

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ŞEV STABİLİTESİNİN SONLU ELEMANLAR VE LİMİT DENGİ
YÖNTEMLERİ İLE KARŞILAŞTIRMALI ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Kübra BULUT

OCAK 2025

TRABZON



KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ŞEV STABİLİTESİNİN SONLU ELEMANLAR VE LİMİT DENGİ
YÖNTEMLERİ İLE KARŞILAŞTIRMALI ANALİZİ

Kübra BULUT

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde
"İNŞAAT YÜKSEK MÜHENDİSİ"
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25 / 12 / 2024

Tezin Savunma Tarihi : 10 / 01 / 2025

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Zekai ANGIN

Trabzon 2025

ÖNSÖZ

Bu yüksek lisans tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Geoteknik Anabilim Dalı'nda, limit denge yöntemi kullanılarak şev stabilite analizinin incelendiği bir çalışma olarak hazırlanmıştır

Yüksek Lisans tez çalışmam süresince her türlü desteği sağlayan tez danışmanım sayın hocam Prof. Dr. Zekai ANGIN'a,

Çalışmam süresince değerli yardımlarını esirgemeyen saygıdeğer hocalarım Prof. Dr. Hakan ERSOY, Prof. Dr. Sabriye Banu İKİZLER, Prof. Dr. Arzu Fırat ERSOY, Prof. Dr. Erol ŞADOĞLU, Dr. Öğr. Üyesi Oğuz SÜNNETÇİ'ye

Çalışmam boyunca desteklerini esirgemeyen sevgili arkadaşım Muhammed Enes KILIÇ'a,

Destekleri ve sevgilerini hayatın boyunca hissettiğim, maddi ve manevi her türlü imkanı sağlayan sevgili babam Süer BULUT ve sevgili annem Gül BULUT'a, değerli ağabeyim ve ablama,

Sonsuz teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Kübra BULUT

Trabzon 2025

TEZ ETİK BEYANNAMESİ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum “Şev Stabilitesinin Sonlu Elemanlar ve Limit Denge Yöntemleri ile Karşılaştırmalı Analizi” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Doç. Dr. Zekai ANGIN’ın sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, deneyleri/analizleri ilgili laboratuvarlarda yaptığımı/yaptırdığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim 10/01/2025

Kübra BULUT

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	III
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET	VIII
SUMMARY	IX
ŞEKİLLER DİZİNİ	X
TABLolar DİZİNİ.....	XVI
SEMBOLLER VE KISALTMALAR DİZİNİ	XVII
1. GENEL BİLGİLER	1
1.1. Giriş	1
1.2. Literatür Taraması	1
1.3. Toprak Kaymalarının Afet Potansiyeli.....	7
1.4. Kütle Hareketlerini Etkileyen Unsurlar.....	14
1.5. Şev Terminolojisi	17
1.6. Şev Kayması Türleri.....	18
1.6.1. Düşme	19
1.6.2. Akma	20
1.6.3. Yavaş Akma (Krip).....	20
1.6.4. Ana Kayada Krip	21
1.6.5. Moloz ve Toprak Krip	21
1.6.6. Hızlı Akma	22
1.6.7. Kayma	24
1.6.8. Karmaşık Hareketler	26
1.7. Zemin Parametlerinin Belirlenmesi.....	26
1.7.1. Zemin Araştırmaları	27
1.7.2. Arazi Deneyleri	27
1.7.3. Laboratuvar Deneyleri	28
1.8. Şev Stabilite Analizleri.....	29
1.8.1. Limit Denge Analizi.....	29
1.8.2. Sonsuz Şev Stabilitesi	30
1.8.3. Culmann Yöntemi	32

1.8.4.	Kama Tipi Kaymalar.....	34
1.8.5.	Dairesel Kaymalar.....	35
1.8.6.	$\phi=0$ Metodu.....	35
1.8.7.	İsveç Dilim Metodu (Fellenius yöntemi).....	37
1.8.8.	Basitleştirilmiş Dilim (Bishop) Yöntemi	38
1.8.9.	Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi	40
1.8.10.	Spencer Yöntemi.....	41
1.8.11.	Morgenstern – Price Yöntemi	42
1.8.12.	Sonlu Elemanlar Yöntemi	42
1.9.	Kütle Hareketlerini Önleme Yöntemleri	43
1.9.1.	Drenaj.....	44
1.9.1.	Şev ve Yamaçların korunması	45
1.9.2.	Şevlerin kademelendirilmesi.....	46
1.9.3.	Topuk Yükleme.....	46
1.9.4.	Dayanma Yapıları	47
1.9.5.	Taş ve Betonarme Duvarlar	47
1.9.6.	Ankrajlar	48
1.9.7.	Ahşap Kazıklar.....	49
1.9.8.	Betonarme Kazıklar	49
1.9.9.	Çelik Kazıklar	50
1.9.10.	Kompozit Kazıklar	50
1.9.11.	Mini Kazıklar	51
1.9.12.	Zemin Çivisi.....	51
1.9.13.	Palplanşlar.....	51
1.9.14.	Elektro – Osmoz.....	52
1.9.15.	Isıl işlem ile iyileştirme.....	52
1.9.16.	Katkı Maddesi ile iyileştirme.....	52
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR VE BULGULAR.....	53
2.1.	Çalışmanın Amacı	53
2.2.	Çalışma Alanının Konumu	53
2.3.	Proje Sahası ve Yakın Çevresinin Heyelan Potansiyeli	58
2.4.	Proje Sahası ve Çevresinin Jeolojisi.....	61
2.5.	Heyelan İslahına Yönelik Çalışmalar.....	62
2.6.	Sondaj Çalışmaları	63

2.7. Geoteknik Tasarım ve Kullanılan Zemin Parametreleri.....	64
2.8. Şev Stabilitesi İçin Yapılan Limit Denge Analizleri.....	65
2.8.1. Kesitler Üzerinde Yapılan Analizler.....	66
2.8.2. Limit Denge Analizleri	66
2.9. Fore Kazık İmalatı.....	74
2.9.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Yapılan Analizler	106
3. SONUÇLAR.....	120
4. ÖNERİLER.....	123
5. KAYNAKLAR	124
ÖZGEÇMİŞ	



ÖZET

ŞEV STABİLİTESİNİN SONLU ELEMANLAR VE LİMİT DENGİ YÖNTEMLERİ İLE KARŞILAŞTIRMALI ANALİZİ

Kübra BULUT

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Prof. Dr. Zekai ANGIN
2025, 128 Sayfa

Bu çalışmada, Trabzon ili Ortahisar ilçesi Esenyurt Mahallesi'nde meydana gelen bir heyelan olayı geoteknik açıdan incelenmiştir. Arazi çalışmaları ve laboratuvar deneyleri ile bölgenin zemin özellikleri ve parametreleri belirlenmiştir. Elde edilen veriler, heyelan bölgesinin jeolojik yapısının ve zemin profillerinin idealize edilmesi için analiz edilmiştir.

Zemin stabilitesini artırmak amacıyla önerilen fore kazık sistemi, Slide yazılımı kullanılarak limit denge analizine tabi tutulmuştur. İlk olarak bölgenin doğal durumu incelenmiş ve güvenlik sayılarının yetersiz olduğu tespit edilmiştir. Tek sıra fore kazık uygulaması denenmiş, ancak istenen stabiliteyi sağlayamamıştır.

Stabilite çalışmalarının ikinci aşamasında çift sıra fore kazık uygulaması değerlendirilmiştir. Çeşitli konfigürasyonlar denendikten sonra, uygun değer boy ve aralıkta tasarlanan çift sıra fore kazık sisteminin, hem statik hem de dinamik koşullar altında şev stabilitesini sağlamak için en uygun çözüm olduğu belirlenmiştir.

Önerilen fore kazık sistemi, mevcut heyelan riskini ortadan kaldırmanın yanı sıra, gelecekteki olası risklere karşı da güçlü bir koruma sağlamaktadır. Sistem, bölgenin jeolojik ve topografik özelliklerini dikkate alarak tasarlanmış olup, uzun vadeli bir çözüm sunmaktadır.

Önerilen stabilite yöntemi PLAXIS programı kullanılarak sonlu elemanlar yöntemine tabii tutulmuş ve elde edilen sonuçlar limit denge analizi ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

Sonuç olarak, yapılan analizler neticesinde, önerilen fore kazık sistemi ile heyelan riski altındaki bölgede gerekli stabilite sağlanmış ve boru hattının güvenliği garanti altına alınmıştır. Bu çözüm, hem mühendislik standartlarını karşılamakta hem de uzun vadeli bir güvenlik sağlamaktadır.

Anahtar Kelimeler: Şev Stabilitesi, Fore kazık, Sonlu Elemanlar, SLIDE, PLAXIS,

SUMMARY

COMPARATIVE ANALYSIS OF SLOPE STABILITY USING FINITE ELEMENT AND LIMIT EQUILIBRIUM METHODS

Kübra BULUT

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil engineering Graduate Program
Supervisor: Prof. Dr. Zekai ANGIN
2025, 128 Pages

In this study, a landslide event that occurred in Esenyurt Neighborhood, Ortahisar District, Trabzon Province, was investigated from a geotechnical perspective. Field studies and laboratory tests were conducted to determine the soil properties and parameters of the region. The obtained data were analyzed to idealize the geological structure and soil profiles of the landslide area.

A bored pile system proposed to enhance soil stability was subjected to a limit equilibrium analysis using the Slide software. Initially, the natural condition of the region was examined, and it was determined that the safety factors were insufficient. A single-row bored pile application was tested but failed to achieve the desired stability.

In the second phase of stabilization efforts, a double-row bored pile application was evaluated. After testing various configurations, it was determined that the double-row bored pile system, designed with appropriate pile length and spacing, provided the optimal solution for slope stability under both static and dynamic conditions.

The proposed bored pile system not only mitigates the existing landslide risk but also offers robust protection against potential future risks. The system was designed considering the geological and topographical characteristics of the region and provides a long-term solution.

The proposed stabilization method was further analyzed using the finite element method in the PLAXIS program, and the results were compared with those obtained through the limit equilibrium analysis.

As a result, the analyses concluded that the proposed bored pile system successfully ensured the required stability in the landslide-prone area and guaranteed the safety of the pipeline. This solution meets engineering standards and provides long-term security.

Key Words: Slope stability, Bored Pile, SLIDE, PLAXIS

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1. London Road Heyelanı	7
Şekil 2. Sichuan eyaletinde meydana gelen heyelanların oluşturduğu çukur	9
Şekil 3. Ülkelerin Endeks Puanlarına Göre Risk Sınıfları	10
Şekil 4. Türkiye Heyelan Yoğunluk Haritası	11
Şekil 5. Trabzon'un Maçka ilçesinde meydana gelen heyelan	12
Şekil 6. Isparta Senirkent ilçesinde meydana gelen heyelan afeti	13
Şekil 7. Kahramanmaraş Afşin heyelanı	14
Şekil 8. Şev kayma nedenleri örnekleri	15
Şekil 9. Kütle hareketlerine neden olan faktörler	17
Şekil 10. Şevleri tanımlamada kullanılan terminoloji	18
Şekil 11. Akma şeklinde kütle hareketi	20
Şekil 12. Krip belirtileri: 1) Kaya blokların çatlaklardan ayrılması, 2) Ağaç gövdelerinin eğilmesi, 3) Tabaka uçlarının kıvrılması 4,5) Çit, 6,7) Çim ve bitkilerin aşağıya kayması	21
Şekil 13. Toprak ve Kaya kripti	22
Şekil 14. Doğada gözlenen devrilme türleri	23
Şekil 15. Kayma türlerinin kesitleri: A) Dairesel, B) Dairesel-düzlemsel, C) Düzlemsel, D) Düzlemsel kamalı	24
Şekil 16. Tipik heyelan diyagramı ve heyelandaki kısımlara verilen isimler	25
Şekil 17. Killi yamaç ve şevlerde karmaşık hareketler	26
Şekil 18. Sonsuz şevde yüzeye paralel düzlemsel kayma	31
Şekil 19. Limit denge analizi-Culmann metodu	33
Şekil 20. Basit blok (kama) analizinde kuvvetler	35
Şekil 21. Homojen doygun kil zeminde şev stabilite analizi	36
Şekil 22. İsveç Dilim Metodu	38
Şekil 23. Bishop'un Basitleştirilmiş Dilim Yöntemi: a) n'inci dilim üzerine etkili olan kuvvetler; b) denge için kuvvet poligonu	39
Şekil 24. Denklem (27)'ye göre $m_{\alpha(n)}$ 'in α_n ve $\tan \phi' / F_s$ ile değişimi	40
Şekil 25. Moergens-Price yönteminde dilimler arası kuvvet yönlerinin belirtildiği $F(x)$ fonksiyonları (Çavumirza, 2018)	42

