardan görüldüğü üzere bina altında oluşturulduğu söylenen kum-çakıl kolonları kısmen deforme olmuş bir şekilde oradadır. Binanın temelinin altında bulunan zemin bir bütün olarak bina etrafında bulunan zeminden daha sıktır. Bu kolonlar bina yüklerinin daha derin tabakalara aktarılması konusunda halen yardımcı olabilir fakat yatay yönlü harekete karşı işlevsiz kabul edilebilir.
- Yapının deniz tarafında şev topuğunu konsolide ederek mukavemetini artırmak ve yük ile desteklemek için yapılan anroşman dolgusundan geçmişte hazırlanan dokümanlarda bahsedilmektedir. Bu tabakaya yönelik araştırmalarda net bir anroşman dolgusu ile karşılaşılmasıdır. Bu anroşman dolgusunun şev topuğundaki yumuşak tabakada 2 metre oturmaya sebep olduğu bilgisi eski dokümanlarda bulunmaktadır.
- Limit denge yaklaşımı ile gerçekleştirilen analizlere göre statik durumda güvenlik faktörü değeri 1.45 olarak belirlenmiştir. Sonlu elemanlar yaklaşımı ile yapılan analizlerde ise bu değer 1.67 olarak hesaplanmıştır. Ayrıca bu minimum güvenlik faktörü değerleri şev üzerinde yüzeysel yenilmeler için hesaplanmıştır. Bu bilgiler ışığında inceleme alanında statik durumda bir problem olmadığı söylenebilir.
- Sismik yükleme durumu için yapılan limit denge analizlerinde minimum yenilme yüzeyleri yine yüzeysel yenilmelerdir ve güvenlik faktörleri 0.5 mertebelerindedir. Ancak, bu analizlerde güvenlik faktörü 1.0 değerinin altında hesaplanan yapı alanına uzanan yenilme yüzeyleri de tespit edilmiştir. Bütün analizler incelendiğinde yenilme yüzeylerinin Dolgu 1 ve Dolgu 2

olarak adlandırılan tabakalar içerisinde olduğu gör÷lmektedir. Analiz sonuçları Ek-B içerisinde sunulmaktadır.

- Ayrıca zaman tanım alanında deprem verileri kullanılarak yapılan analizlerde bina ile deniz arasında kalan bölgede yüksek yatay deformasyon miktarları gözlenmiştir. Ek-C içerisinde sunulan sonuçlarda gör÷lebileceği üzere, kıyı tarafındaki yüksek deformasyon miktarı kara doğrultusunda azalarak bina bölgesinde 50cm mertebesine düşmektedir.

Birçok farklı kaynaktan elde edilen verileri kapsayan bu araştırma sonucunda farklı yaklaşımlar için birbirleri ile uyumlu modeller oluşturulmuştur ve analizler yapılmıştır. Analizler sonucunda dolgu tabakası içerisinde deprem durumunda yüksek deformasyon miktarlarının gör÷lebileceği belirlenmiştir. Farklı analizlerin sonuçları bir bütün olarak değerlendirildiğinde ortaya şu sonuç çıkmaktadır; çözüm yöntemi olarak, belirlenen kayma dairelerinin derin ve yuvarlak olmaması sebebi ile topuk dolgusu ya da zemin iyileştirme gibi yöntemlerdense burada karşılaşılan problemlerin çözümü için yenilme yüzeylerinin aşağısına uzanan yapısal elemanlar imal edilebilir. Bu dayanma yapısının deniz yönünde harekete karşı oldukça mukavemetli olması gerekmektedir. Gereklilikleri sağlayabilecek yapısal elemanlar olarak ise diyafram duvarlar ve fore kazıklı iksa sistemleri ön plana çıkmaktadır.



KAYNAKLAR

- Alpan, I., (1970).** The Geotechnical Properties of Soils. Earth Science Reviews, Elsevier, (6):5–49,
- Arioğlu, E. ve Tokgöz, N., (2005).** Çözümlü Problemlerle Şev Stabilite Analizi, Evrim Yayınevi.
- Akçakal, Ö., (2009).** Şev Stabilitesi Analizinde Geri Hesap Yöntemi ve Bir Vaka Analizi, İTÜ, İstanbul
- Bowles, J. E., (1996).** Foundation Analysis and Design: McGraw-Hill Companies, Inc., New York, USA.
- Kramer, S. L., (2003).** Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall
- Coduto, D.P., (2006).** Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar, Gazi Kitabevi.
- Cruden, D. and Varnes D. J, (1996).** Landslide Types and Processes, *Landslides: Investigation and Mitigation*, A. Keith Turner and Robert L. Schuster, Eds Darcy, H (1986), *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon* (The water supply of the city of Dijon), Dalmont, Paris.
- Das, M.B., (2006).** Principles of Geotechnical Engineering, Thomson.
- De Mello, V.F.B., (1971).** The standard penetration test. Proc. 4th Pan American Conf. Soil Mechs. Found. Eng., San Juan Puerto Rico, ASCE, v. 1, pp. 1-86.
- Duncan, J.M. and Wright, S.G., (2005).** Zemin Şevlerinin Duraylılığı, Gazi Kitabevi.
- Erol, A.O., Çekinmez, Z., (2014).** Geoteknik Mühendisliğinde Saha Deneyleri, Yüksel Proje Yayınları, Ankara
- McCarthy, D.F., (2014).** Essentials of Soil Mechanics and Foundations: Basic Geotechnics, Seventh Edition, Pearson Education Limited
- Önalp, A. ve Arel, E., (2004).** Geoteknik Bilgisi II Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği, Birsen Yayınevi.
- Özmen, B., Nurlu, M., Kuterdem, K. ve Temiz, A., (2004).** Afet Yönetimi ve Afet İşleri Genel Müdürlüğü, *Kocaeli Deprem Sempozyumu*, 23-25 Mart 2005, Kocaeli.
- Peynircioğlu, H., (1976) :**Haliç Sahillerinde Temel ve Stabilite Sorunları, *Boğaziçi Üniversitesi Haliç Sorunları ve Çözüm Yolları Ulusal Sempozyumu*.
- Seed H.B., Idriss I.M. (1970).** Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, Technical Report EERRC-70-10, University of California, Berkeley

Spencer E., (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslices forces. *Geotechnique* 17(1), 11-26.

Tek, H., Arel, E., 2017: Şev Duraylılığında Deterministik Analizlerin Olasılıksal Yöntemlerle Değerlendirilmesi. 7. *Geoteknik Sempozyumu*, İstanbul

Url-1 <<https://www.usgs.gov/media/images/2005-landslide-conchita-ca>>, alındığı tarih 10.03.2019.

Varnes, D. J., 1978: Landslides: Analysis and Control, Special Report 176, pp20-47, R. L. Scuster and R. J. Krizek, Ed., Transportation Research Board, Highway Research Council.

Cheng, Y. M. and Lau, C.K. Slope Stability Analysis and Stabilization, Routledge, 2008, p63)

Plaxis Material Models Manual, 2016

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, 2019



EKLER

EK A: Analizlerde Kullanılan Deprem verileri

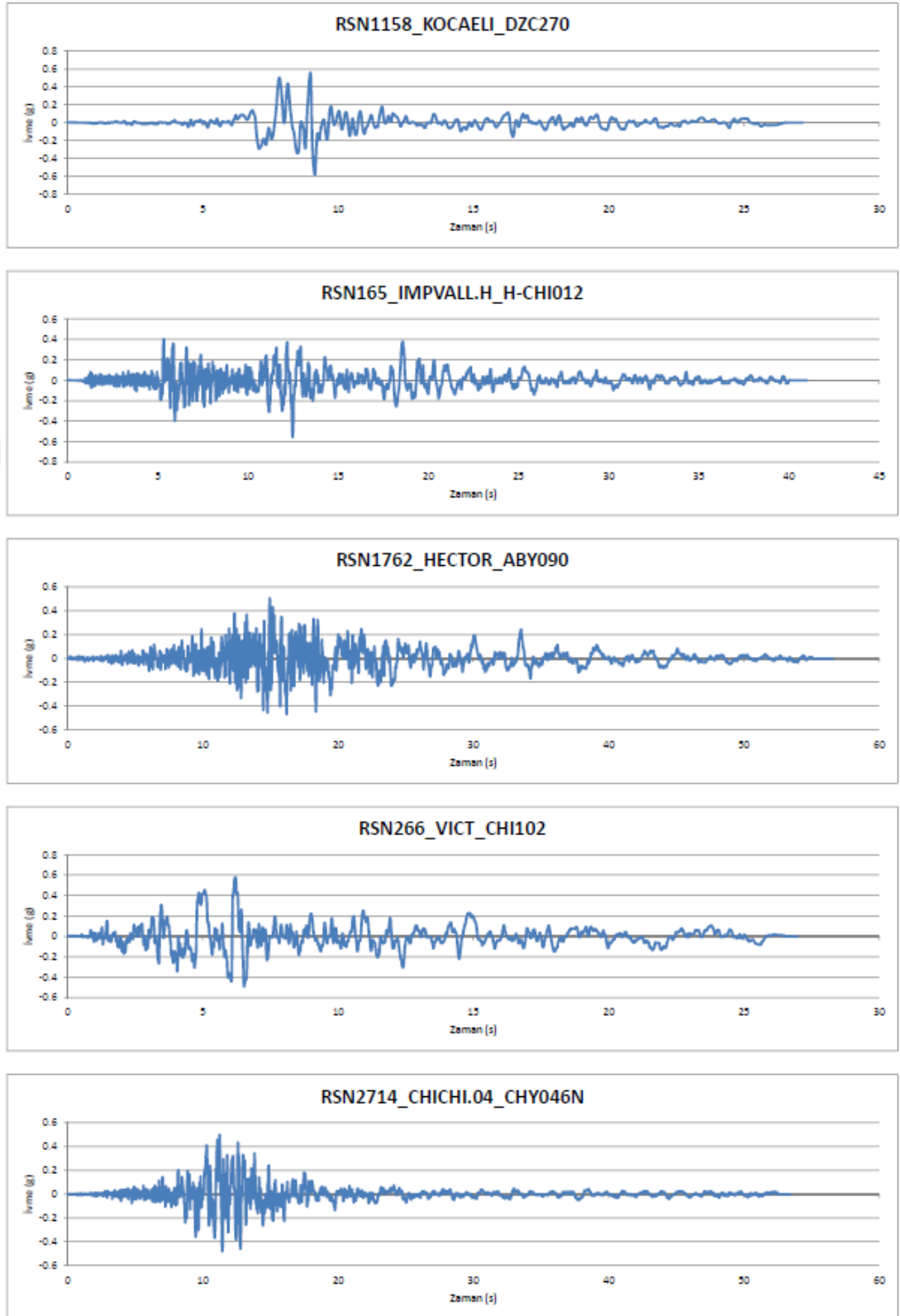
EK B: Limit Denge Yaklaşımı İle Analizler