Şekil 26.	Heyelanda yüzeysel drenajın uygulanması a) Kafa hendeği, b) Balıksırtı hendeği, c) Gerilme çatlağı, d) Esas ayna, e) Çökme bölgesi, f) Kabarma bölgesi, g) Akma bölgesi, h) Boşaltma kanalı.....	45
Şekil 27.	Yamaçlarda düşey ve yatay drenlerle yeraltı suyu düzeyinin alçaltılması 1) Çevirme hendeği, 2) Kuyu, 3) Düşey dren, 4) Tıkanmış yüzeysel çatlaklar, 5) Yayay dren, 6) Topuk dreni.....	45
Şekil 28.	Yarmada tipik kademelendirme.....	46
Şekil 29.	Topuk dolgusunun sığ ve derin yüzeylerde	47
Şekil 30.	Zemin ankrajının basitleştirilmiş kesiti ve uygulama	48
Şekil 31.	Heyelanlı sahaya ait yer bulduru haritası.....	54
Şekil 32.	Proje sahasının 1/25.000 ölçekli Trabzon G43-b4 paftası içerisindeki konumu	54
Şekil 33.	Heyelan sahasına ait bakı haritası.....	56
Şekil 34.	Heyelan sahasına ait eğim haritası.....	57
Şekil 35.	Proje sahasına ait yükseklik kademeleri haritası	58
Şekil 36.	2010 yılında boru hattı inşasının yapıldığı alanın Google Earth uydu görüntüsü	59
Şekil 37.	2014 yılı itibariyle boru hattının hemen batısında meydana gelen ve üst kottaki yolu etkileyen heyelanın Google Earth uydu görüntüsü	60
Şekil 38.	20-21 Mayıs 2023 tarihlerinde insansız hava aracı ile çekilmiş hava fotoğrafında 17.05.2023 tarihinde meydana gelen heyelanın konumu.....	61
Şekil 39.	Proje sahası ve yakın çevresinin jeolojisi haritası	62
Şekil 40.	Heyelanlı sahaya ait vaziyet planı, yapılan sondaj lokasyonları ve jeofizik ölçüm hatlarının konumları	63
Şekil 41.	Heyelanlı sahaya ait vaziyet planı, analizlerin gerçekleştirilmesi üzere belirlenen kesitler.....	66
Şekil 42.	Şev stabilite analizlerinde kullanılan zemin girdi parametreleri, zemin topoğrafyası ve derinliğe bağlı litolojik değişim	67
Şekil 43.	Şev stabilite analizlerinde kullanılan zemin girdi parametreleri, zemin topoğrafyası ve derinliğe bağlı litolojik değişim (B-B kesiti).....	67
Şekil 44.	Bishop'a göre doğal durum şev stabilitesi güvenlik sayısı (A-A kesiti)	68
Şekil 45.	Janbu'ya göre doğal durum şev stabilitesi güvenlik sayısı (A-A kesiti)	69
Şekil 46.	Bishop'a göre doğal durum şev stabilitesi güvenlik sayısı (B-B kesiti).....	70
Şekil 47.	Janbu'ya göre doğal durum şev stabilitesi güvenlik sayısı (B-B kesiti).....	70
Şekil 48.	Bishop'a göre depremli durumda doğal durum güvenlik sayısı (A-A kesiti)	71
Şekil 49.	Janbu'ya göre depremli durumda doğal durum güvenlik sayısı (A-A kesiti)	72

Şekil 50.	Bishop'a göre depremli durumda doğal durum güvenlik sayısı (B-B kesiti)	73
Şekil 51.	Janbu'ya göre depremli durumda doğal durum güvenlik sayısı (B-B kesiti)	73
Şekil 52.	Heyelanlı sahada önerilen fore kazık hattı (koyu kırmızı renkli hat)	75
Şekil 53.	Bishop'a göre 20 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	77
Şekil 54.	Janbu'ya göre 20 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	77
Şekil 55.	Bishop'a göre 20 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	78
Şekil 56.	Janbu'ya göre 20 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	78
Şekil 57.	Bishop'a göre 25 m boyunda ve 1.8 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	79
Şekil 58.	Janbu'ya göre 25 m boyunda ve 1.8 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	80
Şekil 59.	Bishop'a göre 25 m boyunda ve 1.8 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	80
Şekil 60.	Janbu'ya göre 25 m boyunda ve 1.8 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	81
Şekil 61.	Bishop'a göre 25 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	82
Şekil 62.	Janbu'ya göre 25 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	82
Şekil 63.	Bishop'a göre 25 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	83
Şekil 64.	Janbu'ya göre 25 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	83
Şekil 65.	Bishop'a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	84
Şekil 66.	Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	85
Şekil 67.	Bishop'a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	85
Şekil 68.	Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	86
Şekil 69.	Heyelanlı sahada önerilen fore kazık hatları (koyu kırmızı renkli hatlar).....	87
Şekil 70.	Bishop'a göre 25 m boyunda 1.8 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	88

Şekil 71.	Janbu'ya göre 25 m boyunda 1.8 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	88
Şekil 72.	Bishop'a göre 25m boyunda 1.8 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	89
Şekil 73.	Janbu'ya göre 25 m boyunda 1.8 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	89
Şekil 74.	Bishop'a göre 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	90
Şekil 75.	Janbu'ya göre 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	91
Şekil 76.	Bishop'a göre 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	91
Şekil 77.	Janbu'ya göre 25m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	92
Şekil 78.	Bishop'a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	93
Şekil 79.	Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	93
Şekil 80.	Bishop'a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	94
Şekil 81.	Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	94
Şekil 82.	Bishop'a göre deprem etkisi olmadan 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	95
Şekil 83.	Janbu'ya göre deprem etkisi olmadan 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	96
Şekil 84.	Bishop'a göre deprem etkisi olmadan 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	96
Şekil 85.	Janbu'ya göre deprem etkisi olmadan 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	97
Şekil 86.	Bishop'a göre depremli durmda 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	98
Şekil 87.	Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	98
Şekil 88.	Bishop'a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	99
Şekil 89.	Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	99
Şekil 90.	Bishop'a göre depremli durmda 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	100

Şekil 91.	Janbu'ya göre depremli durumda 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	101
Şekil 92.	Bishop'a göre depremli durumda 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	101
Şekil 93.	Janbu'ya göre depremli durumda 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	102
Şekil 94.	Bishop'a göre deprem etkisi olmadan 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	103
Şekil 95.	Janbu'ya göre deprem etkisi olmadan 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti).....	103
Şekil 96.	Bishop'a göre deprem etkisi olmadan 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	104
Şekil 97.	Janbu'ya göre deprem etkisi olmadan 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)	104
Şekil 98.	Fore kazık için kullanılan dayanım parametrelerinin girildiği yazılım ara yüzü.....	107
Şekil 99.	Model Geometrisi ve fore kazıkların yerleşimi (A-A kesiti).....	108
Şekil 100.	Model Geometrisi ve fore kazıkların yerleşimi (B-B kesiti)	108
Şekil 101.	Mesh görünümü (A-A) kesiti	109
Şekil 102.	Mesh görünümü (B-B) kesiti	109
Şekil 103.	A-A kesiti doğal durum analizi sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği.....	110
Şekil 104.	A-A kesiti doğal durum analizi sonucunda elde renk konturları.....	110
Şekil 105.	B-B kesiti doğal durum analizi sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği.....	111
Şekil 106.	B-B kesiti doğal durum analizi sonucunda elde renk konturları	111
Şekil 107.	A-A kesiti depremli durum analizi sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği.....	112
Şekil 108.	A-A kesiti depremli durum analizi sonucunda elde renk konturları.....	112
Şekil 109.	B-B kesiti depremli durum analizi sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği.....	113
Şekil 110.	B-B kesiti depremli durum analizi sonucunda elde renk konturları	113
Şekil 111.	A-A kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan analiz sonucu elde edilen güvenlik sayısı grafiği	114
Şekil 112.	A-A kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan analiz sonucu elde edilen renk konturları	115
Şekil 113.	B-B kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan analiz sonucu elde edilen güvenlik sayısı grafiği	115

Şekil 114. B-B kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan analiz sonucu elde edilen renk konturları	116
Şekil 115. A-A kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan depremli durum analizi sonucu elde edilen güvenlik sayısı grafiği.....	117
Şekil 116. A-A kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan depremli durum analizi sonucu elde edilen renk konturları.....	117
Şekil 117. B-B kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan depremli durum analizi sonucu elde edilen güvenlik sayısı grafiği.....	118
Şekil 118. B-B kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan depremli durum analizi sonucu elde edilen renk konturları.....	118



TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1. Şev hareketlerinin kısaltılmış sınıflandırılması	19
Tablo 2. Şev geometrisinin hareket biçimine etkisi	19
Tablo 3. Analiz metotlarının karşılaştırması.....	30
Tablo 4. Heyelan alanı ve çevresinde yapılan sondajların ayrıntılarına dair bilgiler.....	64
Tablo 5. Şev stabilite analizlerinde kullanılan girdi parametreleri	65
Tablo 6. Yamaç ve şevlerde güvenlik sayıları (TS 8853, 1991).....	68
Tablo 7. Doğal ve depremli durumda A-A ve B-B kesitleri için güvenlik sayıları	74
Tablo 8. Dinamik yük etkisi olmadan şev stabilite analizi güvenlik sayıları (Limit Denge Analizi).....	105
Tablo 9. Dinamik yükler altında şev stabilite analizi güvenlik sayıları (Limit Denge Analizi).....	106
Tablo 10. Sonlu elemanlar analizi ile elde edilen güvenlik sayısı değerleri.....	119

SEMBOLLER VE KISALTMALAR DİZİNİ

c	: Kohezyon
ϕ	: İçsel Sürtünme Açısı
γ	: Birim Hacim Ağırlık
Fs	: Güvenlik Sayısı
W	: Dilim Ağırlığı
α	: Dilim Tabanının Yatayla Yaptığı Aç
u	: Boşluk Suyu Basıncı
b	: Dilim Genişliği
ΔL	: Dilim Tabanının Uzunluğu
N	: Normal Kuvvet
T	: Kesme Kuvveti
r	: Kayma Dairesinin Yarı Çapı
m	: Stabilite Katsayısı
H	: Yükseklik
X	: Yatay Kuvvet
Y	: Düşey Kuvvet
E	: Elastisite Modülü
λ	: Lambda Katsayısı
σ	: Normal Gerilme
τ	: Kayma Gerilmesi
kN	: Kilo Newton
RMR	: Kaya Kütle Özellikleri
RQD	: Kaya Kalitesi Tanımı
AFAD	: Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı
YST	: Yeraltı Su Tablası
SPT	: Standart Penetrasyon Testi
CPT	: Koni Penetrasyon Testi
JMO	: Jeoloji Mühendisleri Odası
TMMOB	: Türk Mühendis ve Mimar Odaları Birliği
SK	: Sondaj Kuyusu
DSİ	: Devlet Su İşleri

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Dünya genelinde insan nüfusunun artışına paralel olarak yerleşim alanlarının hızla genişlediği gözlemlenmektedir. Bu genişleme, özellikle dağlık ve engebeli arazilerde yeni yerleşim yerlerinin inşasını gerekli kılmıştır. Ancak, eğimli ve engebeli araziler coğrafi, topografik, iklimsel ve litolojik faktörlerden dolayı kütle hareketlerine karşı savunmasız hale gelebilmektedir. Bu tür arazilerde stabilite sorunları yaşanmakta ve zemin kaymalarına elverişli bir ortam oluşmaktadır. Ayrıca, deprem, sel gibi doğal afetler de bu tür kaymaya yatkın arazilerde kütle hareketlerini tetikleyerek durumu daha da tehlikeli hale getirebilmektedir.

Türkiye, doğal afetlerin sık görülmesi bakımından dünya genelinde öne çıkan ülkelerden biridir. Bu durum, özellikle heyelan gibi kütle hareketlerinin sıkça yaşanmasına neden olmaktadır. Türkiye'de meydana gelen heyelanlar, ciddi boyutlarda can ve mal kayıplarına yol açabilmekte ve afet sonrası rehabilitasyon süreçlerini zorlaştırmaktadır. Bu nedenle, heyelan tehlikesinin olduğu bölgelerde gerekli önlemlerin alınması ve etkin iyileştirme yöntemlerinin uygulanması büyük önem taşımaktadır.