EK C: Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Analizler

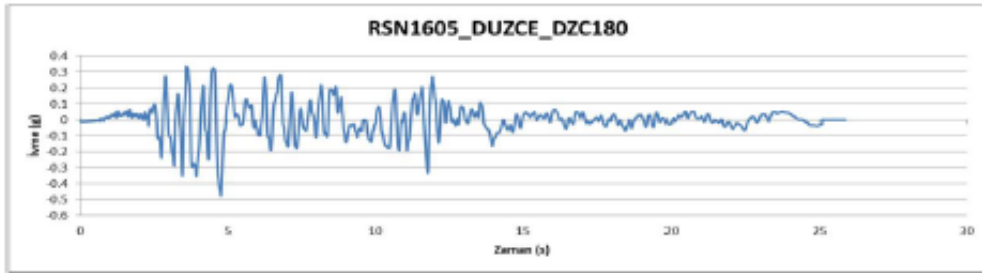
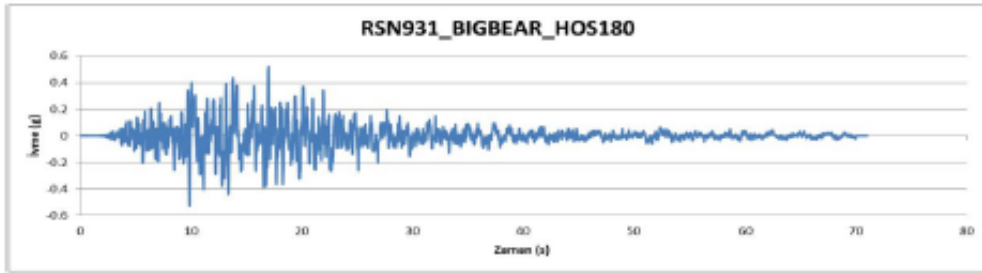
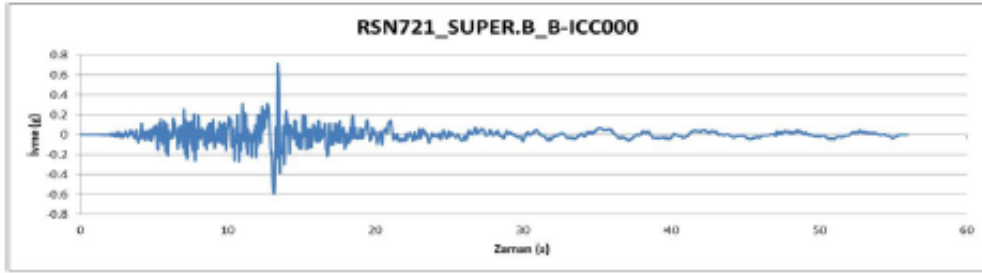
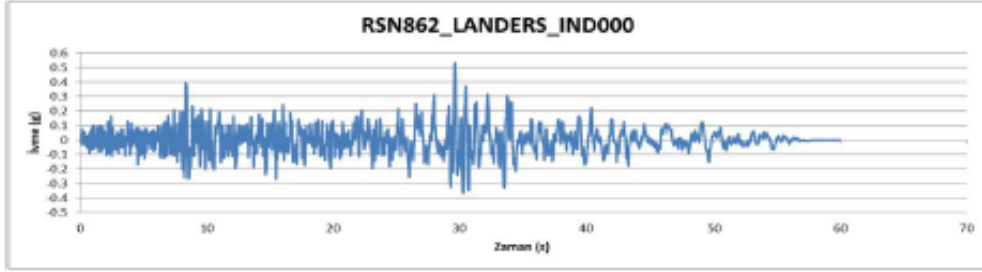
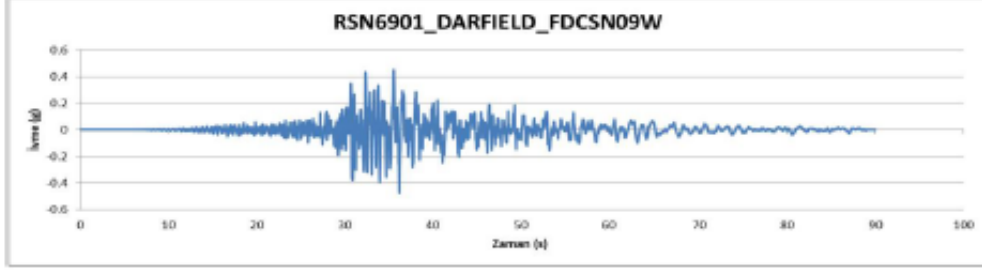
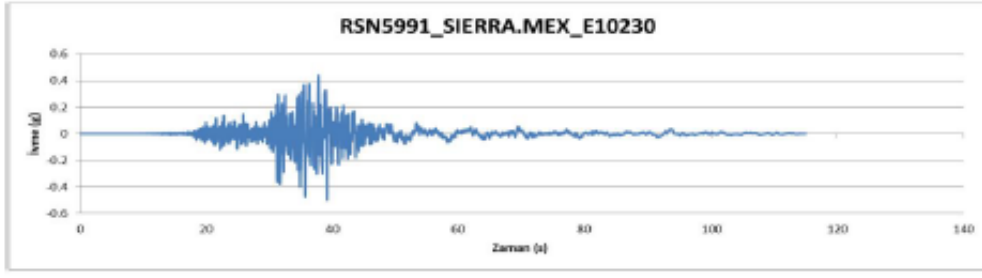