Sonuç olarak, doğal afetlere karşı savunmasız bölgelerde stabiliteyi sağlamak amacıyla kapsamlı analizler yapılmalı, uygun mühendislik çözümleri geliştirilerek uygulanmalıdır. Bu bağlamda, heyelan riskinin azaltılmasına yönelik tedbirlerin alınması hem can hem de mal güvenliğinin korunması açısından kritik öneme sahiptir.

1.2. Literatür Taraması

Şev stabilite problemleri her daim yaşanmaktadır ve konuyla alakalı yapılmış bazı çalışmalar aşağıda özetlenmiştir.

Taşkıran vd. (2015), tarafından gerçekleştirilen çalışmada iki ve üç boyutlu modellemenin karşılaştırılması incelenmiştir. Bulgular, üç boyutlu modelin, iki boyutlu modele göre bir miktar (%4) daha yüksek güvenlik sayısı değerleri sağladığını ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan mukavemet azaltma analizi sonuçlarının limit denge yöntemi ile elde edilen sonuçlarla uyumlu olduğunu göstermiştir. Bu sonuçlar üç boyutlu

modellemenin tercih edilmesinin önemini ve sonlu elemanlar yöntemiyle elde edilen sonuçların güvenilirliğini göstermektedir.

Ün (2021) tarafından yapılan çalışmada, şev stabilite sorunlarının çözümüne odaklanarak farklı yöntemler incelenmiştir. Bu çalışmada, geri analiz yöntemi kullanılarak göçme mekanizması belirlenmiş ve kayma mukavemeti parametreleri bulunmuştur. Plaxis 2D ve Slide V 6.0 programları kullanılarak elde edilen sonuçlar karşılaştırılmış ve analiz sonuçlarının tutarlı olduğu gösterilerek analizlerin güvenilirliği arttırılmıştır. Çalışmada kazık ile iyileştirme yönteminin etkili bir çözüm olabileceği öne sürülerek ve drenaj yöntemi ile şev güvenilirliliğinin arttırılması önerisinde bulunulmuştur.

Yamak (2017) yaptığı çalışmada, karayolu dolgu şevlerinde su seviyesi yükselişlerinin şev stabilitesi üzerine olan etkisini araştırmıştır. Farklı dolgu ve zemin özelliklerine, çeşitli şev açılara ve yüksekliklerine göre, farklı su seviyelerinin hem dinamik hem de statik analizleri için Slide programı kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar, su seviyesindeki artışın güvenlik katsayısı üzerinde artışa yol açtığını göstermektedir. Ayrıca dolgu malzemesi özelliklerinin stabilite açısından önemli olduğu ve dolgu yüksekliği ile şev stabilitesi arasında ters orantılı bir ilişki olduğu belirlenmiştir. Dinamik senaryoların çoğunluğunun gerekli güvenlik katsayısı değeri olan 1.10'u sağlamadığı belirlenmiştir.

Karadağ vd., (2019) tarafından yapılan çalışmada Yalova ili Çiftlikköy İlçesi Gençlik Caddesi'nde meydana gelen heyelanın stabilite problemine odaklanılmıştır. Heyelanı meydana getiren nedenler ve çözümlerine yönelik, arazi ve laboratuvar deneyleri sonucunda elde edilen veriler kullanılarak kapsamlı bir analiz sunulmuştur. Slide programı ile statik ve dinamik yük etkimesi durumunda şevin kayma dairesi, güvenlik sayısı ve kayma potansiyeli incelenmiş, Plaxis programında ise kazıklı iksa uygulamaları değerlendirilmiştir. Yapılan çalışmada şev stabilitesi için kazıklı iksa uygulaması sonucunda; şevde meydana gelen göçme durumunun çözümlendiği ve güvenli tasarımın sağlandığı belirlenmiştir.

İlyasoğlu (2008), İstanbul Kağıthane- Piyalepaşa tünellerinde Kağıthane portal kazılarında oluşturulan portal şevlerinin planlama ve projelendirme yöntemlerini incelemiştir. Fiziksel ve mekanik deneyler ile kayma mukavemeti parametreleri belirlenerek GeoSlope ve Plaxis ile yapılan analizler sonucunda şev stabilitesi değerlendirilmiştir. Ek olarak RockLab 1.0 programı kullanılarak laboratuvar deney sonuçlarına dayalı analiz sonuçları elde edilmiştir. Çalışmada, geoteknik model oluşturulması sırasında yapılan çalışmaların titizlikle yürütülmesi gerektiği vurgulanmıştır. Ancak, bu çalışmaların

eksiklikleri ve belirli programlarla elde edilen sonuçların farklılık göstermesi, eksikliklerin bulunduğunu göstermektedir.

Aydın (2022) Ankara ilinin Çubuk ilçesinde bulunan Andan Menderes Parkında meydana gelen şev kaymasının durdurulması için çeşitli iyileştirme yöntemlerini araştırmıştır. İyileştirme analizlerinde Slide 8.0. ve Plaxis 8.2. programları kullanılmıştır. Limit denge yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerin sonucunda İyileştirilmiş modelin statik ve dinamik durumlar için güvenlik katsayısı kontrol edilmiş, şevdeki deformasyonlar kontrol edilerek yapısal elemanların tasarım değerleri hesaplanmıştır.

Alemdağ (2016) toprak dolgu barajlarda yaptığı çalışmada barajın duraylılığını belirlemek için limit denge analizi ve kesme mukavemeti azaltma analizleri yapılmıştır. Yapılan analizler doğrultusunda barajın farklı koşullar altında, özellikle siltasyon ve sismik yükler altında, yükseltilmeden öncesi ve sonrası için duraylılığı değerlendirilmiştir. Alemdağ (2016) bu yöntemleri kullanarak güvenlik sayısını belirlenmiş ve uzun vadeli duraylılığını değerlendirmiştir.

Pirone vd. (2018), sürtünmeli toprak yamaçlarında yer alan kazık sıralarını sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir. 2D ve 3D sayısal analizler kullanılarak hesaplanan nihai yükler, analitik rijit-plastik çözümlerle karşılaştırılmış ve toprak kaymasında stabilite sağlamak amacıyla kazık sıralarının tasarımı için basit grafikler sunulmuştur.

Suradi vd. (2016), aşırı yağışların toprak eğimine nüfuz etmesi ve bu nüfuzun su basıncını arttırarak toprak kaymalarını tetiklediğini ileri sürmüştür. Aşırı yağışın toprak kaymaları üzerindeki etkisi deneysel ve sayısal olarak incelenmiştir. Yapılan çalışmalar sonucunda gerçek bir toprak kayması olayının aşırı yağış durumu altında potansiyel etkilerinin önceden tahmin edilebilir olduğu ortaya koyulmaktadır.

Zhang L. vd. (2011), yağış sonucu şevlerde meydana gelen su basıncının stabilite üzerindeki etkisini incelemiştir. Sonlu elemanlar ve limit denge yöntemleri kullanılarak yağışa bağlı su basıncındaki değişmelerin ve kritik faktörlerin anlaşılmasında önemli bilgi birikimi ve anlayış kazanılmıştır; ancak, daha derinlemesine çalışmalara ihtiyaç duyulduğu belirtilmektedir.

Huvaj ve Oğuz (2018), Norveç'te yaşanan bir toprak kayması olayında, limit denge ve sonlu elemanlar analizi yapmıştır. Bu analizlerde, sonlu elemanlar yöntemi ile limit denge analizleri yapılarak maksimum kayma gerilmeleriyle yenilme yüzeyini belirlenmiştir ve sonuçlar birbiriyle karşılaştırılmıştır. Ayrıca, Monte Carlo simülasyonu yöntemi kullanılarak

yapılan olasılıksal analizler ile farklı simülasyonların sonuçlara etkisi değerlendirilmiştir. Malzeme özelliklerindeki belirsizliğin güvenlik sayısına olan etkisi, deterministik ve olasılıksal yaklaşımları karşılaştırarak grafiklerle gösterilmektedir.

Rahardjo vd. (2022) PLAXIS, RS2, Slide 2D, SEEP/W ve SLOPE/W gibi yazılımların sızma ve kararlılık analizlerindeki performanslarını iki farklı durum üzerinden karşılaştırmıştır. İlk senaryoda, siltli bir eğim, 1 boyutlu kararlı sızma koşulları altında incelenmiştir. Programlar arasındaki su basıncı profilleri ve güvenlik katsayıları karşılaştırılmıştır. İkinci durumda gerçek ölçekli bir çökme deneyi verileri kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir, sonuçlar birbiriyle karşılaştırılmıştır. Yapılan analiz ve deneyler neticesinde PLAXIS 2D'nin daha hızlı sızma sağladığı ve daha düşük su basıncı ürettiği, diğer programlardan farklı sonuçlar verdiği ifade edilmiştir.

Ng & Shi (1998) tarafından yürütülen araştırmada, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak geçici sızma ve stabilite analizleri gerçekleştirilmiş ve bu analizler sonucunda güvenlik sayıları elde edilmiştir. Çalışmada, farklı yağış şiddetleri, süreleri ve başlangıç su seviyelerinin geçici sızma ve stabilite üzerindeki etkisi incelenmiştir. Ayrıca, kritik yağış süresinin belirlenmesi, zeminin izotrop/anizotrop geçirgenliğinin stabilite üzerindeki duyarlılığının değerlendirilmesi ve gerçek bir yamaç örneği üzerinden geçici sızma dağılımı ile stabilite değişiminin analizi yapılmıştır. Geleneksel tek değişkenli yaklaşımların yetersiz olduğu ve stabiliteyi etkileyen çok sayıda faktörün birlikte değerlendirilmesi gerektiği sonucuna varılmıştır.

Morbidelli vd. (2018) yürüttüğü çalışmada, çeşitli toprak türleri ve eğim açıları için laboratuvar ortamında deneyler gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerde, değişken eğimli bir kutu kullanılmıştır. Toplanan verilerin analizi sonucunda, eğimin sızıntı üzerindeki etkisi ayrıntılı bir şekilde araştırılmıştır. Farklı toprak türleri ve eğimler için etkin sızıntı iletkenliği kavramı önerilmiştir. Bu kavram, toprak özellikleri ve eğim gibi değişkenlerin sızıntı sürecindeki rolünü daha detaylı bir şekilde incelemeyi amaçlamaktadır.

Griffiths & Fenton (2004) tarafından yürütülen çalışmada limit denge analizi ve sonlu elemanlar yöntemi kıyaslanmıştır. Basit yaklaşımın -limit denge analizinin- hata payının yüksek olduğu ve güvenilir sonuçlar için sonlu elemanlar yönteminin kullanılması gerektiği vurgulanmaktadır. Ayrıca yerel ortalama almanın da olasılıksal analiz sonuçlarını büyük ölçüde etkilediği görülmektedir. Genel olarak, olasılıksal şev stabilitesi analizlerinde mekanik varyasyon, korelasyon ve yerel ortalama almanın dikkate alınmasının önemi vurgulanmıştır.

Griffiths & Marquez (2007)'in yapmış olduğu çalışmada elastoplastik sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak elde edilen orijinal bulgular, çeşitli örnekler üzerinde gerçekleştirilen detaylı analizlerle doğrulanmıştır. Örneğin, homojen bir eğimde yapılan analizlerde, üç boyutlu sonuçların iki boyutlu sonuçlara giderek yakınsadığı ve üç boyutlu analizlerin daha gerçekçi sonuçlar sunduğu gözlemlenmiştir. Bununla birlikte, farklı sınır koşulları ve malzeme özellikleri kullanılarak yapılan analizlerle elde edilen sonuçlar, mevcut literatürdeki diğer yayınlarda sunulan sonuçlarla karşılaştırılarak doğrulanmıştır. Bu doğrulama süreci, yöntemin güvenilirliği ve genel uygulanabilirliği hakkında daha sağlam bir temel oluşturmuştur.