EK A

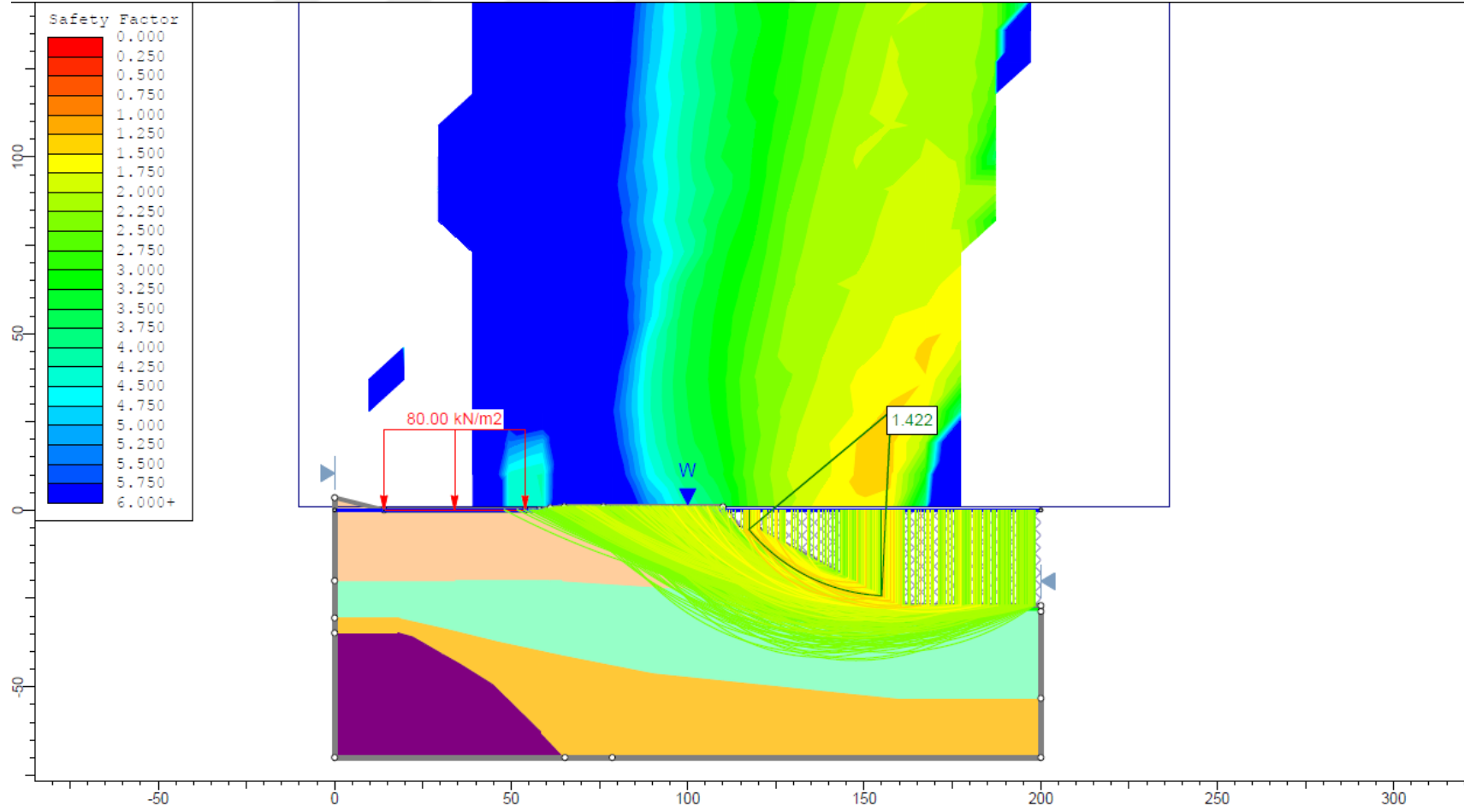


Şekil A.1 : Zaman tanım alanında deprem verileri

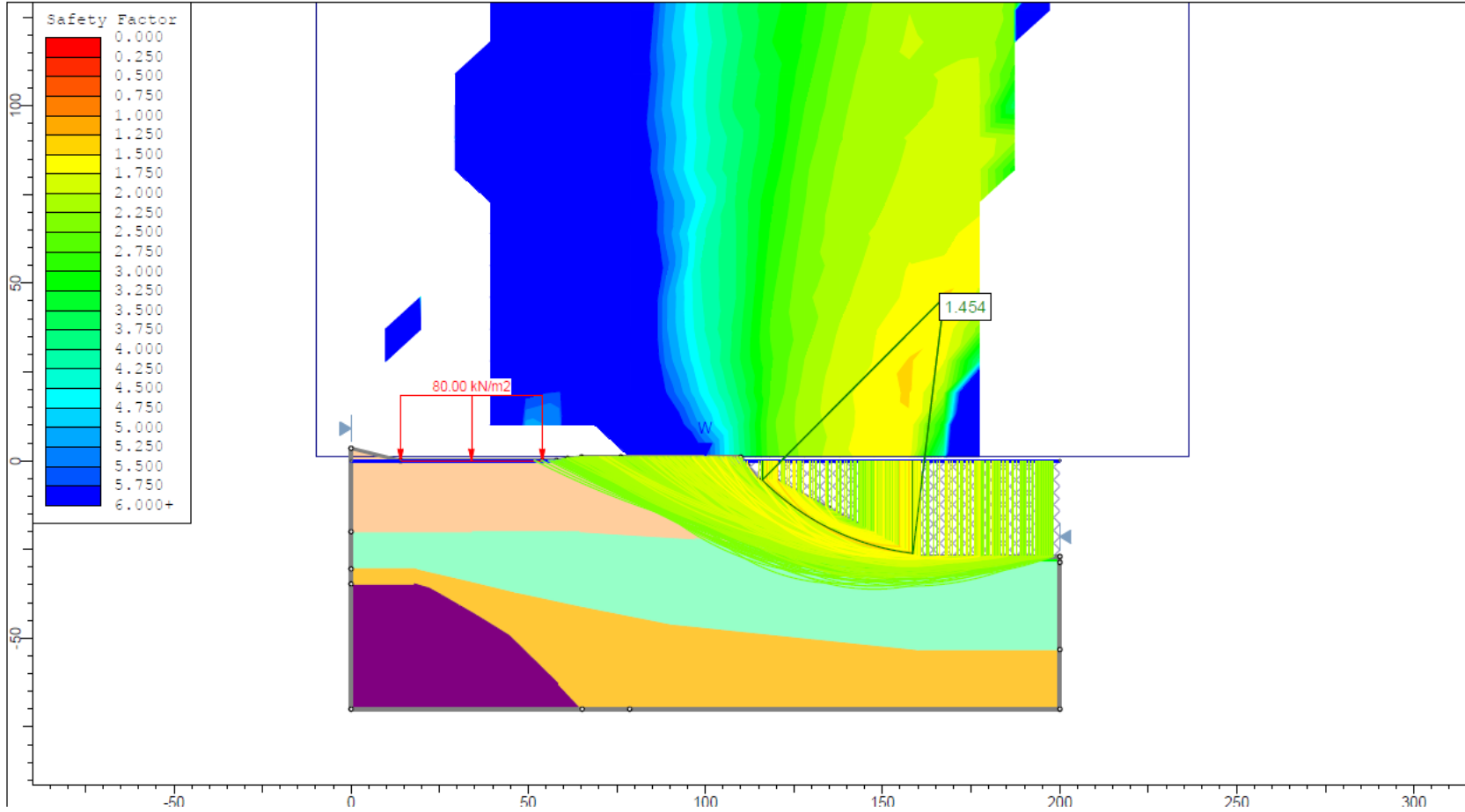


Şekil A.2 : Zaman tanım alanında deprem verileri

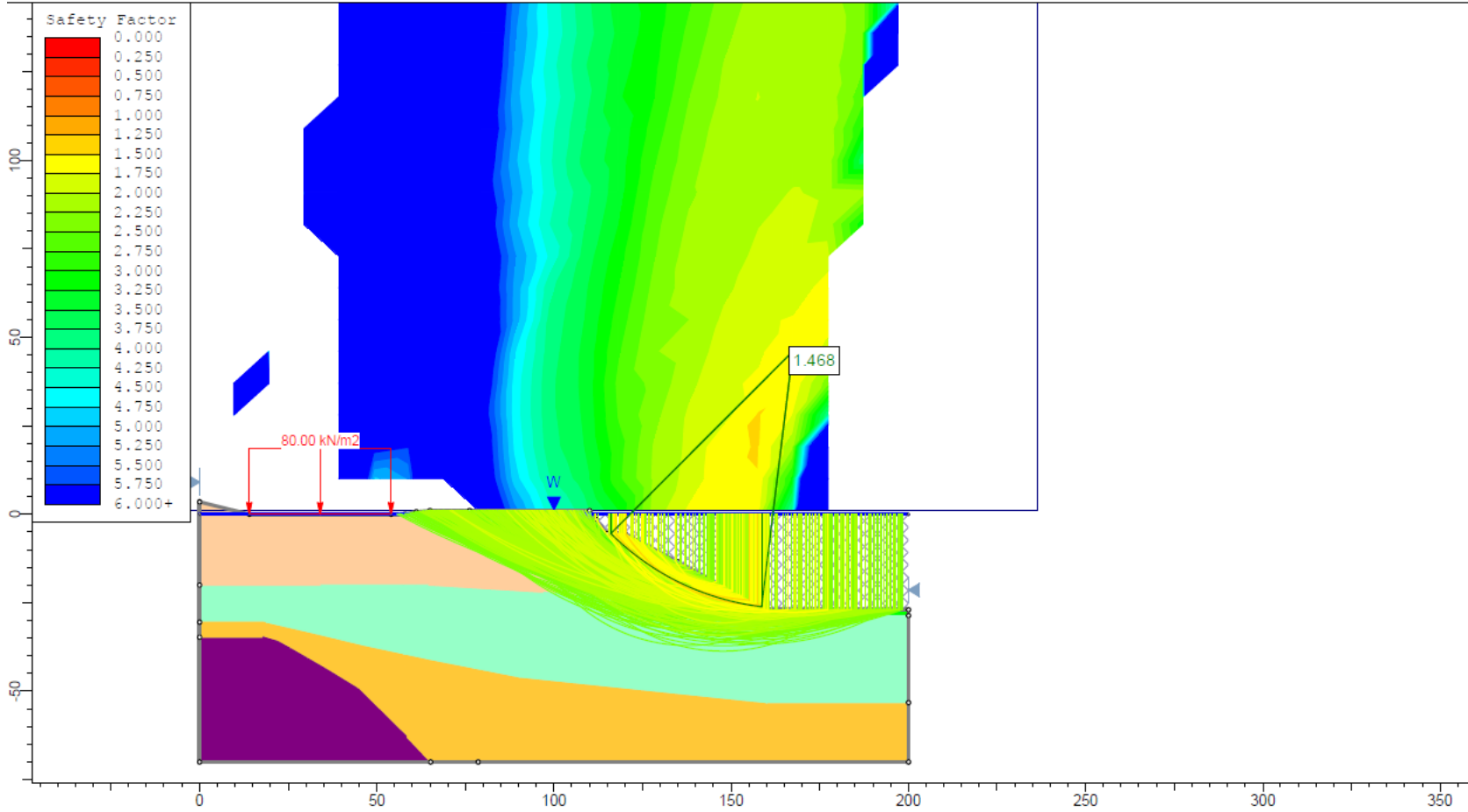
EK B



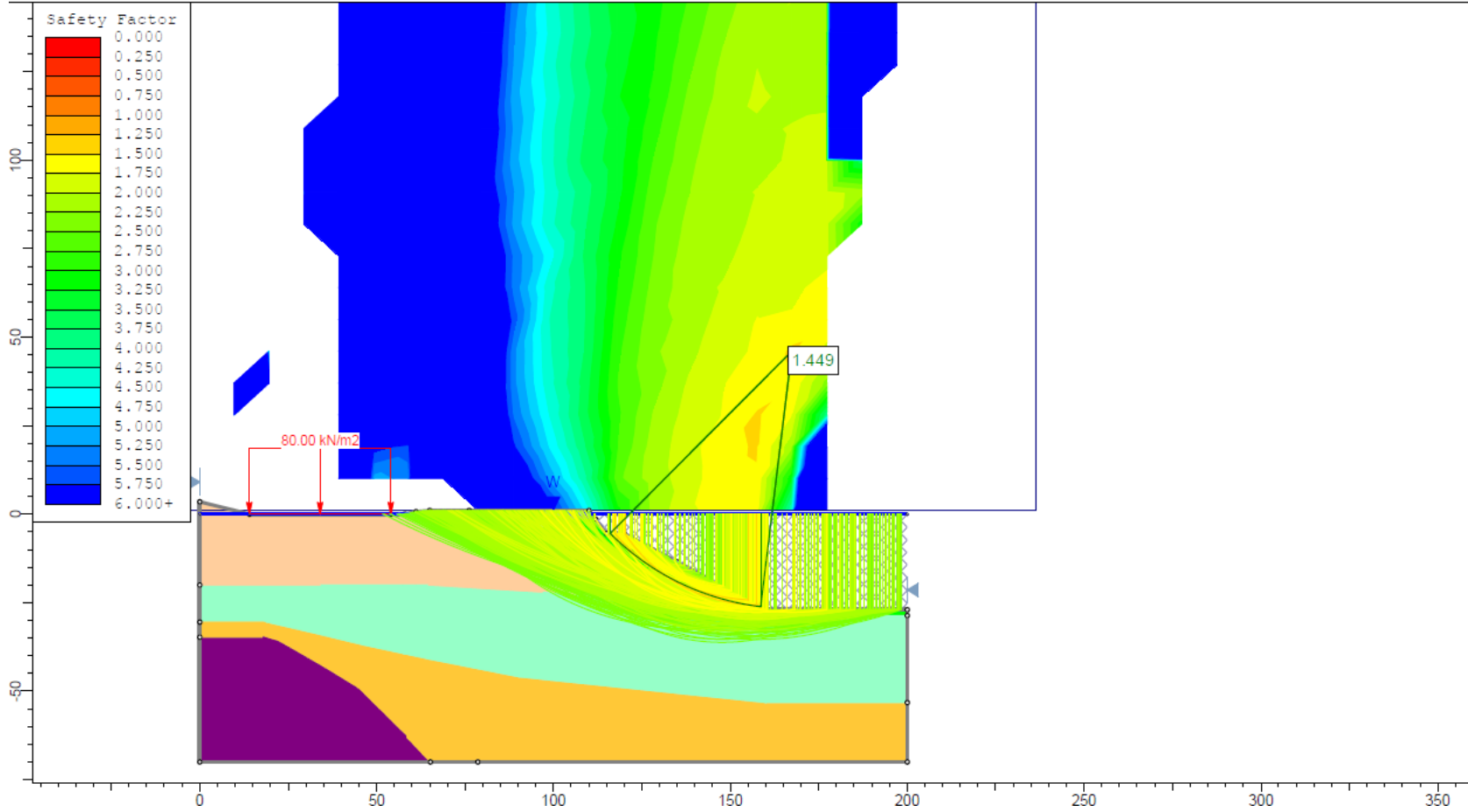
Şekil B.1 : Statik durum Fellenius Yöntemi ile analiz 2.5'ten küçük kayma daireleri ve minimum kayma dairesi



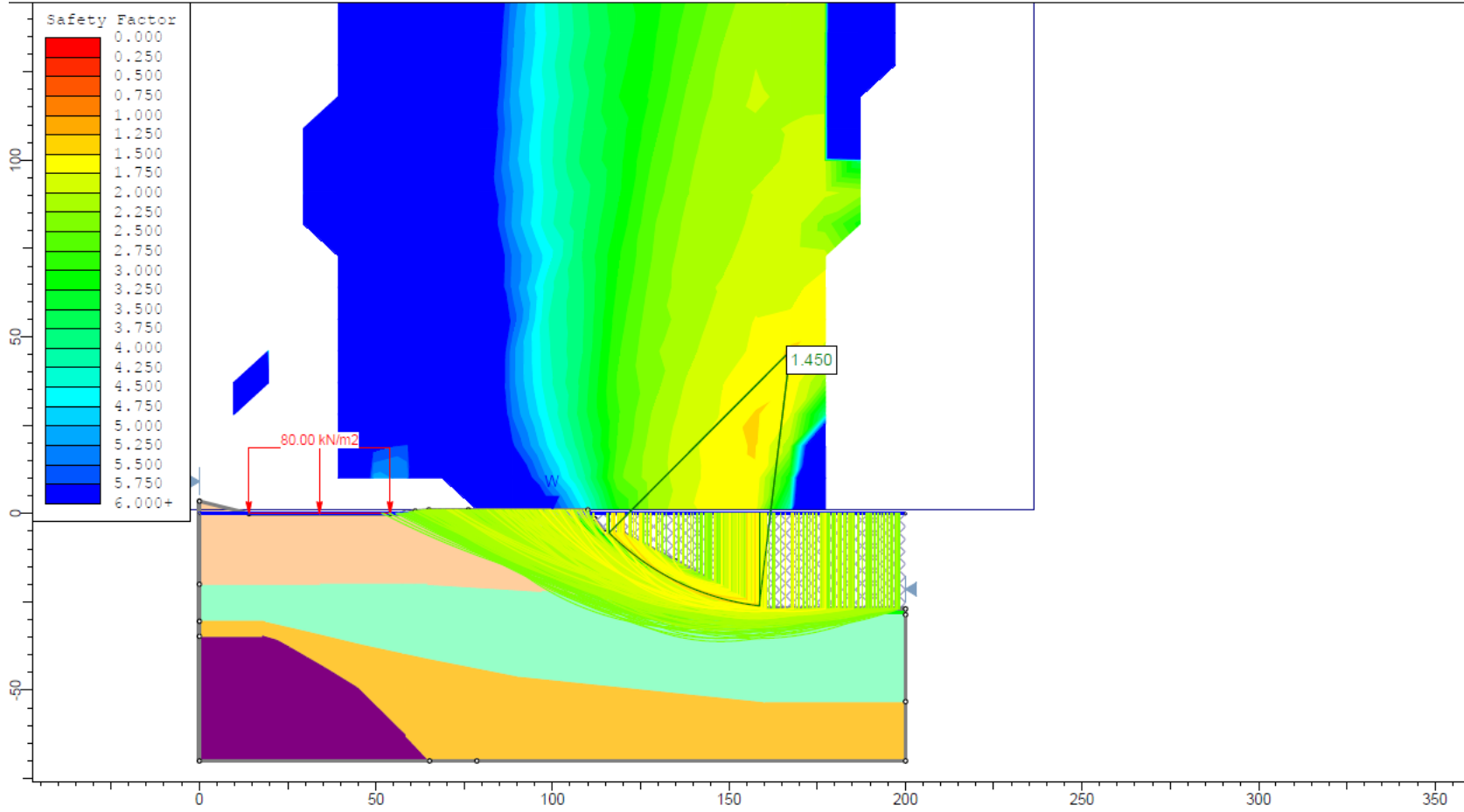
Şekil B.2 : Statik durum Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi ile analiz 2.5'ten küçük kayma daireleri ve minimum kayma dairesi



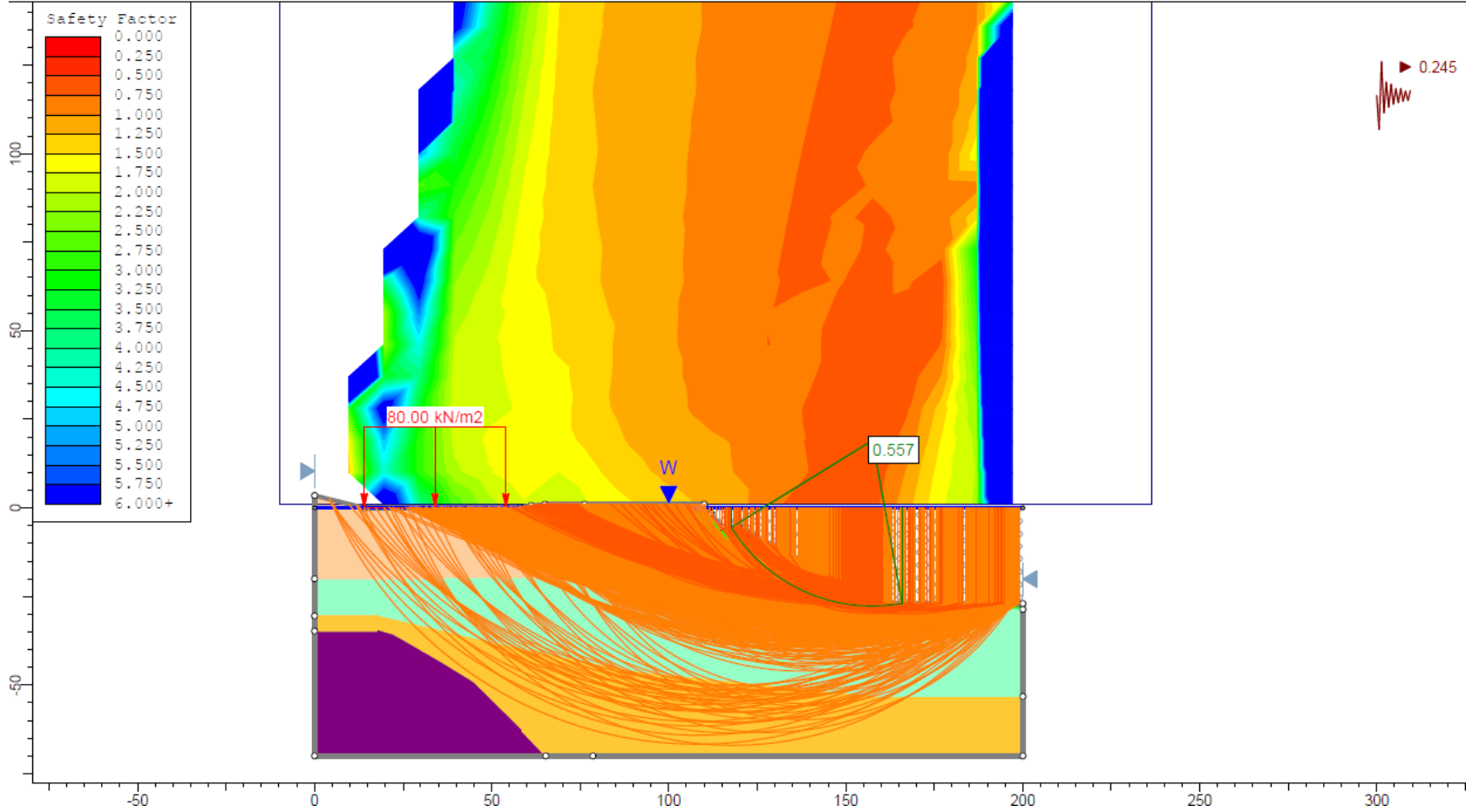
Şekil B.3 : Statik durum Janbu Yöntemi ile analiz 2.5'ten küçük kayma daireleri ve minimum kayma daresi



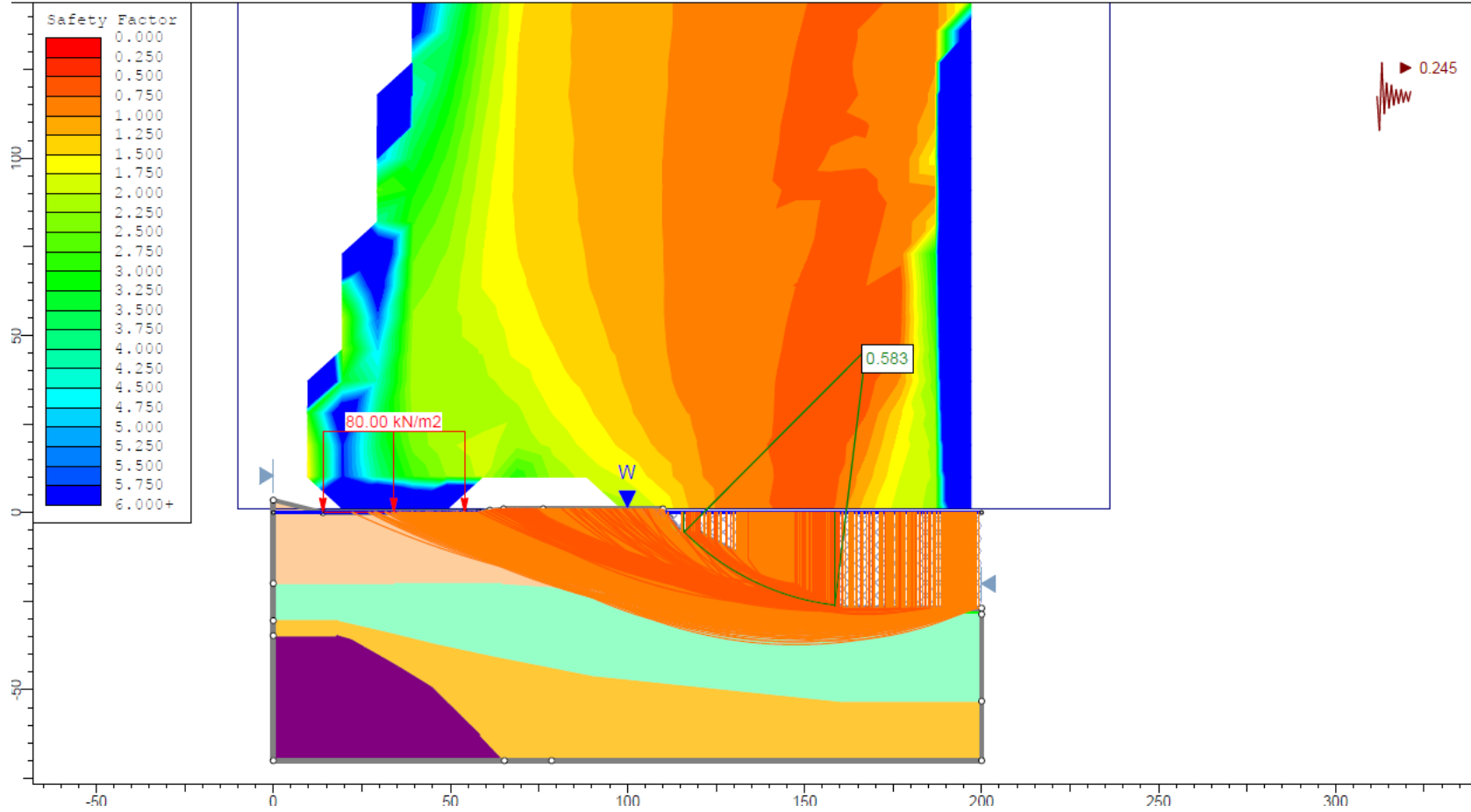
Şekil B.4 : Statik durum Spencer Yöntemi ile analiz 2.5'ten küçük kayma daireleri ve minimum kayma dairesi



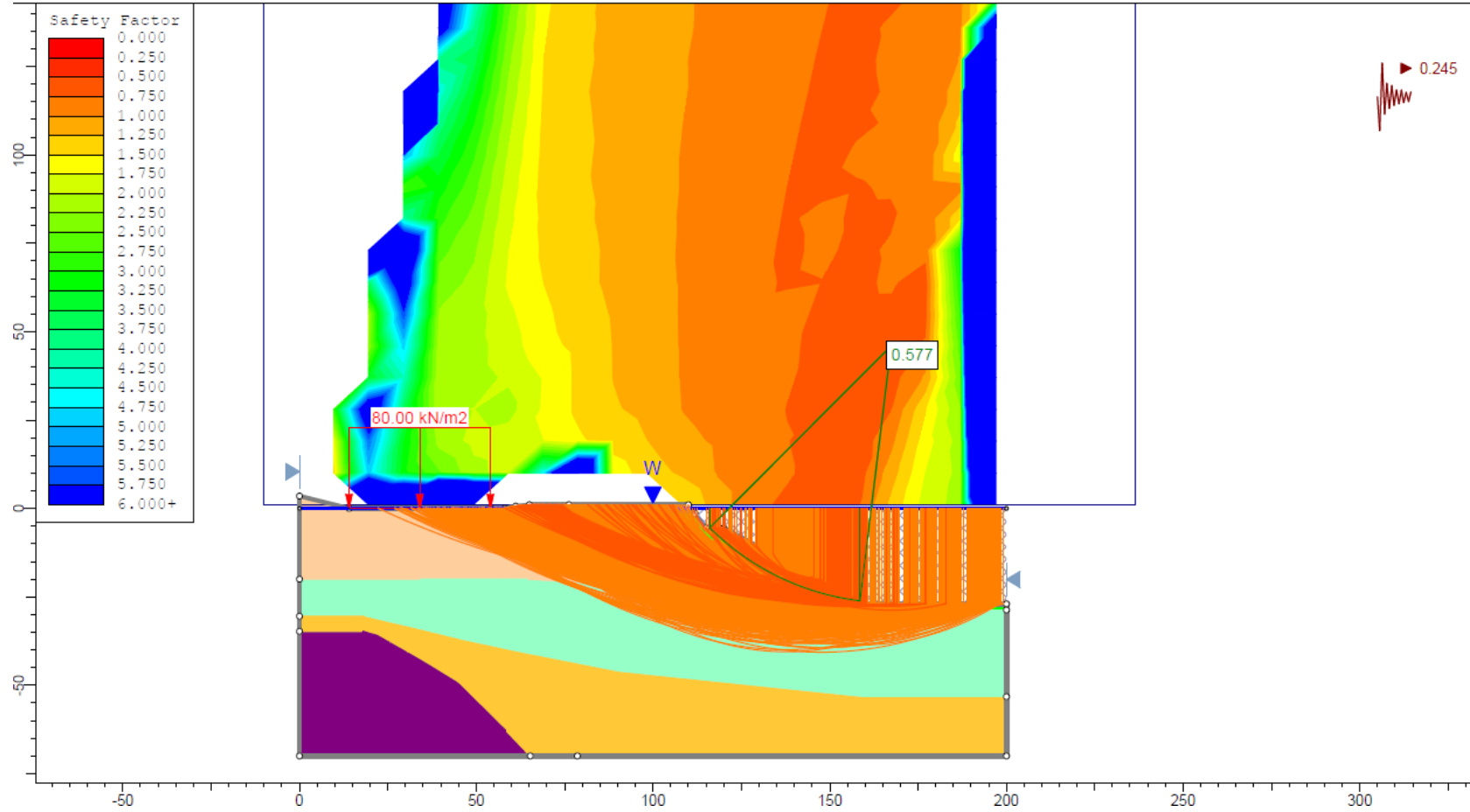
Şekil B.5 : Statik durum Morgenstern-Price Yöntemi ile analiz 2.5'ten küçük kayma daireleri ve minimum kayma dairesi



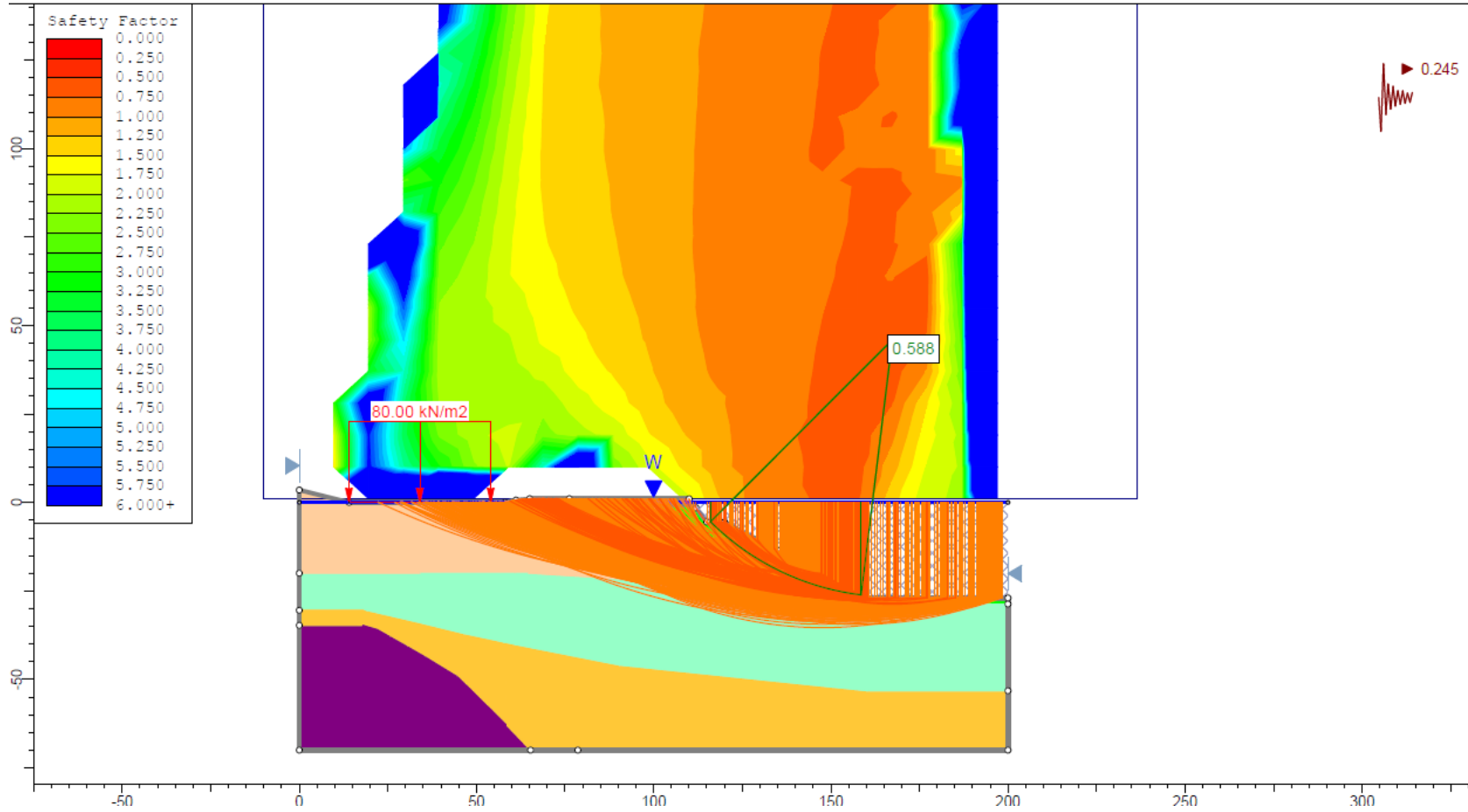
Şekil B.6 : Depremlı durum Fellenius Yöntemi ile analiz 1.0'dan küçük kayma daireleri ve minimum kayma dairesi



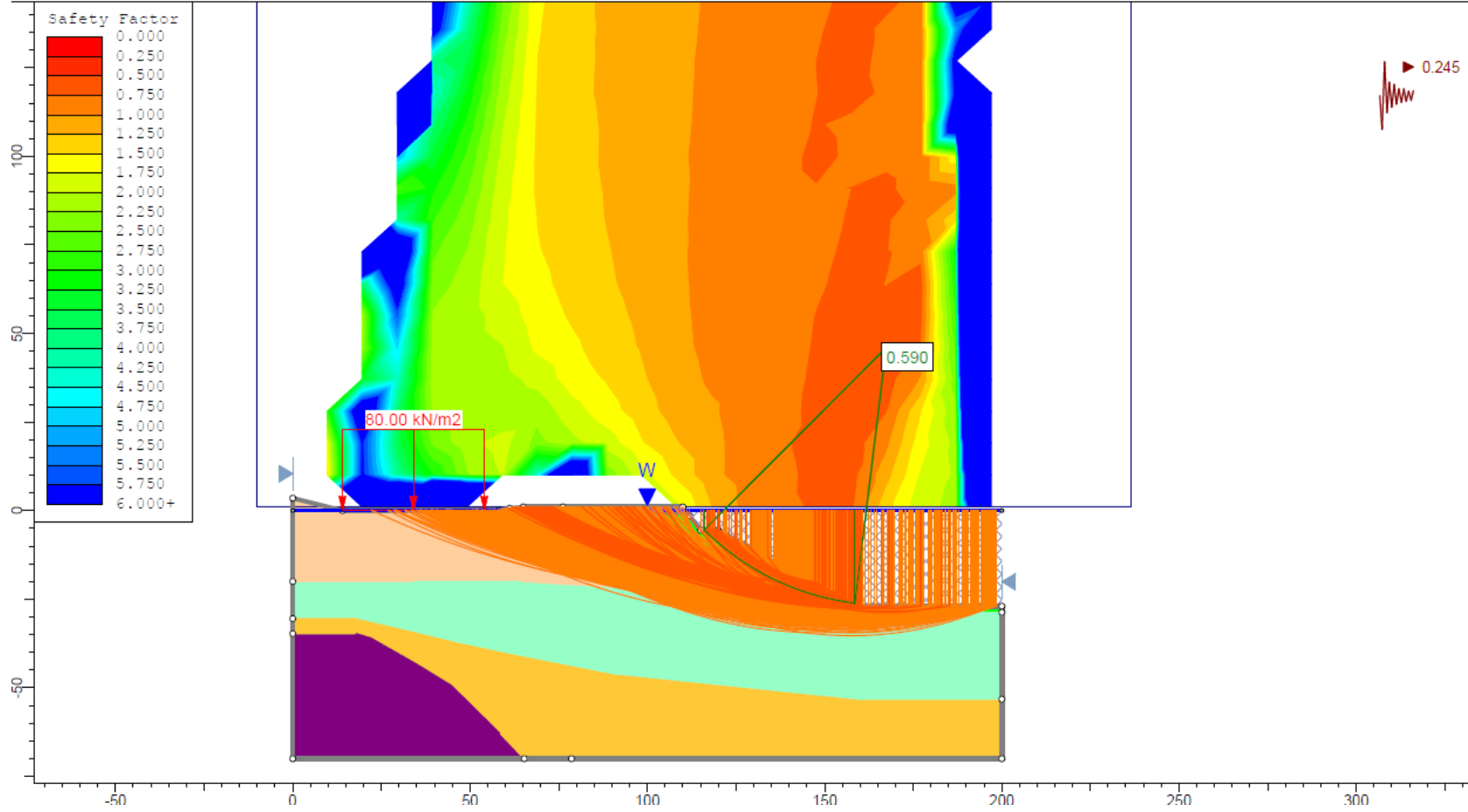
Şekil B.7 : Depremlı durum Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi ile analiz 1.0'dan küçük kayma daireleri ve minimum kayma dairesi