Mburu vd., (2022) tarafından yürütülen çalışmada zemin malzemesinin kesme dayanımı parametreleri olan kayma dayanımı (c) ve sürtünme açısı (ϕ), belirli oranlarda azaltılarak potansiyel çökme yüzeylerinin gelişimi, sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilmiştir. Analizlerde hiperbolik stres-gerinim modeli kullanılmıştır. Hem döküm hem de kazı yamaçları için farklı kesme dayanımı azaltma oranlarında elde edilen toplam kesme mukavemeti artışları incelenmiştir. Analitik olarak, Bishop yöntemiyle belirlenen güvenlik katsayısı ile kritik kesme dayanımı azaltma oranı arasındaki ilişki ortaya konmuştur. Ayrıca, saha çalışması verileri kullanılarak yöntemin doğrulanması sağlanmıştır. Son olarak, basitleştirilmiş Fellenius yöntemiyle karşılaştırılarak yöntemin geçerliliği kanıtlanmıştır. Bu durum, kesme dayanımı azaltma yönteminin mühendislik uygulamalarında kullanılabilir olduğunu göstermektedir.

Zheng, H., vd. (2006) şev stabilitesi analizlerinde sıkça kullanılan iki güvenlik faktörü olan dayanma koruması ve aşırı yükleme tanımları arasındaki kritik kayma yüzeylerinin farklılıklarını araştırmaktadır. Her iki tanıma göre kritik kayma yüzeylerini belirlemede kullanılan yöntemler incelenmiş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Bulgular, aşırı yükleme tanımına dayalı çözümlerin daha yüzeysel olduğunu, dayanma koruma tanımının ise daha detaylı ve gerçekçi bir analiz sağladığını göstermektedir. Bu şekilde, sonlu eleman analizlerinde karşılaşılan iki farklı güvenlik faktörünün sonuçları üzerindeki etkilerine dikkat çekilmektedir.

Li, X. (2007) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, şev stabilite analizi için doğrusal olmayan kırılma kriterleri sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Bu analiz sonuçları, önceki çalışmalarda elde edilen limit denge analiz sonuçlarıyla kıyaslanmış ve yöntemin geçerliliği doğrulanmıştır. Araştırmada elde edilen bulgular arasında, sonlu elemanlar yöntemi sonuçlarının limit denge analiz sonuçlarıyla uyumlu olduğu, kırılma

eğrisinin doğrusal olmayışının sonuçlar üzerindeki etkisi ve farklı stabilite ölçüm yöntemlerinin çeşitli sonuçlar verebileceği vurgulanmıştır.

Chakrabarti ve Shivananda (2017) tarafından yapılan araştırmada, farklı eğim ve yüksekliklere sahip toprak yamaçlarının stabilite analizi incelenmiştir. Analizler PLAXIS 2D yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. 25, 30, 38 ve 42 derece eğim açıları ile 7m, 12m ve 17m yüksekliklerde çeşitli senaryolar oluşturulmuş ve her bir senaryo için maksimum deformasyon ve güvenlik sayısı değerleri hesaplanmıştır. Ayrıca, farklı parametreler için deformasyon-eğim açısı grafikleri çizilmiştir. Sonuç olarak, yamaç yüksekliği ve eğim açısının artmasıyla deformasyonun arttığı, güvenlik sayısının azaldığı gözlemlenmiştir. En yüksek yer değiştirme değerleri 7m yükseklikte 25 derece eğimde, en düşük güvenlik katsayısı değerleri ise 17m yükseklikte 42 derece eğimde elde edilmiştir.

Liu vd. (2015), şev stabilitesi analizlerinde üç farklı yöntemi karşılaştırmışlardır. Limit denge yönteminde, kayma düzeyi dairesel veya optimize edilmiş olarak belirlenirken, güçlendirilmiş sınır dayanım yönteminde en düşük güvenlik sayısına sahip kayma yüzeyi sonlu elemanlar yöntemiyle bulunmuştur. Dayanım azaltma yönteminde ise zeminin kayma mukavemeti parametreleri azaltılarak eğim denge noktasına getirilerek güvenlik sayısı belirlenmiştir. Sonuçlar, limit denge yönteminin diğerlerine kıyasla daha düşük güvenlik sayısı verdiğini, diğer iki yöntemin ise birbiriyle uyumlu sonuçlar verdiğini göstermektedir. Ancak, dayanım azaltma yöntemiyle kritik kayma yüzeyinin belirlenmesinin zor olduğu ve güçlendirilmiş limit denge yönteminin dayanım azaltma yöntemi yerine tercih edilebileceği sonucuna varılmıştır.

Quecedo vd. (2004) çalışmalarında, hızlı toprak kaymalarının sayısal analizi için derinlikle bütünleşik bir metot önermektedirler. Bu metot, zeminin davranışını, eğim, eğrilik ve farklı malzeme davranış modellerini içeren diferansiyel denklemler sistemiyle formüle edilmektedir. Formüle edilen bu denklemler sistemi, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak ayrıntılı bir analize tabi tutulmaktadır. Önerilen yaklaşım, literatürde bulunan deneysel veriler ışığında test edilmiş ve metodun doğruluğu sınanmıştır.

Zhang, vd. (2015) Çin'de meydana gelen bir kayma olayının sayısal modellemesi için sonlu elemanlar yöntemini kullanmışlardır. Analiz, kayma kütlelerinin hareketini içeren dinamik denge denklemlerinin çözümünü içermekte olup, kayma yüzeyi ile kayma kütlelerinin sürtünme etkileşimi dikkate alınmıştır. Bu yöntem sayesinde, kayma olayının başlangıcından çöküşüne ve birikmesine kadar olan süreç başarıyla yeniden oluşturulmuştur. Elde edilen sonuçlar, deneysel bulgularla tutarlılık göstermektedir. Bu bağlamda, kayma

kütlesinin yoğunluğunun sürece olan etkisi incelenmiş ve sonuçlar, kayma yüzeyinin geometrisi ve pürüzlülüğünün önemli olduğunu ortaya koymuştur.

1.3. Toprak Kaymalarının Afet Potansiyeli

Tarihsel süreç içerisinde, çeşitli coğrafyalarda birçok heyelan olayı yaşanmıştır. Bu afetlerin meydana gelmesinde birden fazla etken vardır. Özellikle yoğun yağış dönemlerinde artan boşluk suyu basınçları, efektif gerilmenin azalmasına ve sonuç olarak da heyelanların oluşumuna zemin hazırlamaktadır. Bununla birlikte, sismik yüklerin etkisi, insan müdahaleleri, iklim değişiklikleri gibi faktörler de heyelan riskini artırabilir.

Yerleşim alanlarında meydana gelen heyelanlar, insan hayatı ve mal varlığı için ciddi bir tehdit oluşturmaktadır. Bu tür afetler genellikle ani ve yıkıcı olmakla birlikte can kaybına neden olabilir ve ekonomik kayıplara yol açabilmektedir. Bazı afet boyutundaki heyelanlar, literatürde detaylı bir şekilde incelenerek, benzer olayların önlenmesi ve etkilerinin azaltılması için önemli bilgiler sağlamaktadır. Bu nedenle, heyelanların olası tetikleyicileri ve etkileri konusunda daha derinlemesine araştırmalar yürütülmektedir.

Ocak 1970’te Oakland şehrindeki London Road heyelanında (bkz: Şekil 1) kayma yüzeyi yaklaşık olarak 182.288 metre olarak ölçülmüştür. Heyelan sebebiyle bölgede 14 ev yıkılmıştır ve şev altında bulunan jet yakıtı boru hattı kayma nedeniyle tahrip olma riski ile karşı karşıya geldiği için kullanılamamıştır. Bölgede ekonomik olarak sağlanacak yararın onarım maliyetinden düşük olduğu kanaatine varıldığı için onarma çalışmaları yapılamamıştır ve bölge terkedilmiştir (Duncan & vd., 2014).



Şekil 1. London Road Heyelanı (Duncan & vd., 2014)

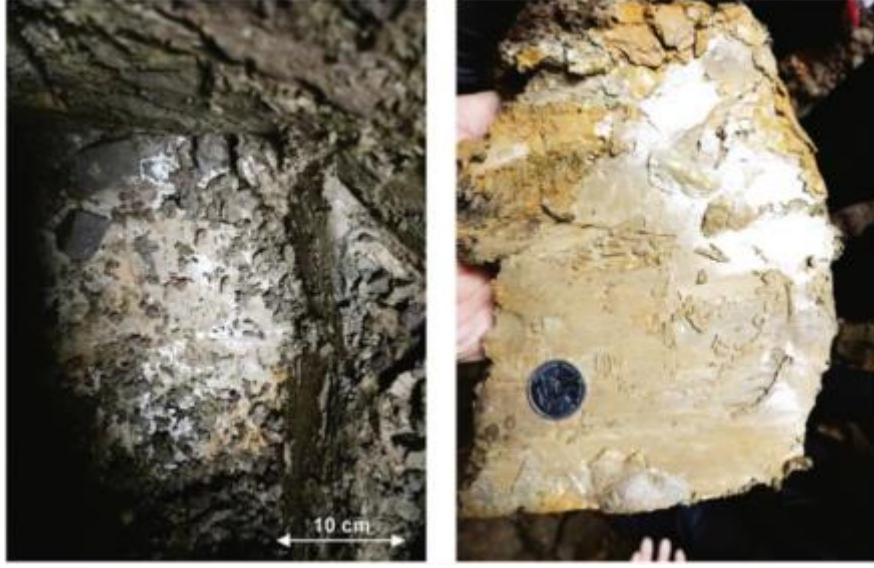
London Road heyelanının meydana gelmesinin en önemli sebebi iki yıl boyunca şiddetli yağışlar meydana gelmesidir. Bölgeye en yakın ölçüm istasyonu verilerine göre ortalama yağış %140'ı geçmiştir. Şiddetli yağışlar neticesinde boşluk suyu basıncı artarak zeminin efektif gerilmesi düşmüştür ve kayma gerçekleşmiştir. (Duncan & vd., 2014).

İsviçre'nin Brenno Nehri ile Ticino Nehri'nin kesiştiği Biasca Şehri'nde, 30 Eylül 1513 tarihinde meydana gelen bir şev kayması ciddi sonuçlara neden olmuştur. Bu olay, yoğun yağışlar sonucunda tetiklenen bir kaya kütlelerinin yaklaşık 10-20 milyon m³ hacminde hareket etmesiyle gerçekleşmiştir. Hareket eden bu kütlelerin Brenno Nehri'nde birikmesi, ciddi bir sel felaketi yaşanmıştır. Oluşan sel felaketinde yaklaşık olarak 600 kişinin hayatını kaybettiği kaydedilmiştir (Schuster ve Highland, 2007).

Türkiye'de her yıl binlerce kişinin ölümüne sebep olan doğa kaynaklı afetler meydana gelmektedir. Türkiye'nin coğrafi, jeolojik, meteorolojik ve topoğrafik yapısı sebebiyle deprem, heyelan, sel, çığ gibi afet çeşitleri ülkenin geniş coğrafyası içerisinde görülmektedir. Bazı afetler diğer afetlerin oluşumunu tetikleyebilmektedir. Örneğin; meydana gelen bir deprem sonucunda heyelan veya çığ oluşabilir, bu da çevreye ve yaşam merkezlerine zarar verebilir. Heyelan ve çığ gibi afetler dere veya nehir yataklarının tıkanmasına sebep olarak sel felaketini peşinden getirebilmektedir. Bu sebeple doğa kaynaklı afetler birbirleri üzerine etkisi de göz önünde bulundurarak ele alınmalıdır.

Eylül 1618'in başlarında, İtalya'nın Piuro şehrinde, engebeli ve dağlık bir arazi üzerinde etkili olan yoğun yağışlar neticesinde heyelan gerçekleşmiştir. Bu heyelan, hızlı bir şekilde gerçekleşmiş ve sonuç olarak yaklaşık 1200 kişinin hayatını kaybetmesine sebep olmuştur (Schuster ve Highland, 2007). Olay, milyonlarca metreküp kaya ve zeminin, boşluk suyu basıncının yükselmesi ile birlikte kayma gerçekleşmiş ve ölümcül sonuçlar doğurmuştur.