Şekil B.8 : Depremlı durum Janbu Yöntemi ile analiz 1.0'dan küçük kayma daireleri ve minimum kayma dairesi






Şekil B.9 : Depremlı durum Spencer Yöntemi ile analiz 1.0'dan küçük kayma daireleri ve minimum kayma dairesi



Şekil B.10 : Depremlı durum Spencer Yöntemi ile analiz 1.0'dan küçük kayma daireleri ve minimum kayma dairesi

EK C

Çizelge C.1 : PLAXIS 2D yazılımında Güncel Dolgu, Kıltaşı ve Kil tabakaları için kullanılan parametreler

Tanımlama	Birim	Güncel Dolgu	Kıltaşı	İto Kil
Identification number		1	2	4
Drainage type		Drained	Drained	Drained
Colour				
Comments				
γ_{unsat}	kN/m ³	17,00	23,00	19,00
γ_{sat}	kN/m ³	18,00	24,00	20,00
Dilatancy cut-off		No	No	No
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0	999,0
Rayleigh α		0,07418	0,07418	0,07418
Rayleigh β		1,304E-3	1,304E-3	1,304E-3
E_{50}^{ref}	kN/m ²	5000	842,0E3	15,00E3
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	5000	842,0E3	15,00E3
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	15,00E3	2,526E6	45,00E3
power (m)		0,5000	0,5000	0,5000
Use alternatives		No	No	No
C_c		0,06900	0,4097E-3	0,02300
C_s		0,02070	0,1229E-3	6,900E-3
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000
c_{ref}	kN/m ²	5,000	50,00	10,00
ϕ (phi)	°	27,00	32,00	27,00
ψ (psi)	°	0,000	2,000	0,000


Çizelge C.1 (devam) : PLAXIS 2D yazılımında Güncel Dolgu, Kıltaşı ve Kil tabakaları için kullanılan parametreler

Tanımlama	Birim	Güncel Dolgu	Kıltaşı	İto Kil
Set to default values		No	No	No
v_{ur}		0,2000	0,2000	0,2000
p_{ref}	kN/m ²	100,0	100,0	100,0
K_0^{nc}		0,5460	0,4701	0,5460
c_{inc}	kN/m ² /m	0,3000	0,1000	0,5000
y_{ref}	m	0,000	0,000	0,000
R_f		0,9000	0,9000	0,9000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000	0,000	0,000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0,9866	0,9866	0,9866
v_u		0,4950	0,4950	0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	614,6E3	103,5E6	1,844E6
Stiffness		Standard	Standard	Standard
Strength		Rigid	Rigid	Rigid
R_{inter}		1,000	1,000	1,000
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /s/m	0,000	0,000	0,000
R	m ² K/kW	0,000	0,000	0,000
K_0 determination		Automatic	Automatic	Automatic
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes	Yes	Yes

Çizelge C.1 (devam) : PLAXIS 2D yazılımında Güncel Dolgu, Kıltaşı ve Kil tabakaları için kullanılan parametreler

Tanımlama		Güncel Dolgu	Kıltaşı	İto Kil
$K_{0,x}$		0,5460	0,4701	0,5460
$K_{0,z}$		0,5460	0,4701	0,5460
OCR		1,000	1,000	1,000
POP	kN/m ²	0,000	0,000	0,000
Data set		Standard	Standard	Standard
Type		Medium fine	Very fine	Fine
< 2 μ m	%	19,00	74,00	46,00
2 μ m - 50 μ m	%	74,00	11,00	26,00
50 μ m - 2 mm	%	7,000	15,00	28,00
Use defaults		From data set	From data set	From data set
k_x	m/s	0,2630E-6	1,736E-6	2,870E-6
k_y	m/s	0,2630E-6	1,736E-6	2,870E-6
$-\Psi_{unsat}$	m	10,00E3	10,00E3	10,00E3
e_{init}		0,5000	0,5000	0,5000
S_s	1/m	0,000	0,000	0,000
c_k		1000E12	1000E12	1000E12
c_s	kJ/t/K	0,000	0,000	0,000
λ_s	kW/m/K	0,000	0,000	0,000
ρ_s	t/m ³	0,000	0,000	0,000
Solid thermal expansion		Volumetric	Volumetric	Volumetric
α_s	1/K	0,000	0,000	0,000
D_v	m ² /s	0,000	0,000	0,000
f_{Tv}		0,000	0,000	0,000
Unfrozen water content		None	None	None

Çizelge C.2 : PLAXIS 2D yazılımında Kıyı Şeridi için kullanılan parametreler

Tanımlama	Birim	Kıyı
Identification number		3
Drainage type		Undrained (B)
Colour		
Comments		
γ_{unsat}	kN/m ³	23,00
γ_{sat}	kN/m ³	24,00
Dilatancy cut-off		No
ϵ_{init}		0,5000
ϵ_{min}		0,000
ϵ_{max}		999,0
Rayleigh α		0,07418
Rayleigh β		1,304E-3
E	kN/m ²	30,00E6
ν (nu)		0,2000
G	kN/m ²	12,50E6
E_{oed}	kN/m ²	33,33E6
c_{ref}	kN/m ²	200,0
ϕ (phi)	°	0,000
ψ (psi)	°	0,000
V_s	m/s	2309
V_p	m/s	3771
Set to default values		Yes
E_{inc}	kN/m ² /m	0,000
y_{ref}	m	0,000

Çizelge C.2 (devam) : PLAXIS 2D yazılımında Kıyı Şeridi için kullanılan parametreler



Tanımlama	Birim	Kıyı
c_{inc}	kN/m ² /m	0,000
y_{ref}	m	0,000
Tension cut-off		Yes
Tensile strength	kN/m ²	0,000
Undrained behaviour		Standard
Skempton-B		0,9866
v_u		0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	1,229E9
$C_{v,ref}$	m ² /s	0,000
Stiffness		Standard
Strength		Rigid
R_{inter}		1,000
Consider gap closure		Yes
δ_{inter}		0,000
Cross permeability		Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /s/m	0,000
R	m ² K/kW	0,000
K_0 determination		Manual
$K_{0,x} = K_{0,z}$		Yes
$K_{0,x}$		1,000
$K_{0,z}$		1,000
OCR		1,000
POP	kN/m ²	0,000
Data set		Standard

Çizelge C.2 (devam) : PLAXIS 2D yazılımında Kıyı Şeridi için kullanılan parametreler

Tanımlama	Birim	Kıyı
Type		Very fine
< 2 µm	%	74,00
2 µm - 50 µm	%	11,00
50 µm - 2 mm	%	15,00
Use defaults		None



Çizelge C.3 : PLAXIS 2D yazılımında Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakaları için kullanılan parametreler

Tanımlama	Birim	Dolgu 1 HSsmall	Dolgu 2 HSsmall
Identification number		5	6
Drainage type		Drained	Drained
Colour			
Comments			
γ_{unsat}	kN/m ³	18,00	18,00
γ_{sat}	kN/m ³	19,00	19,00
Dilatancy cut-off		No	No
e_{init}		0,5000	0,5000
e_{min}		0,000	0,000
e_{max}		999,0	999,0
Rayleigh α		0,07418	0,07418
Rayleigh β		1,304E-3	1,304E-3
E_{50}^{ref}	kN/m ²	30,59E3	59,95E3
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	30,59E3	59,95E3
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	91,76E3	179,8E3
power (m)		0,5000	0,5000
Use alternatives		No	No
C_c		0,01128	5,755E-3
C_s		3,384E-3	1,727E-3
e_{init}		0,5000	0,5000
c_{ref}	kN/m ²	2,000	8,000
φ (phi)	°	31,00	35,00
ψ (psi)	°	1,000	5,000

Çizelge C.3 (devam) : PLAXIS 2D yazılımında Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakaları için kullanılan parametreler

Tanımlama	Birim	Dolgu 1 HSsmall	Dolgu 2 HSsmall
$\gamma_{0.7}$		0,01625	0,01625
G_0^{ref}	kN/m ²	114,7E3	224,8E3
Set to default values		No	No
v_{ur}		0,2000	0,2000
P_{ref}	kN/m ²	100,0	100,0
K_0^{nc}		0,4850	0,4264
c_{inc}	kN/m ² /m	0,3000	0,3000
y_{ref}	m	0,000	0,000
R_f		0,9000	0,9000
Tension cut-off		No	No
Tensile strength	kN/m ²	10,00E6	10,00E6
Undrained behaviour		Standard	Standard
Skempton-B		0,9866	0,9866
v_u		0,4950	0,4950
$K_{w,ref} / n$	kN/m ²	3,760E6	7,368E6
Failure criterion		Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Stiffness		Standard	Standard
Strength		Rigid	Rigid
R_{inter}		1,000	1,000
Consider gap closure		Yes	Yes
δ_{inter}		0,000	0,000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m ³ /s/m	0,000	0,000

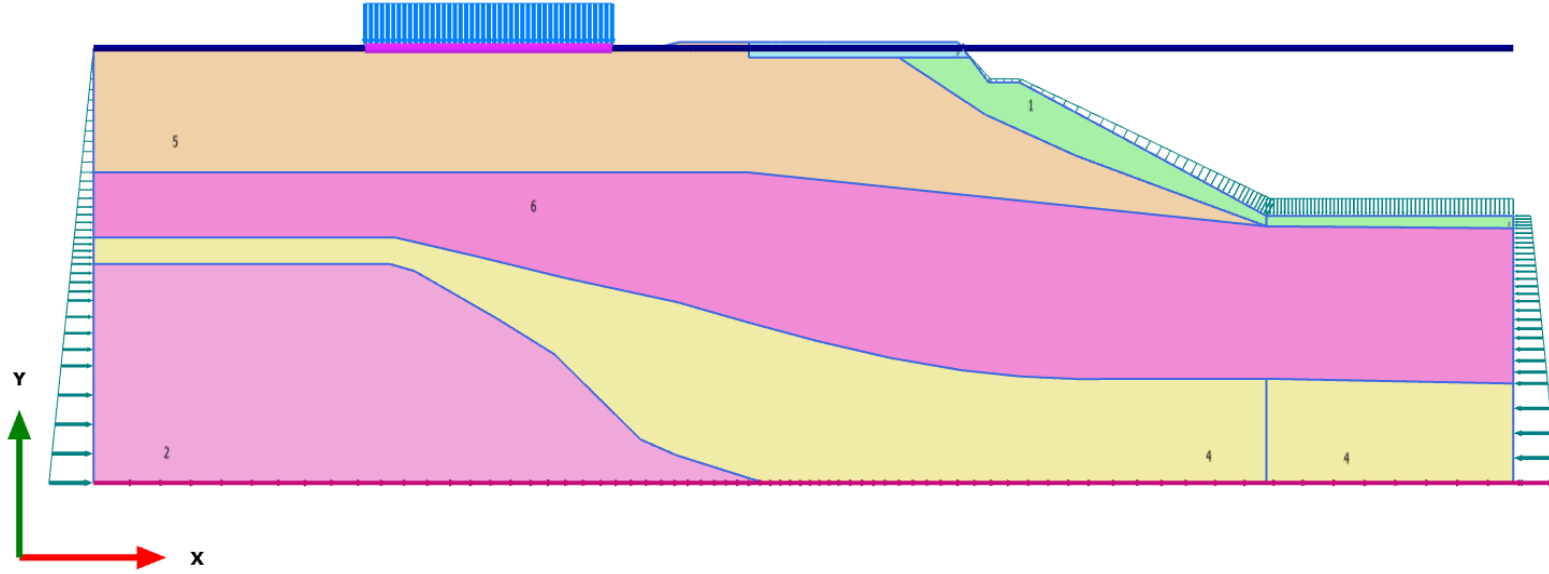
Çizelge C.3 (devam) : PLAXIS 2D yazılımında Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakaları için kullanılan parametreler

Tanımlama	Birim	Dolgu 1 HSsmall	Dolgu 2 HSsmall
R	m ² K/kW	0,000	0,000
K ₀ determination		Automatic	Automatic
K _{0,x} = K _{0,z}		Yes	Yes
K _{0,x}		0,4850	0,4264
K _{0,z}		0,4850	0,4264
OCR		1,000	1,000
POP	kN/m ²	0,000	0,000
Data set		Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse
< 2 µm	%	10,00	10,00
2 µm - 50 µm	%	13,00	13,00
50 µm - 2 mm	%	77,00	77,00
Use defaults		From data set	From data set
k _x	m/s	6,944E-6	6,944E-6
k _y	m/s	6,944E-6	6,944E-6
-Ψ _{unsat}	m	10,00E3	10,00E3
c _{mit}		0,5000	0,5000
S _s	1/m	0,000	0,000
c _k		1000E12	1000E12
c _s	kJ/t/K	0,000	0,000
λ _s	kW/m/K	0,000	0,000
ρ _s	t/m ³	0,000	0,000
Solid thermal expansion		Volumetric	Volumetric

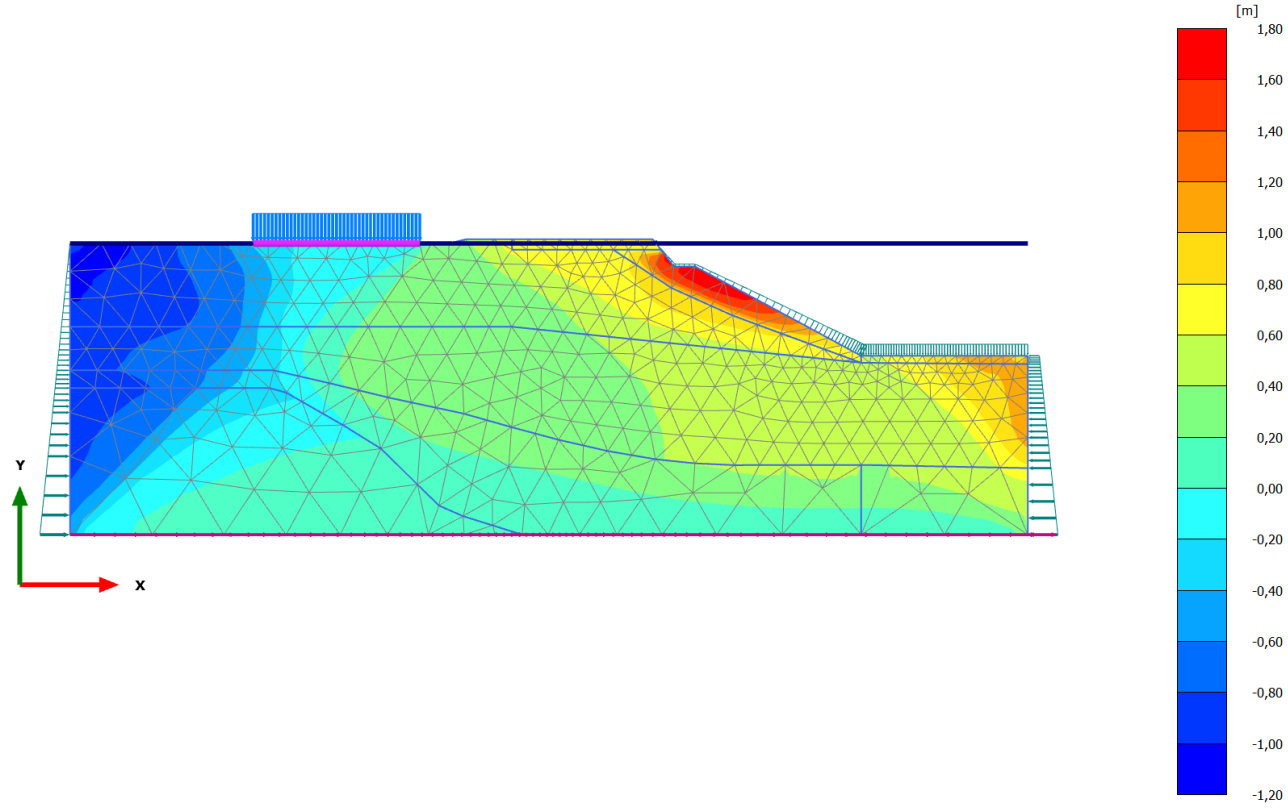
Çizelge C.3 (devam) : PLAXIS 2D yazılımında Dolgu 1 ve Dolgu 2 tabakaları için kullanılan parametreler

Tanımlama	Birim	Dolgu 1 HSsmall	Dolgu 2 HSsmall
α_s	1/K	0,000	0,000
D_v	m ² /s	0,000	0,000
f_{rv}		0,000	0,000
Unfrozen water content		None	None





Şekil C.1 : Sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerde kullanılan hesap kesiti

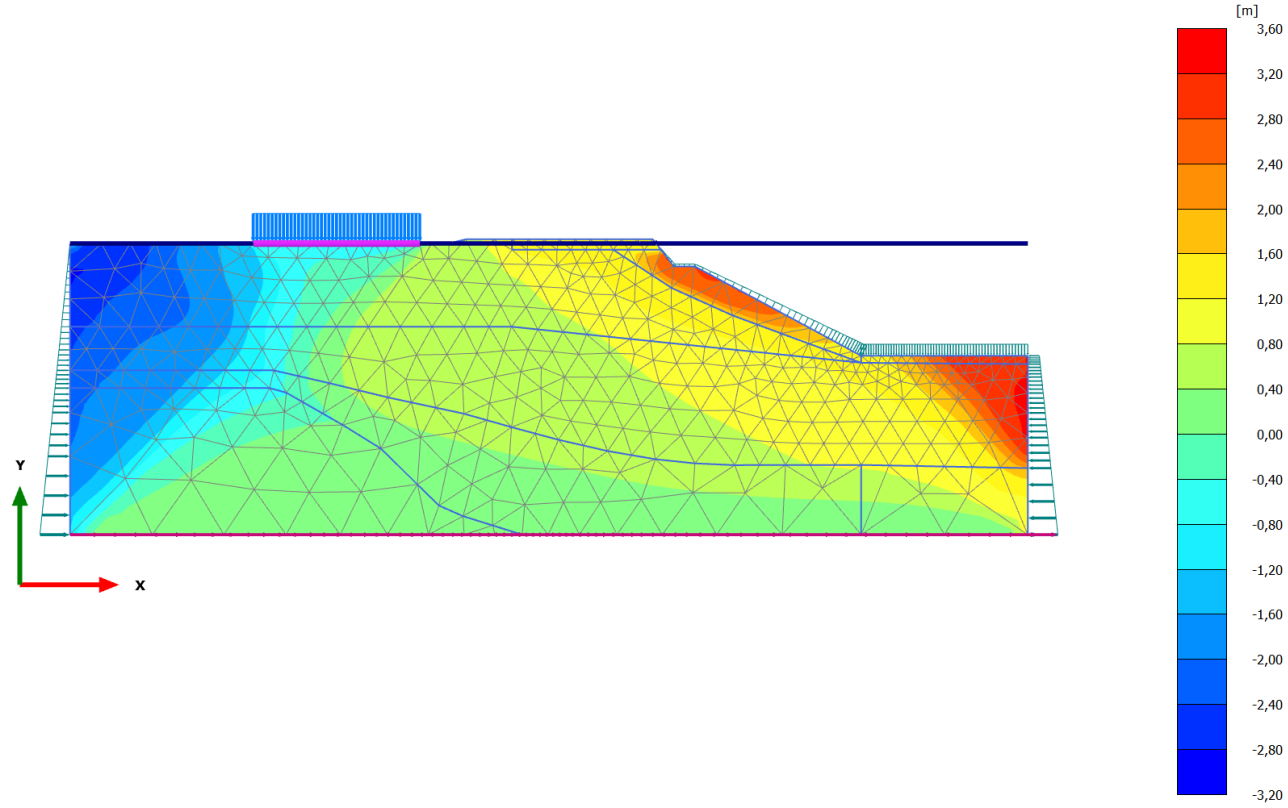


Total displacements u_x (scaled up 5,00 times) (Time 27,18 s)

Maximum value = 1,777 m (Element 244 at Node 3644)

Minimum value = -1,113 m (Element 25 at Node 58)

Şekil C.2 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 4)

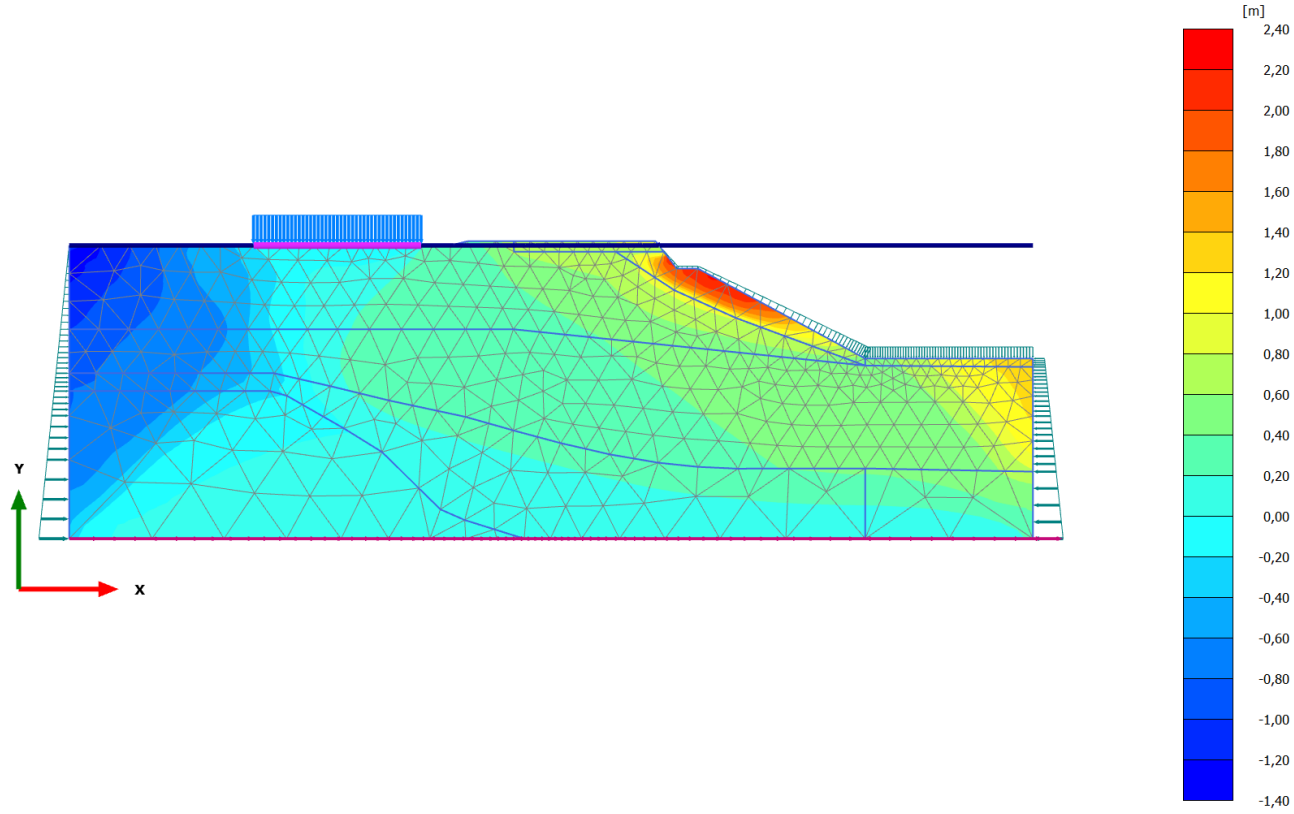


Total displacements u_x (scaled up 5,00 times) (Time 59,98 s)

Maximum value = 3,528 m (Element 279 at Node 6229)

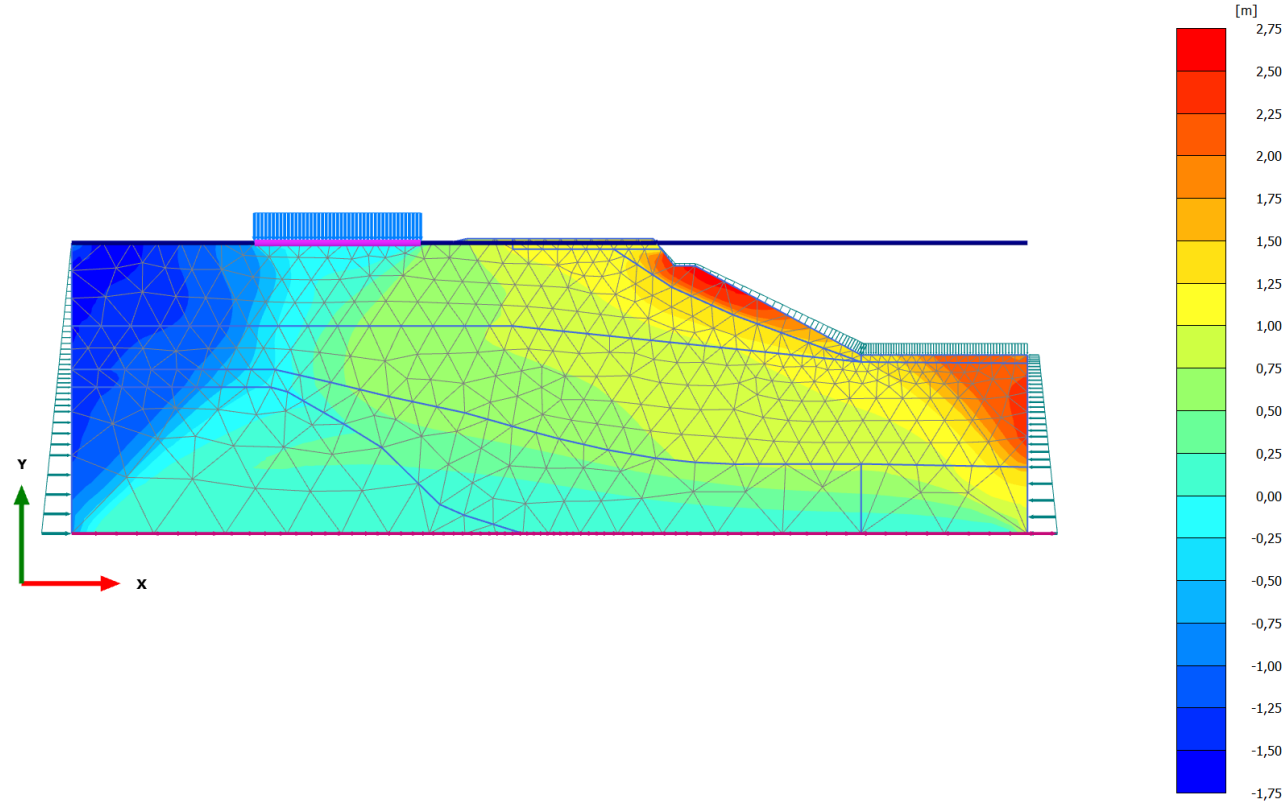
Minimum value = -2,914 m (Element 25 at Node 58)