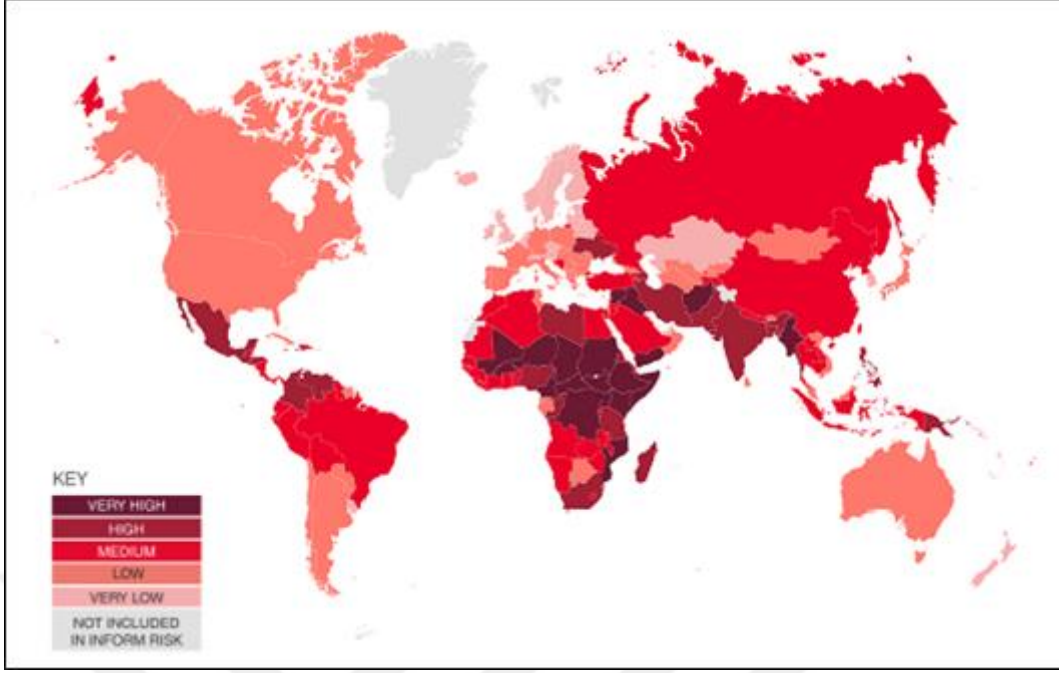
Çin'in güneybatısında yer alan Sichuan eyaletinde 1949 yılında, yoğun yağışlar neticesinde eğimli arazide büyük ölçekli toprak kayması tetiklenmiştir. Meydana gelen heyelan geniş bir çukur oluşturmuştur (Şekil 2). Sonraki yıllarda bu toprak kayması periyodik olarak devam etmiştir. 1981 yılında tekrarlanan yağışlar neticesinde ikinci büyük ölçekli heyelan meydana gelerek bölgede yaşayan insanların evlerinin yıkılmasına ve bölgedeki tüm sakinlerin yer değiştirmek zorunda kalmasına sebep olmuştur. Meydana gelen bu heyelan afeti bölgeyi ciddi oranda tahrip etmiştir (Hu, ve diğerleri, 2018)



Şekil 2. Sichuan eyaletinde meydana gelen heyelanların oluşturduğu çukur (Hu, vd., 2018)

31 Mayıs 1970 tarihinde Peru’da meydana gelen bir depremin tetiklediği 30.000 km²’lik bir alanda meydana gelen binlerce heyelandan en yıkıcı olanı Nevados Huascaran heyelanıdır. Milyonlarca metreküp buzdan oluşan enkazın etkisiyle geniş bir alan toprak altında kalmıştır. Deprem tarafından tetiklenen bu heyelan yaklaşık 5000 kişinin ölümüne ve bir kasabanın toprak altında kalmasına sebep olmuştur (Schuster ve Highland, 2007).

Türkiye afet riski bakımından Küresel Risk Endeksine (Inter-Agency Standing Committee & European Commission, 2023) göre puanı 4.7’dir ve bu da Türkiye’nin orta riskli ülkeler grubu içerisinde olduğunu gösterir. Türkiye’nin haritadaki konumu Şekil 3’te görülmektedir.



Şekil 3. Ülkelerin Endeks Puanlarına Göre Risk Sınıfları (Inter-Agency Standing Committee & European Commission, 2023)

Türkiye’de görülen doğa kaynaklı afetler basitçe beş grupta incelenebilir. Bunlar Depremler, sel ve su baskınları, heyelan ve kaya düşmeleri, çığ düşmesidir (AFAD, 2018).

Türkiye’de doğa kaynaklı afetler bakımından özellikle Kahramanmaraş depremlerinin ardından, depremler sıklık ve ölümcül etkileri açısından dikkate alındığında Türkiye’de en yüksek riskli afet türü olarak ele alınabilir. AFAD (2018) verilerine göre istatistiksel olarak Türkiye’de her 5 yılda bir insanların hayatını kaybetmesine ve ekonomik olarak zararlara sebep olan büyük depremler meydana gelmektedir. Türkiye Deprem potansiyeli açısından Dünya genelinde yüksek riskli bir bölgede yer almaktadır.

Türkiye’de en sık görülen afet türlerinden biri sel ve su baskınlarıdır. Türkiye’nin coğrafi yapısı sebebiyle ve az yağış alan dönemi çok yağış alan bir dönemi takip eden iklimsel yapısı nedeniyle akarsu taşkınları, seller sık sık meydana gelmektedir. Bu afet türü can ve mal kaybına sebep olabilen önemli risk faktörüne sahiptir (AFAD, 2018).

Kar yağışının ve kar yüksekliğinin fazla olduğu bölgelerde meydana gelen çığlar ölümcül boyutlarda olabilmektedir. Çığların meydana gelmesinin en önemli sebebi yoğun kar yağışı iken deprem gibi sismik etkiler veya dışarıdan gelen müdahaleler çığ oluşumuna sebep olabilmektedir (AFAD, 2018).

Türkiye Afet İstatistikleri (2018)’ne göre Türkiye’de en sık meydana gelen doğa kaynaklı afet olayı heyelan ve kaya düşmesidir. Türkiye’de eğimli arazilerin yoğun olduğu

bölgelerde sıklıkla bu afet türü meydana geldiği için ve yılda ortalama 25 kişinin heyelan ve kaya düşmesinden kaynaklı yaşamını yitirdiği bilindiği için doğa kaynaklı afetler bakımından heyelan ve kaya düşmesi vakalarına daha fazla önem verilmesi gerekmektedir.

Şev kayması ve heyelan olayları dağlık bir coğrafyası olan ve tektonik olarak aktif bir ülke olan Türkiye’de sıklıkla meydana gelmektedir. Türkiye’nin jeolojik yapısına ek olarak Türkiye’nin yarı kurak bir iklime sahip olması; yağışsız geçen bir dönemi çok yağışlı bir dönemin takip etmesiyle şevlerin stabilitesinin bozulmasına zemin hazırlamaktadır. Ayrıca Türkiye’de insan etkileri sonucunda da çok sayıda heyelan vakası meydana gelmektedir, bu da heyelan vakalarına gereken önem yeteri kadar verilmediğini ortaya koymaktadır (Öztürk, 2002).

Türkiye’de meydana gelen heyelanlar Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (2018) istatistiklerine göre genellikle kaya düşmesi, kayma ve akma şeklinde veya bunların kombinasyonu şeklinde gözlemlenmektedir.



Şekil 4. Türkiye Heyelan Yoğunluk Haritası (T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü, 2008)

Şekil 4’te görüldüğü üzere Türkiye’deki heyelan vakaları en çok Orta ve Doğu Karadeniz bölgelerinde meydana gelmektedir. Bununla birlikte Doğu Anadolu Bölgesinde eğimli bölgelerde de heyelan yoğunluğunun fazla olduğu gözlemlenmektedir.

Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (2018) raporuna göre 1950 yılından sonraki tüm vakalar hesaba katıldığında heyelan vakalarının en çok görüldüğü il Trabzon’dur.

Trabzon 1517 vaka ile ilk sırada yer almaktadır ve bu Trabzon’da ortalama her yıl 23 heyelan vakasının meydana geldiğini göstermektedir. Rize, Erzurum ve Giresun’da da oldukça yüksek sayıda vakalar görülmektedir. Türkiye’de meydana gelen tüm heyelan vakalarının %21’i Trabzon, Rize, Erzurum ve Giresun’da meydana gelmektedir. Heyelan vakaları en çok bu dört ilde görülürken, Kastamonu, Artvin, Bingöl, Malatya ve Sivas illerinde de önemli sayıda heyelan olayı gerçekleşmektedir. Bu iller, heyelan riski bakımından Türkiye’de en çok dikkat çeken bölgelerdir.

Kaynak ve veri erişimi arttıkça 2001-2019 yılları arasında yıllık ölümcül heyelan vakası görülme sayısı ortalama 12,2 ve heyelan sebebiyle yıllık ortalama ölüm sayısı 23,6 olarak belirlenmiştir bu da heyelanların ölümcül doğa kaynaklı afetler bakımından riskli olduğunu göstermektedir (Fidan & Görüm, 2020).

23 Haziran 1988 yılında Trabzon’un Maçka ilçesinde bulunan Çatak köyünde meydana gelen ölümcül heyelanda 64 kişi hayatını kaybetmiştir (Şekil 5). Bölgede 1988 yılının haziran ayında yağış ortalaması normalden oldukça fazla olması, bölgedeki yamaçların eğiminin yüksek olması nedeniyle heyelanın meydana gelmesine zemin hazırlamıştır (URL-1, 2021).



Şekil 5. Trabzon’un Maçka ilçesinde meydana gelen heyelan (URL-1, 2021)

Türkiye Cumhuriyeti'nde meydana gelmiş olan ilk heyelan Temmuz 1939 yılında yaşanan Trabzon Of-Sürmene heyelanı olarak kayıtlara geçmiştir. Bu heyelan vakası Doğu Karadeniz'in engebeli arazisi sebebiyle meydana gelmiştir (Başkaya, 2015). Bölgede meydana gelen heyelanda bazı kaynaklara göre 147 kişinin hayatını kaybettiği, bazı kaynaklara göre ise hayatını kaybedenlerin sayısının 1000'i aştığı belirtilmiştir ve binlerce insanın göç etmek zorunda kalmıştır. Bölgede yaşanan yoğun yağışlar, arazinin eğimli ve akarsular tarafından aşındırılmış olması meydana gelen afetin tetikleyici unsurlarındandır. Heyelan ve sel felaketleri birbirini tetiklediği için daha büyük bir felaket gerçekleşmiştir (Başkaya, 2015).

Temmuz 1995 yılında Isparta'nın Senirkent ilçesinde birçok kişinin ölümüyle sonuçlanan doğa kaynaklı bir heyelan meydana gelmiştir. Heyelan sel felaketi ile birleşerek çamur akması olarak kendini göstermiştir. Heyelanın meydana gelme sebebi şiddetli yağışlar sonucu yükselen boşluk suyu basıncıyla efektif gerilmenin düşmesidir. Türkiye'de meydana gelen en ölümcül heyelanlardan biri olan Isparta Senirkent heyelanı Şekil 6'da görüldüğü gibi ilçenin yoğun yerleşim alanında meydana gelerek 74 kişi hayatını kaybetmiştir (Fidan & Görüm, 2020).