Şekil C.3 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 5)



Total displacements u_x (scaled up 5,00 times) (Time 51,58 s)
 Maximum value = 2,266 m (Element 244 at Node 3644)
 Minimum value = -1,326 m (Element 25 at Node 6)

Şekil C.4 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 6)

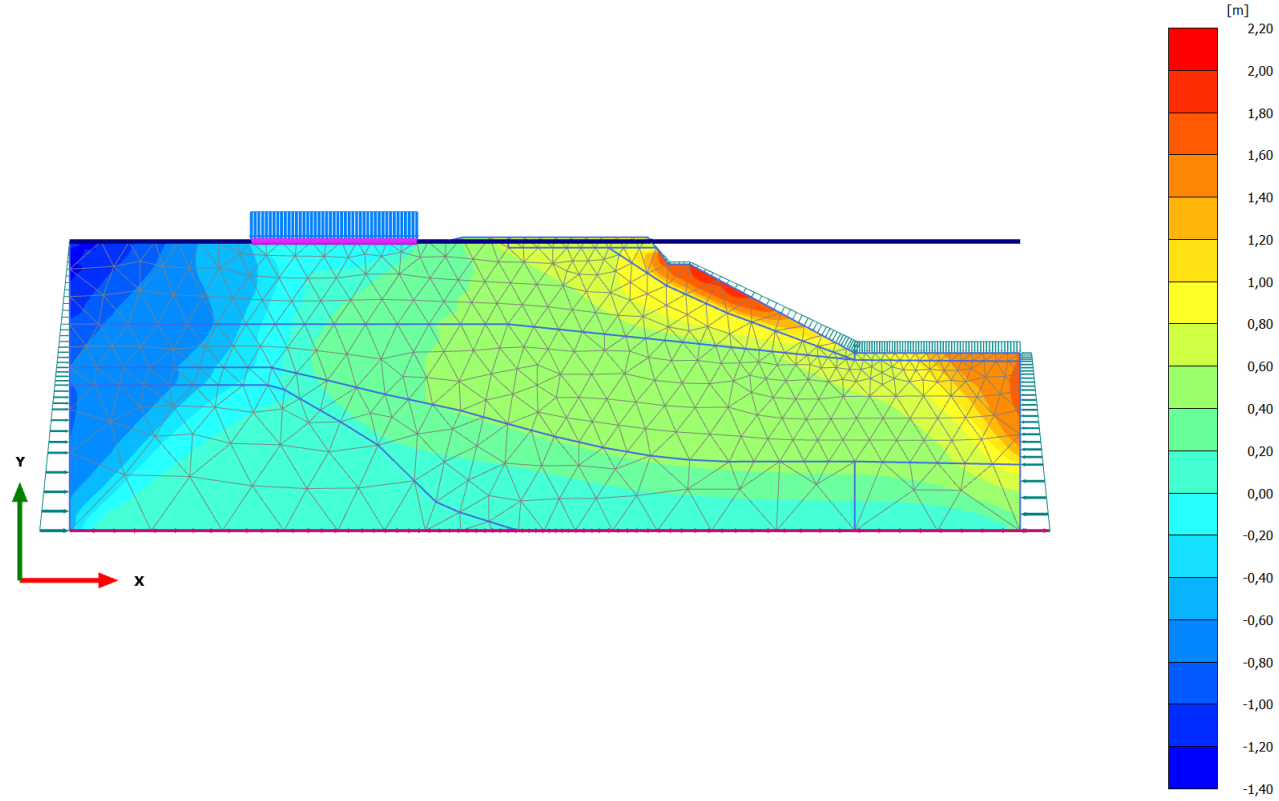


Total displacements u_x (scaled up 5,00 times) (Time 26,99 s)

Maximum value = 2,663 m (Element 244 at Node 3644)

Minimum value = -1,716 m (Element 25 at Node 58)

Şekil C.5 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 7)

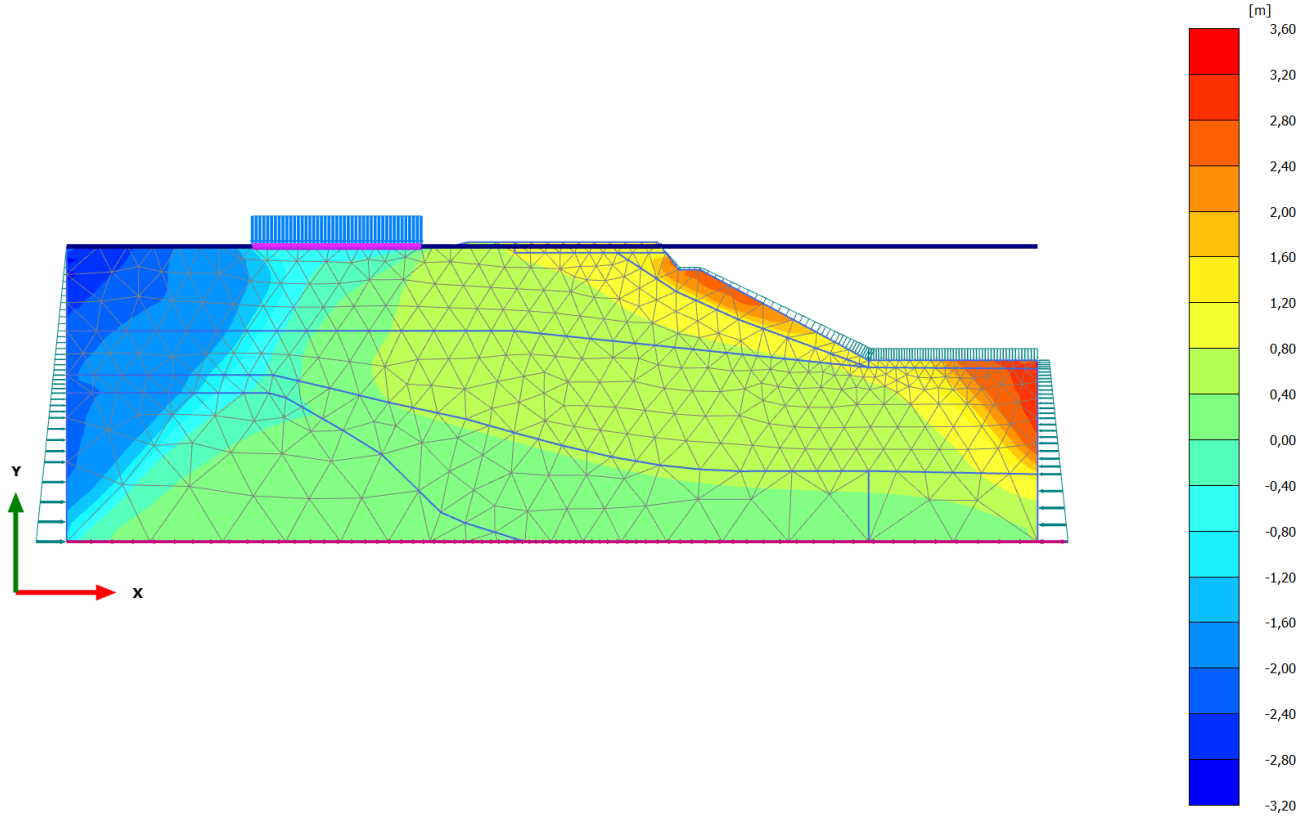


Total displacements u_x (scaled up 5,00 times) (Time 110,0 s)

Maximum value = 1,998 m (Element 244 at Node 3644)

Minimum value = -1,331 m (Element 25 at Node 6)

Şekil C.6 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 8)

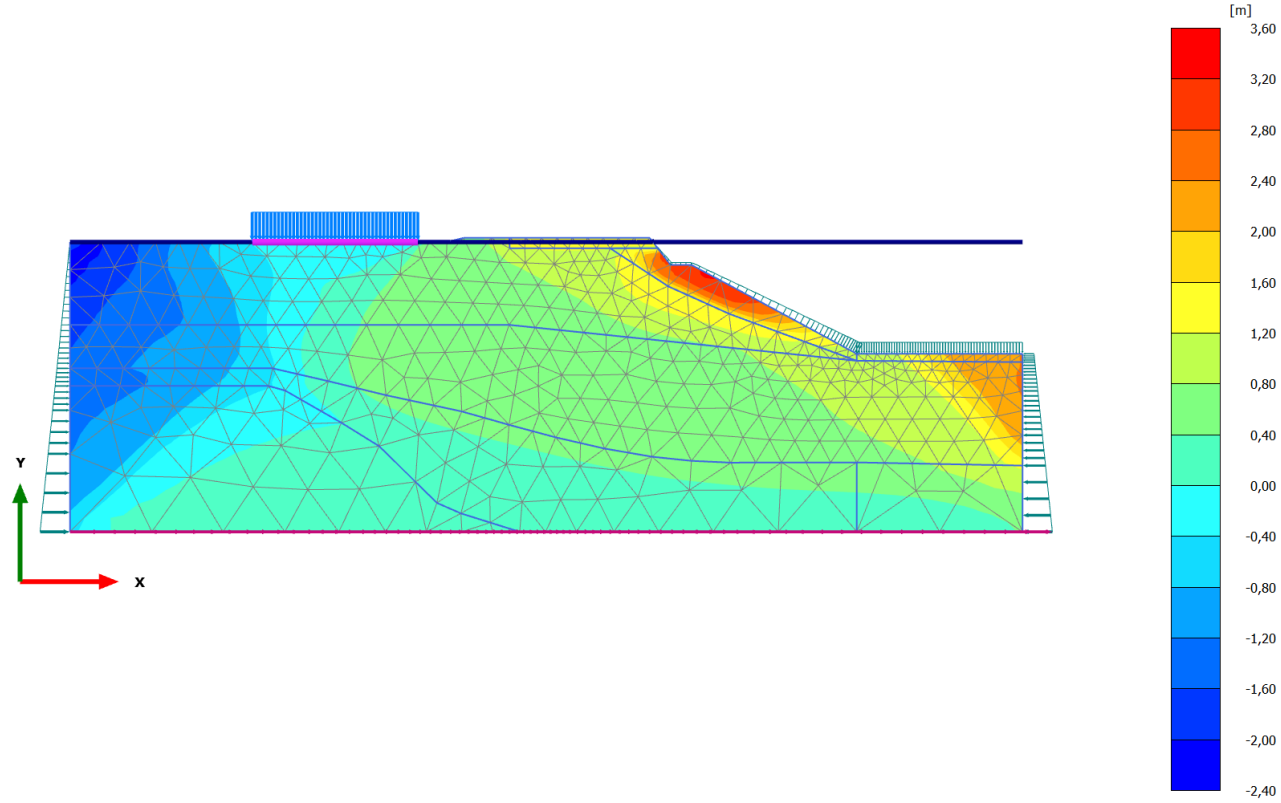


Total displacements u_x (scaled up 5,00 times) (Time 115,0 s)

Maximum value = 3,569 m (Element 279 at Node 6229)

Minimum value = -2,930 m (Element 25 at Node 58)

Şekil C.7 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 9)