Şekil 6. Isparta Senirkent ilçesinde meydana gelen heyelan afeti (AFAD Isparta Valiliği İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü, 2019)

10 Şubat 2010 tarihinde Kahramanmaraş'ın Afşin ilçesinde antropojenik kaynaklı ölümcül bir heyelan olayı meydana gelmiştir. Meydana gelen heyelan Şekil 7'de görülmektedir. İlçedeki açık ocak kömür işletmesinde meydana gelen bu heyelan madencilik faaliyetleri sonucu oluşan zemin dengesizlikleri neticesinde oluşmuştur ve 10 kişinin ölümüyle sonuçlanmıştır. Bu heyelan olayı insan kaynaklı meydana gelen heyelanlara bir

örnek teşkil etmektedir. Madencilik faaliyetleri sırasında güvenlik önlemlerinin yeteri kadar alınmamış olması ve zemin dengesizliklerinin önemsenmemesi bu heyelanın meydana gelmesini tetiklemiştir (Fidan & Görüm, 2020)



Şekil 7. Kahramanmaraş Afşin heyelanı (TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası, 2011)

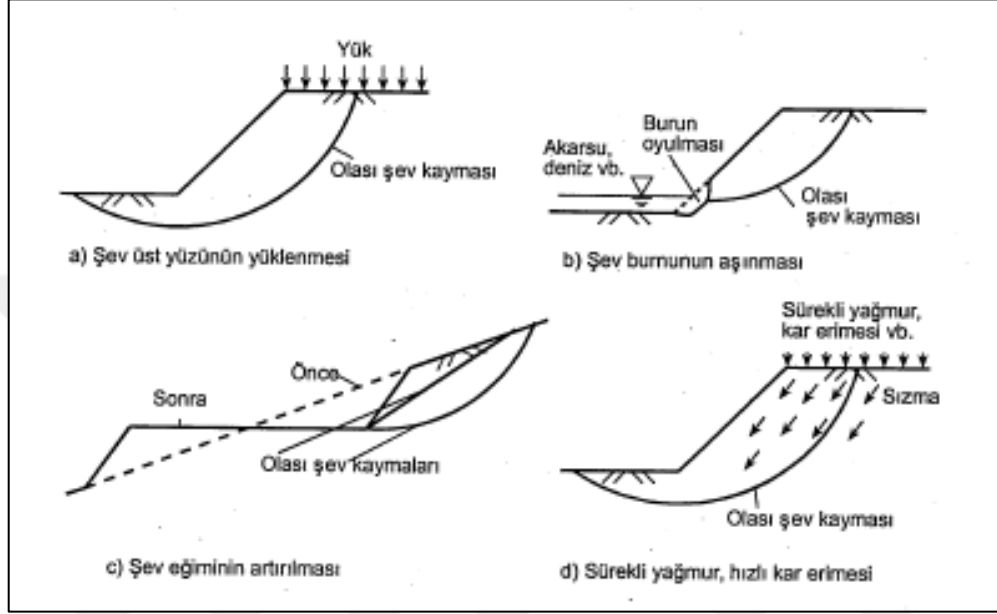
Rize'nin Gündoğdu bölgesinde meydana gelmiş olan doğa kaynaklı heyelan can kayıpları nedeniyle ölümcül heyelanlar arasında yer almaktadır. Olay 26 Ağustos 2010 tarihinde bölgedeki yoğun yağışlar ve engebeli coğrafik yapı sonucu meydana gelmiştir. Meydana gelmiş olan doğa kaynaklı heyelan afeti sonucunda 13 kişi hayatını kaybetmiştir (Fidan & Görüm, 2020).

Şubat 1950'de Trabzon'un Sera vadisinde yıkıcı bir heyelan meydana gelmiştir. Aşırı yağışlar sonucunda meydana gelen kütle hareketi ile akarsuyun önü tıkanması ile sular birikerek Sera Gölü oluşmuştur (Çavuş, 2014). Heyelan sonucunda herhangi bir insan veya hayvana zarar gelmemiştir ancak birçok ev yıkılarak köylüler yerleşim yerlerini değiştirmek zorunda kalmıştır (Beret, 2014).

1.4. Kütle Hareketlerini Etkileyen Unsurlar

Heyelanlar doğa kaynaklı afetler açısından en sık meydana gelen doğa olayıdır ancak deprem, sel, uzun periyodla meydana gelen yoğun yağış, volkanik aktivite, ani kar erimesi

gibi heyelanları tetikleyen olaylar birincil doğa olayı olarak nitelendirilir. Her yıl birçok insanın ölümüne ve maddi zararlara neden olan kütle hareketlerinin meydana gelmemesi için önlemler alınması oldukça elzemdir. Uzuner (1992) şev kaymasına neden olan faktörlerin bazılarını Şekil 8'deki gibi göstermiştir.



Şekil 8. Şev kayma nedenleri örnekleri (Uzuner, 2005)

Heyelanların ve şev kaymalarının meydana gelme sebepleri basitçe doğal etkenler ve yapay etkenler olarak iki sınıfta açıklanabilir;

Doğal etkenler insan müdahalesi olmadan iklim, coğrafya ve topografyanın şev kaymalarının tetiklediği etkenlerdir. Suya doymun duruma gelen şevlerde yükün artması zeminin mukavemetini azalmasına ve şev stabilitesinin bozulmasına sebep olmaktadır. Şiddetli sağanak yağış, şiddetli ani yağış, ani kar erimeleri, suya doymunluk durumu, donma çözülme meydana gelmesi şev stabilitesinin bozulmasına neden olmaktadır.

Taşkınlar, seller, depremler, volkanik aktiviteler vb. doğa olayları heyelan oluşumunu tetikleyen doğa kaynaklı afetlerdir. Birkaç etken aynı anda meydana gelerek şev duraylılığını etkileyebilmektedir, örneğin; şevdeki toprağın aşırı yağış veya ani kar erimesi vb. sebeplerle suya doymun olduğu durumlarda sismik hareketler de eklenerek kütle hareketlerinin oluşumuna sebep olmaktadır.

Dik eğimler, yerçekimi etkisiyle toprak kayması olayının gerçekleşmesini kolaylaştırır. Eğimli yamaçlarda yer çekimi etkisi heyelan oluşumuna sebep olmaktadır.

Topoğrafik ve morfolojik etmenler de heyelan oluşumuna zemin hazırlamaktadır. Volkanik ve tektonik yükselme, erozyon, akarsu aşındırması, bitki örtüsünün yok olması, şev topuğunun aşınması, zemin malzemesinin şişmesi heyelanın gerçekleşmesini tetiklemektedir.

Zemini oluşturan dane yapısı da kütle hareketlerine etki etmektedir. Tanelerin şekli, boyutu, diziliş yönü, pürüzlülük özellikleri ve kohezyon özellikleri kayaçların fiziksel özelliklerini ve mekanik özelliklerini etkileyerek şev duraylılığına etki eden faktördür (Tarhan, 1996).

Zemin içerisindeki zayıf tabakaların eğime paralel olması, tabakalanma ve faylanma, zayıf jeolojik malzeme, kolayca aşınabilen ve kaygan malzeme, suya ve basınca karşı hassas olan malzeme, özellikle killi kayaç, tuf, fliš ve marn gibi malzemelerin yoğun olduğu tabakalarda şev duraylılığında bozulmalar meydana gelebilmektedir. Aynı zamanda kayaçlarda var olan süreksizlikler kayaçların dengesi üzerinde etkilidir.

Akarsu, dalga, rüzgar ve buzulların yamaçları aşındırması sonucunda meydana gelen erozyon ve borulanma sonucu oluşan yeraltı erozyonu şevin dengesini zaman içerisinde bozarak kütle hareketlerinin oluşumuna zemin hazırlamaktadır.

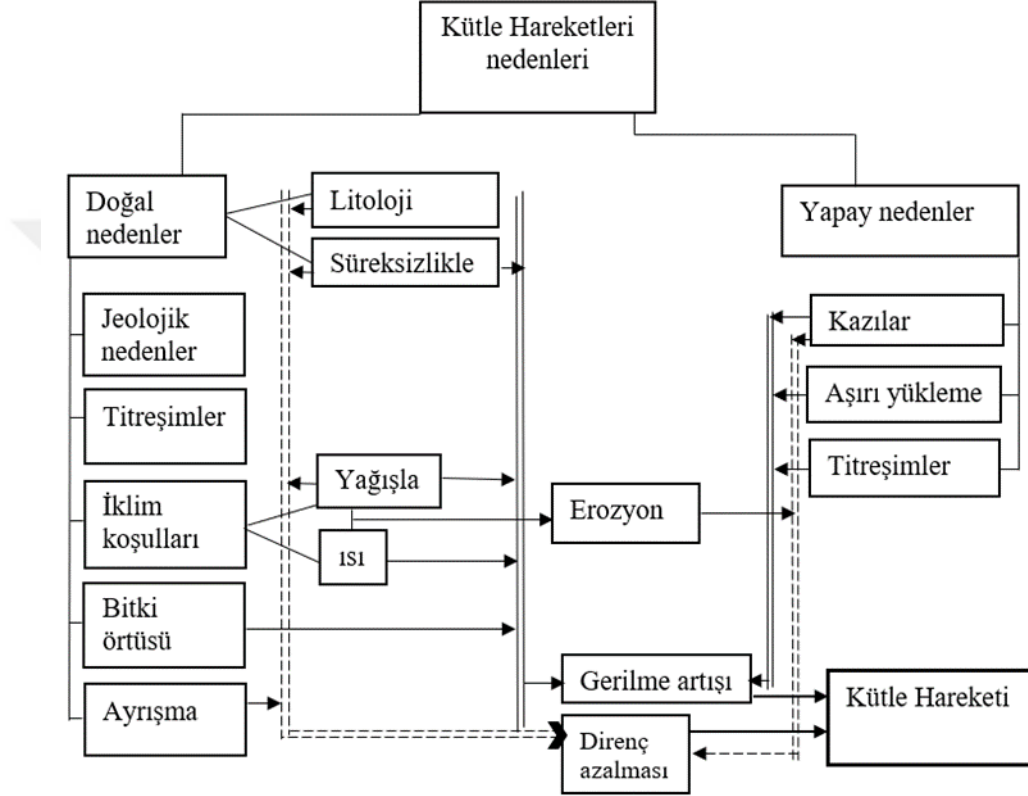
Yapay etkenler insanların etkileri sonucunda doğal veya yapay şevlerin duraylılığını bozacak durumların oluşması olarak tanımlanabilmektedir.

Şev topuğunda yapılan hafriyatlar veya kontrolsüz dolgular kütle içerisinde gerilme değişimleri yaratarak şev duraysızlığına sebep olmaktadır. Eğimli arazide gerçekleştirilen bilinçsiz yapılaşma, eğimli arazilerin altına kurulan maden ocakları, patlamalar, kazı ile şev eğiminin değiştirilmesi; yol, tünel, baraj vb. yapılar için şevde kazı yapılması kütle hareketlerinin oluşmasına neden olmaktadır. Dik eğimli yamaçlara bilinçsizce inşa edilen yapılar şevin tepe noktasındaki yükleri arttırarak şev duraylılığının bozulmasına ve kütle hareketlerinin meydana gelmesine sebep olmaktadır.

Bitki örtüsü şev üzerindeki su akışını kontrol altında tutar, şevdeki erozyon olayını engeller ve derinlerde var olan bitki kökleri şevdeki duraylılığı mekanik olarak arttırmaktadır. Ormanların tahribi ve meraların aşırı otlatılması, eğimli bölgelerdeki tarım arazilerinin yanlış kullanılması ile bitki örtüsü değiştirilerek şevdeki boşluk suyu ve yüzey suyu akımını etkiler bu da gerilmede değişiklik oluşturarak kütle hareketlerinin meydana gelmesini kolaylaştırmaktadır.

Su çekme ve aşırı sulama gibi insan müdahaleleri boşluk suyu basıncındaki artış yaratarak gerilme değişikliği oluşturmaktadır ve heyelan aktivitelerinin sıklığını arttırmaktadır.

Tarhan (1996) Kütle hareketlerine neden olan faktörleri Şekil 9'daki şemada göstermiştir.



Şekil 9. Kütle hareketlerine neden olan faktörler (Tarhan, 1996)

1.5. Şev Terminolojisi

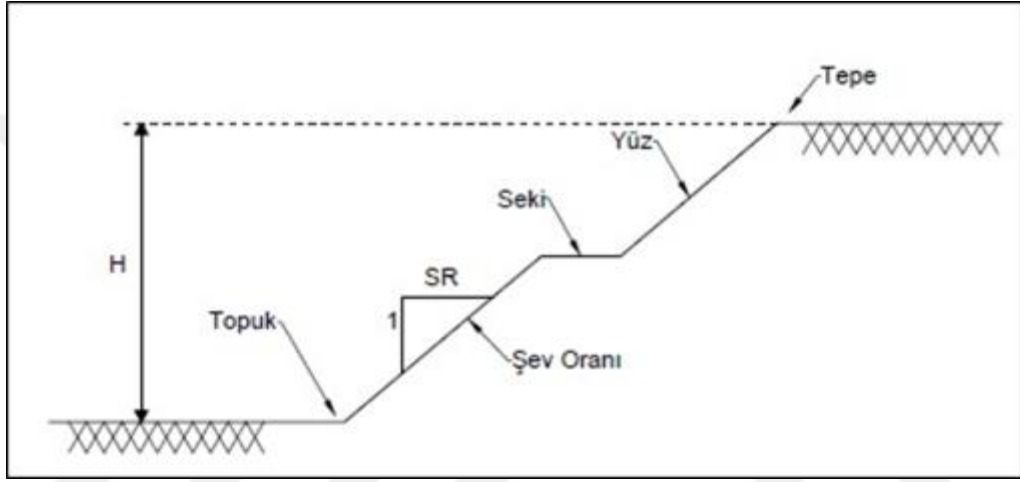
Şev genel olarak mevcut arazi yüzeyi veya yatayla bir miktar açı yapan zemin kütlesi olarak ifade edilebilmektedir. (Cernica, 1995). Şevler doğal şev ve yapay şev olarak iki sınıfa ayrılmaktadır. Yamaçlar doğal şevlerdir, dolgular ve yarmalar ise yapay şev olarak sınıflandırılmaktadır (Huvaj, 2017).

Coduto (2006)'ya göre şevleri tanımlarken bazı özel terimler kullanılmalıdır. Bu terimler aşağıda sıralanmıştır.

- Kazı ile meydana getirilen şevlere yarma şev denir.
- Dolgu yerleştirilerek oluşturulan şevlere dolgu şevi denir.

- Zeminin doğal yapısından kaynaklı meydana gelmiş olan şevler yamaçlardır.
- Şevin dikliği yatay:düşey olarak tanımlanmalıdır.
- Şev eğiminin yatayı kestiği noktalara şevin tepesi ve topuğu denir.
- Şev tepesi ile topuğu arasında kalan düşey mesafeye şev yüksekliği denir.
- Yapay şevlerde drenaj sağlamak için oluşturulan dar ve düz alan palye(seki) olarak adlandırılır.

Şevleri tanımlatan terminoloji Şekil 10'da Coduto (1999) tarafından tanımlanmıştır.



Şekil 10. Şevleri tanımlamada kullanılan terminoloji (Coduto, 1999)

1.6. Şev Kayması Türleri

Varnes (1978)'e göre şev duraylılığının bozulma türleri, karmaşık hareketlerin oluşum süreçlerini daha açık ve belirgin bir şekilde tanımlamak amacıyla Tablo 1'de yer alan bir sınıflandırma geliştirilmiştir.

Tablo 1. Şev hareketlerinin kısaltılmış sınıflandırılması (Varnes, 1978)

HAREKET TÜRLERİ			MALZEME TÜRÜ	
			ANA KAYA	TOPRAK ZEMİNLER
DÜŞMELER			Kaya düşmesi	Moloz düşmesi
DEVİRİLMELER			Kaya devrilmesi	Moloz devrilmesi
KAYMALAR	DÜZLEMSEL	Az miktarda malzeme	Kayada dairesel kayma	Molozda dairesel kayma
	DÖNEL	Çok miktarda malzeme	Kayada blok türü ötelenme Kaya ötelenmesi	Molozda blok türü ötelenme Moloz kayması
YANAL YAYILMA			Kaya yayılması	Moloz yayılması
AKMA			Kaya akması (derin sürüklenme)	Moloz akması (zeminde sürüklenme)
KARMAŞIK			hareket türlerinin iki veya daha fazlasının birleşimi	

Tablo 1’de verilen sınıflandırmaya göre şev stabilitesinin bozulması beş ana başlıkta incelenmektedir.

Yamaç geometrisi hareketin biçimine etki etmektedir. Skempton (1953) kitlenin uzunluğunun derinliğe oranına göre hareket tipini Tablo 2’deki gibi göstermiştir (Önalp & Arel, 2004)

Tablo 2. Şev geometrisinin hareket biçimine etkisi (Skempton, 1953)

HAREKET TİPİ	D_r/L_d (%)
Düzlemsel Hareket	5-10
Akma	0,5-3
Dönel Hareket	15-30

1.6.1. Düşme

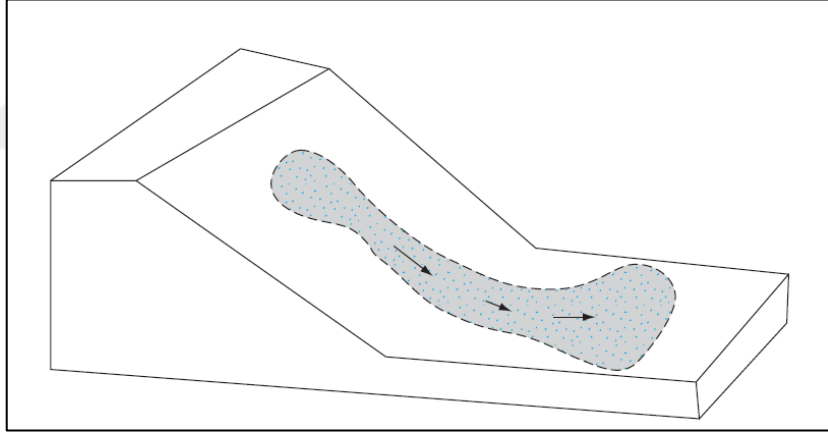
Düşen malzemenin türüne bağlı olarak Kaya düşmesi, Moloz düşmesi ve Toprak düşmesi olarak adlandırılır. Düşme meydana geldiğinde malzeme serbest olarak ana parçadan ayrılarak yer çekiminin etkisiyle hareket etmektedir. Dik eğimli yerlerde görülen düşmeler deniz, göl ve vadi kenarlarındaki falezlerde, mağara tavanlarında, dik dağ doruklarında çatlar ve süreksizliklerden koparak ayrılan parçalar şeklinde görülmektedir. Tabakalanma ve süreksizlik durumu, kayaçları aşındıran deniz dalgası ve rüzgarlar, donma çözülme etkisiyle meydana gelen çatlaklar düşme olayına zemin hazırlamaktadır. Kaya

düşmeleri, genellikle yatay ya da yataya yakın şekilde tabakalanmış yumuşak kayaçların üzerine asılı şekilde duran çatlaklı masif kayalarda görülür. Akma sonucu açıkta kalan kayaçlar da zamanla yenilerek düşmektedir (Erguvanlı, 1994).

1.6.2. Akma

Birçok kütle hareketi akış olarak sınıflandırılmaktadır. Akış durumunda malzeme sıvı gibi davranarak veya oldukça yavaş biçimde yer değiştirerek akma davranışı göstermektedir. Genelde suyun varlığındaki artış neticesinde yavaş veya hızlı şekilde akma tipi kütle hareketleri meydana gelmektedir. Görülen akma çamur şeklinde olabilirken akan malzemenin türüne göre moloz akması, toprak akması veya kaya akması olarak sınıflandırılmaktadır (Varnes, 1978).

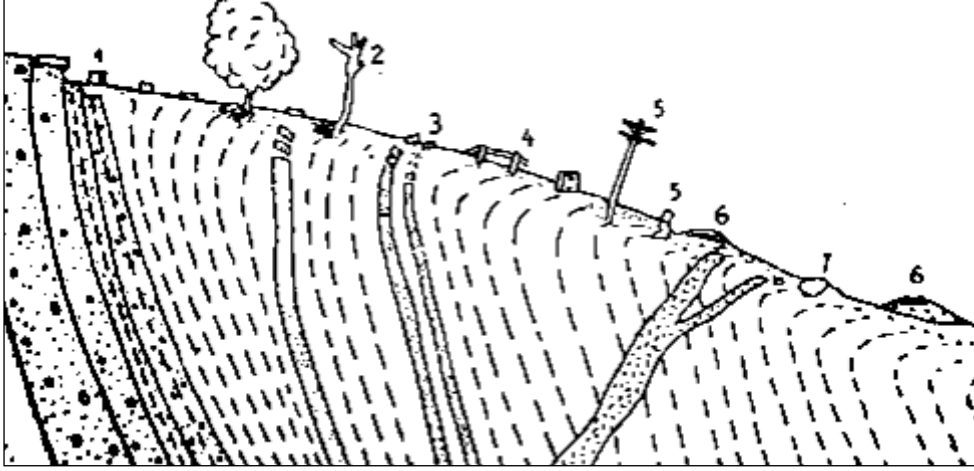
Das (2011) akma şeklindeki kayma hareketini Şekil 11’de tanımlamıştır.



Şekil 11. Akma şeklinde kütle hareketi (Das, 2011)

1.6.3. Yavaş Akma (Krip)

Krip şevin yüzeyindeki malzemenin çok yavaş ve devamlı şekilde yer değiştirmesi olayıdır. Akma seneler boyunca oldukça yavaş ilerler ve yamaçta bulunan elektrik direklerinin veya ağaçların düşeyden sapması gözlenir, aynı zamanda zemin tabakalarının uç kısımlarında kıvrılma gözlenir. Erguvanlı (1994) krip sonucunda meydana gelen belirtileri Şekil 12’de göstermiştir. Akma süreci boyunca suya doygunluk derecesi %0-%100 arasında değişiklik gösterebilir ve tüm dane boyutlarında meydana gelebilmektedir. (Erguvanlı, 1994).



Şekil 12. Krip belirtileri: 1) Kaya blokların çatlaklardan ayrılması, 2) Ağaç gövdelerinin eğilmesi, 3) Tabaka uçlarının kıvrılması 4,5) Çit, 6,7) Çim ve bitkilerin aşağıya kayması. (Erguvanlı, 1994)

1.6.4. Ana Kayada Krip

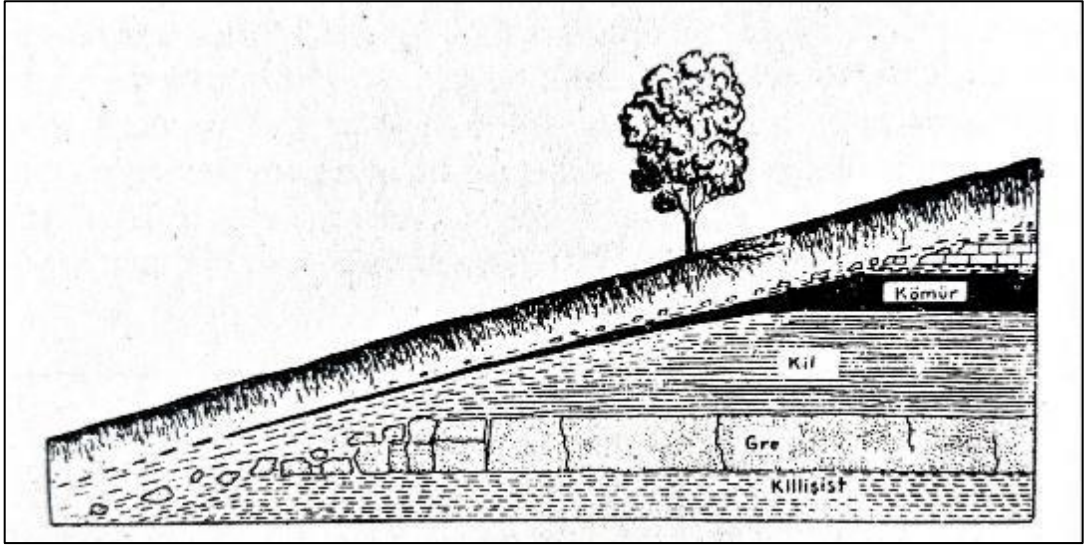
Ana kayada meydana gelen akma hareketleri düzlem boyunca bir kayma yüzeyinde küçük ve büyük kırıklardan meydana gelen deformasyonların yavaş ve uzun sürede meydana gelmesi olayıdır. Krip olarak değerlendirilen kaya kayması kıvrılma, bükülme, şişme ve diğer plastik davranışlar olarak kendini göstermektedir. Kayma olarak da tanımlanabilen kaya krip başlıca donma çözülme ve bitki köklerinin aşırı büyümesi sonucu meydana gelmektedir. Genelde tabakalı yapılarda killi ve siltli zemin üzerinde bulunan kayalarda kendini göstermektedir (Varnes, Slope movemensts types and processes, 1978).

1.6.5. Moloz ve Toprak Krip

Moloz ve topraklarda özellikle ayrışma sonucu gevşemiş tabakalarda meydana gelen krip olayı kayada oluşan kripe göre daha net bir akma hareketi göstermektedir. Kütle viskoz davranış göstermektedir ve geniş bir yelpazeye dağılmaktadır. Moloz ve toprak kripinin başlıca tetikleyicisi zemindeki suyun varlığıdır.

Moloz kripinde kütleleri oluşturan taneler genelde yassı biçimli olup moloz krip suyun donması erimesi ile meydana geldiğinden daha çok don olayının olduğu coğrafyalarda gerçekleşmektedir ancak gece ve gündüz sıcaklık farkının yüksek olduğu görece daha sıcak bölgelerde tanelerin büzülüp gevşemesi sonucu da moloz kripine rastlanılmaktadır (Tarhan, 1996).