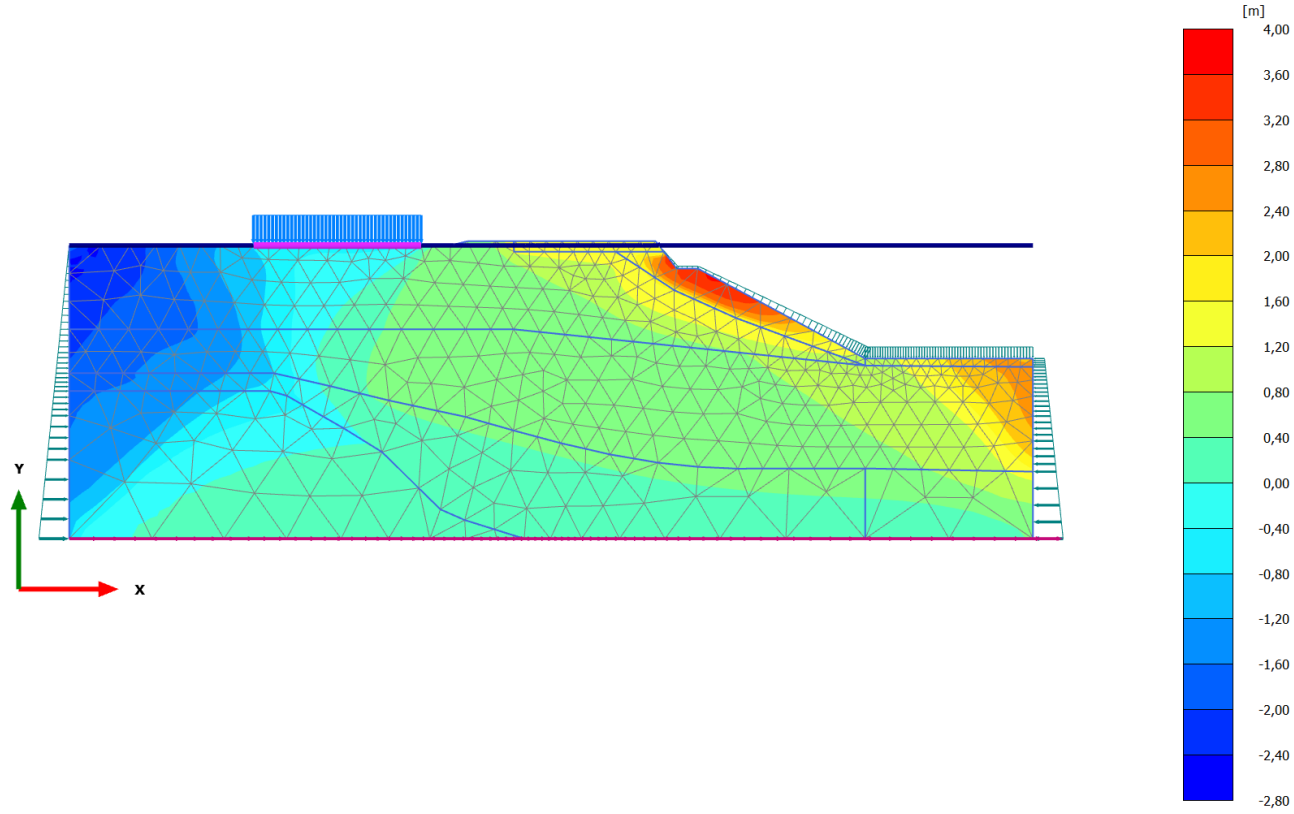


Total displacements u_x (scaled up 5,00 times) (Time 90,00 s)

Maximum value = 3,345 m (Element 244 at Node 3644)

Minimum value = -2,201 m (Element 25 at Node 1)

Şekil C.8 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 10)

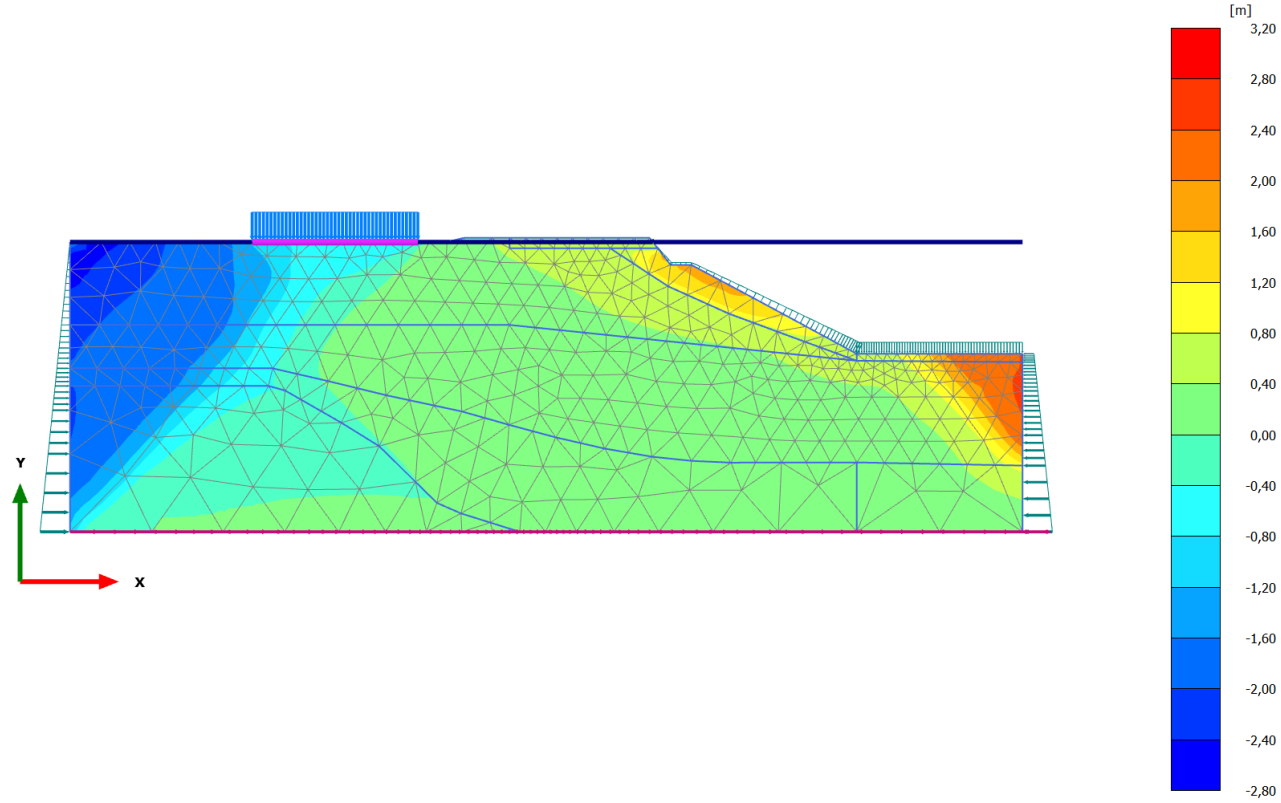


Total displacements u_x (scaled up 5,00 times) (Time 59,98 s)

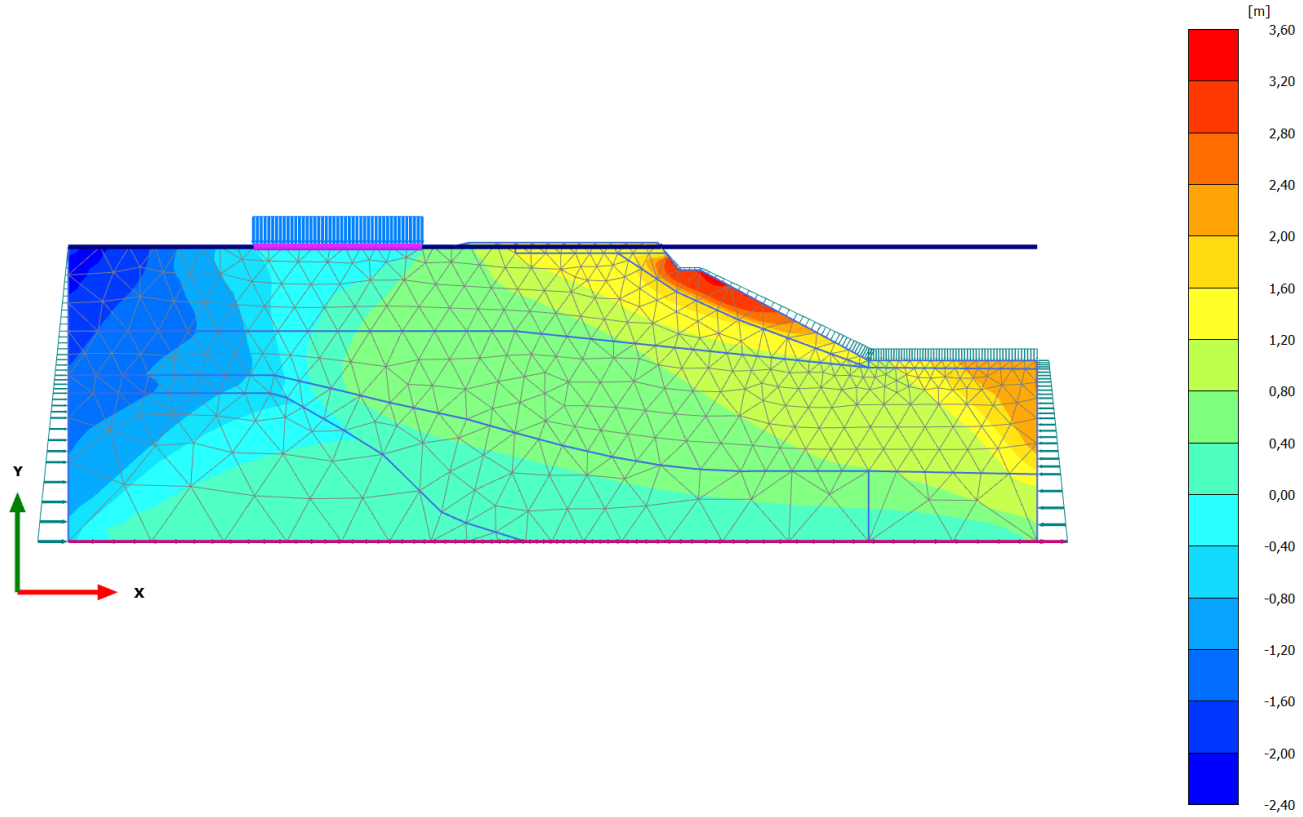
Maximum value = 3,782 m (Element 244 at Node 3644)

Minimum value = -2,519 m (Element 25 at Node 58)

Şekil C.9 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 11)



Şekil C.10 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 12)

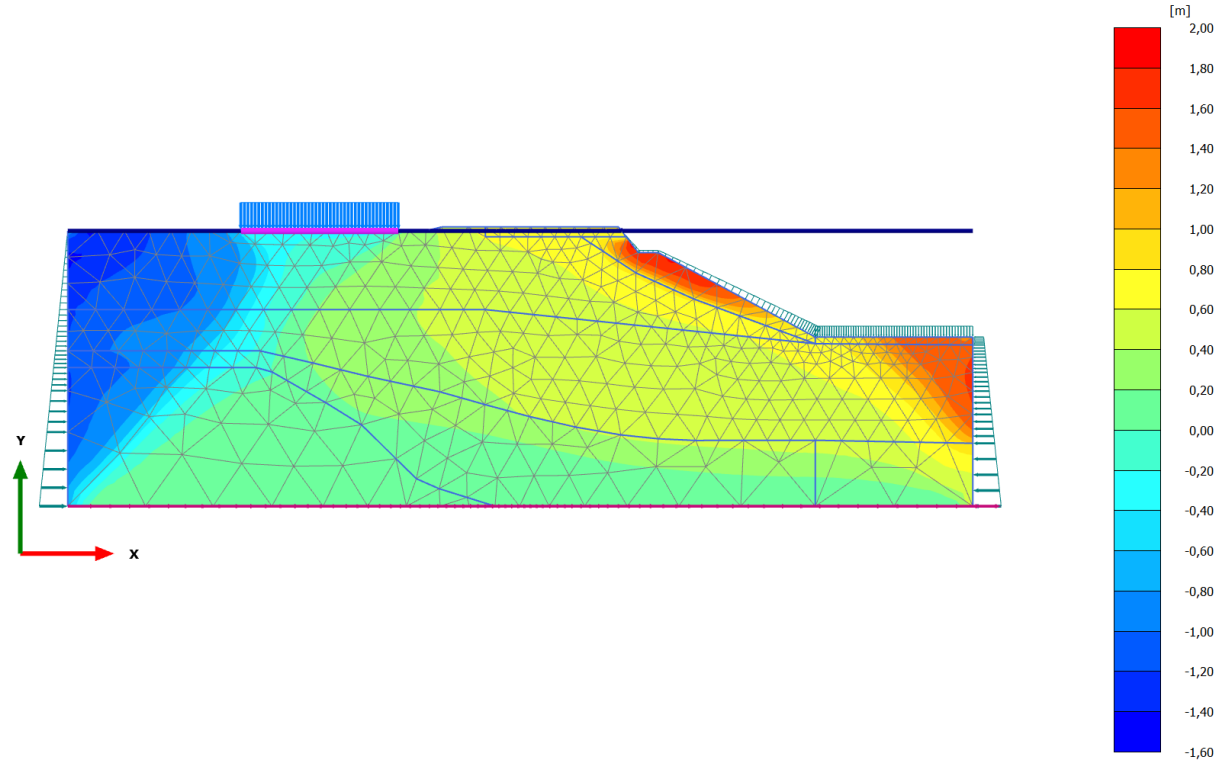


Total displacements u_x (scaled up 5,00 times) (Time 71,00 s)

Maximum value = 3,335 m (Element 244 at Node 3644)

Minimum value = -2,163 m (Element 25 at Node 1)

Şekil C.11 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 13)



Total displacements u_x (scaled up 5,00 times) (Time 25,88 s)
Maximum value = 1,914 m (Element 255 at Node 3168)
Minimum value = -1,502 m (Element 25 at Node 58)

Şekil C.12 : Zaman tanım alanında deprem verisi ile yapılan analizler sonucu kalıcı yatay deplasman dağılımı (Faz 14)

ÖZGEÇMİŞ



Ad-Soyad : Candenz Dolu
Doğum Tarihi ve Yeri : 24.01.1992 Akşehir
E-posta : candenzdol@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2016, Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
- **Yükseklisans** : 2019, İstanbul Teknik Üniversitesi, Geoteknik Anabilim Dalı, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

MESLEKİ DENEYİM:

- 2017-Halen Zemin Etüd ve Tasarım A.Ş. şirketinde Geoteknik Değerlendirme ve Tasarım Mühendisi olarak çalışmakta.