Toprak kripinde kayma yüzeyi tam olarak belirgin olmamakla beraber boşluklardaki suyun etkisi ile yaşanan efektif gerilmedeki düşüş akma olayına zemin hazırlamaktadır (Varnes, Slope movemensts types and processes, 1978). Toprak şevlerde krip olayına neredeyse her zaman rastlanılmaktadır. Yer değiştiren veya deforme olan istinat duvarları, bükülmüş çitler ve düşeyden sapmış olan direk ve ağaçlar toprak kripinin meydana gelmiş olduğunu belirten göstergelerdir. Şekil 13'te gösterilen toprak ve moloz kripinin meydana gelmesinin ana sebebi yer çekimine karşı dirençli olmayan gevşek, yuvarlak daneli, ayrılmış malzemelerdir (Erguvanlı, 1994).

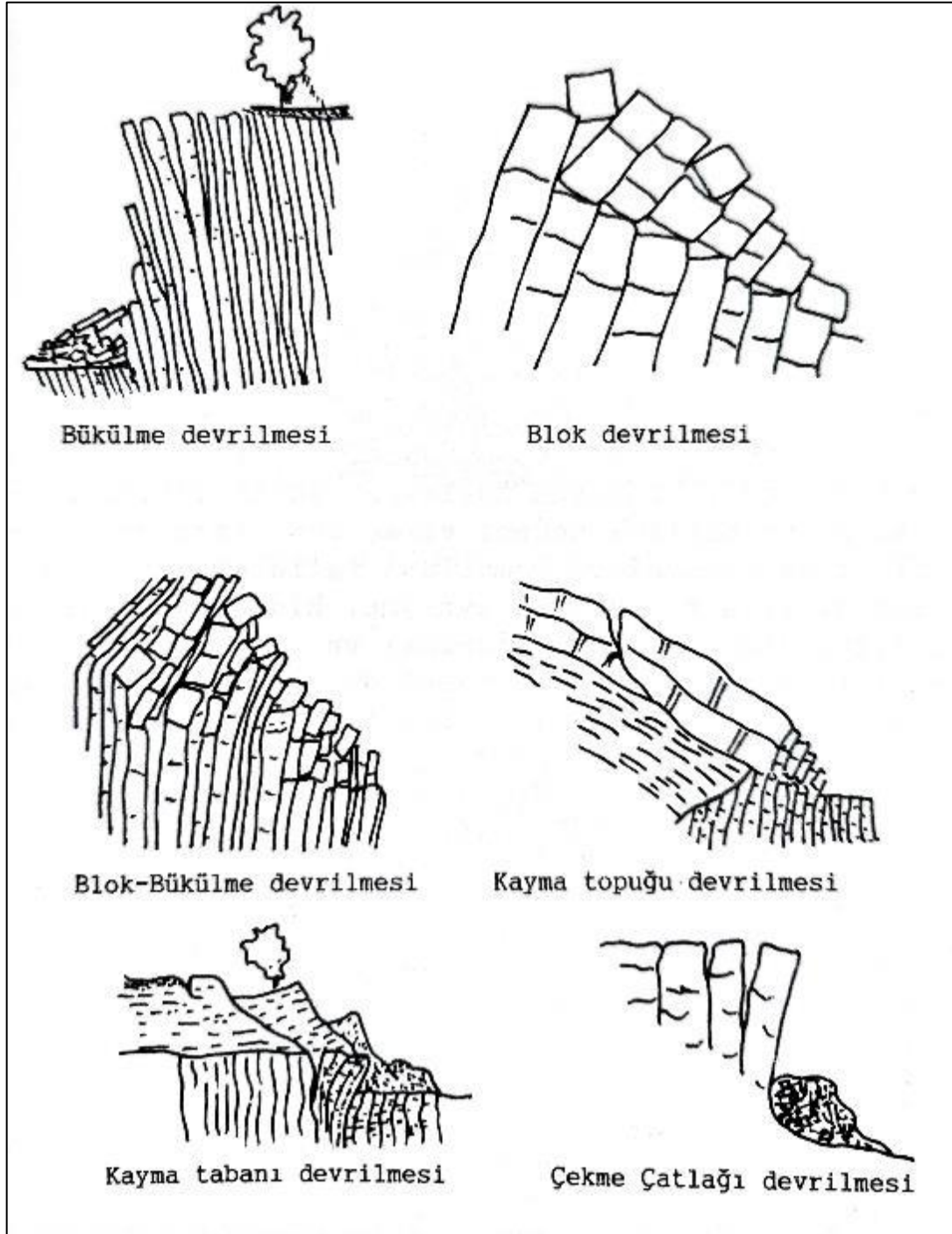


Şekil 13. Toprak ve Kaya kripisi (Erguvanlı, 1994)

1.6.6. Hızlı Akma

Hızlı akmanın krip olayından farkı akmada zemin içerisinde daha fazla su bulunması ve akmanın daha hızlı gerçekleşmesidir. Zemin içerisindeki suyun artması, yüksek eğimler, süreksizlikler ve gevşek tabaklarda yer çekiminin etkisiyle hızla ve gözle görünür biçimde akma meydana gelmektedir. Su miktarının artması akma hızının artmasına sebep olur. Zemin bir su gibi davranarak likit limiti düşük olan dolayısıyla suya karşı hassas olan killerde çamur akması, kumlarda ise kum akması olarak meydana gelmektedir. Solifikasyon, soğuk coğrafyalarda zemin içerisindeki süreksizlik ve boşluklardaki suyun buz formuna gelmesi sonucu buz üzerinde kayarak meydana gelen akma olayına denilmektedir (Tarhan, 1996).

Şekil 14'te doğada karşılaşılan devrilme türleri görülmektedir.



Şekil 14. Doğada gözlenen devrilme türleri (Goodman, 1976)

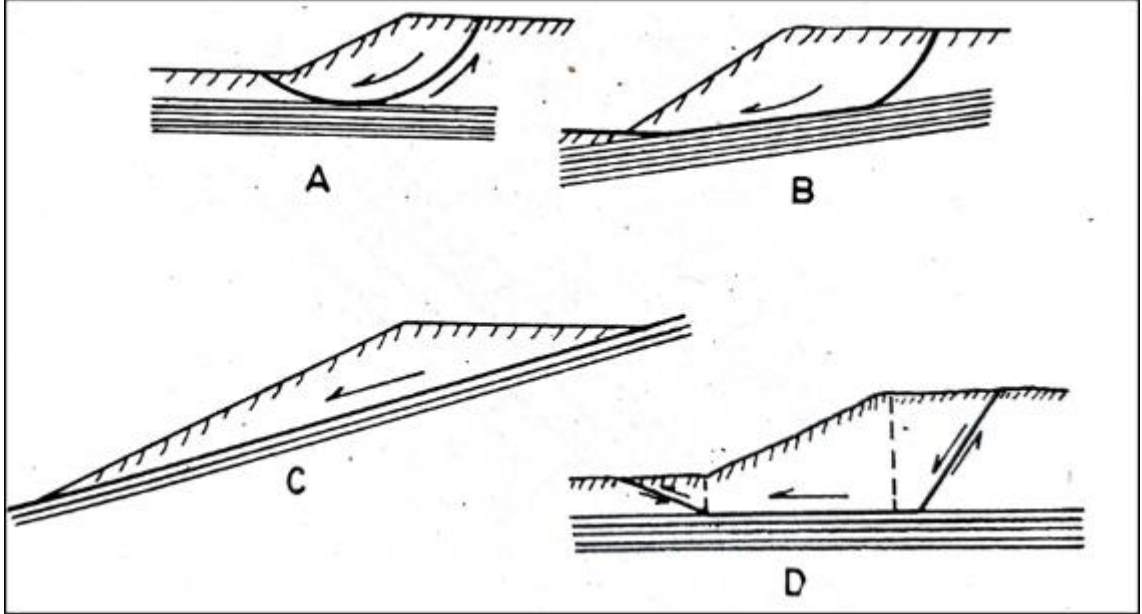
Devrilme türü kütle hareketinde, eğim boyunca kayma meydana gelmez. Devrilmenin ana mekanizması bloğun ağırlık vektörü ile eğim yüzeyinde bloğun temas ettiği alan ile olan ilişkidir. Devrilme mekanizması basitçe devirmeye çalışan momentlerin devirmeyi önleyen

momentlerden büyük olması durumudur. Bu durumda devrilen bloğun yüksekliği azaldıkça devrilmeye karşı daha duraylı olduğu yorumu yapılabilmektedir.

1.6.7. Kayma

Kaymalar yüzeyinin şekline göre düzlemsel kayma, dairesel kayma, dairesel-düzlemsel kayma, düzlemsel kamalı kayma olarak dörde ayrılmaktadır. Kaymalar bir yamaçtan aşağıya doğru bir veya birden fazla süreksizlik yüzeyi boyunca hissedilip hızlı şekilde kayması olayıdır (Erguvanlı, 1994).

Kayma türleri Erguvanlı (1994)'e göre Şekil 15'te gösterilmiştir.



Şekil 15. Kayma türlerinin kesitleri: A) Dairesel, B) Dairesel-düzlemsel, C) Düzlemsel, D) Düzlemsel kamalı (Erguvanlı, 1994)

Yağmur suları ve ani kar erimelerinin etkisiyle azalan kayma mukavemeti açısı ve kohezyon değerleri gerilmelerde değişimler meydana getirerek zeminin yenilmesine neden olmaktadır ve kayma meydana gelmektedir.

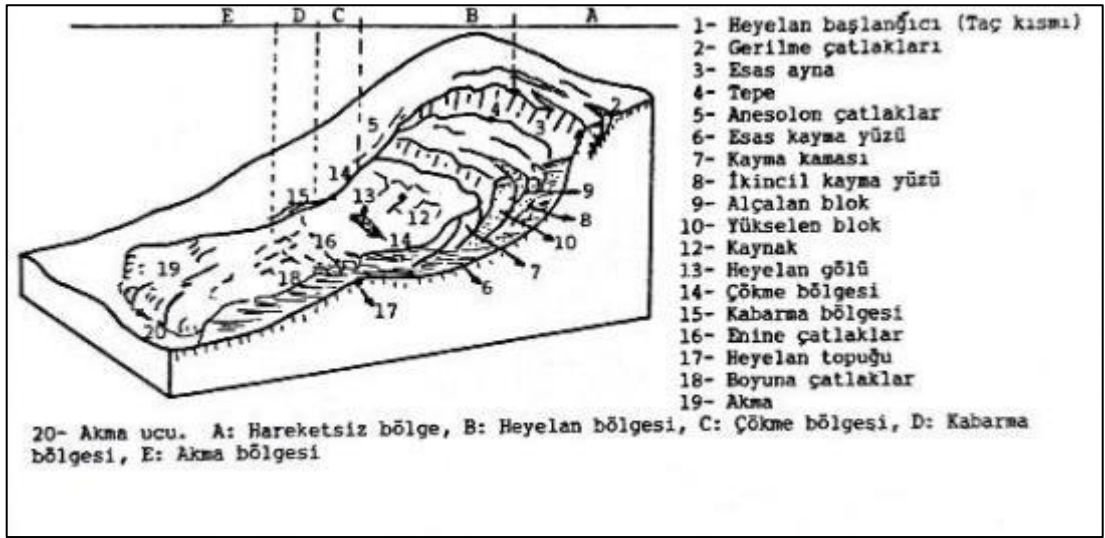
Düzlemsel kaymada genellikle kayma yüzeyi şev yüzeyine paralel şekilde konumlanmaktadır ve fay, çatlak, şistozite, tabakalanma gibi süreksizlik yüzeyi boyunca yer çekiminin etkisiyle aşağıya doğru hareket etmesi durumudur (Tarhan, 1996). Şev topuklarında yapılan kazılar, şev tepesine yapılan yüklemeler, aşırı boşluk suyu basıncı, depremler, patlayıcılar, volkanik aktiviteler şevin duraylılığını bozan durumlar kayma

mukavemeti açısını düşürerek kütlenin aşağıya doğru hareket etmesine neden olmaktadır. Sert kayalarda kayma kayanın içerisindeki süreksizlik, çatlak, fay, tabaka gibi yüzeylerde meydana gelmektedir.

Kamalı kaymalarda kayma yüzeyinin kaymaya dirençli bir yüzeye (ana kaya gibi) kesişmesi durumu gözlemlenmektedir. Kesişen diğer yüzeyin eğimi genelde daha azdır

Dairesel kaymalar yani heyelanlar eğrisel bir kayma yüzeyi boyunca hızla akış meydana gelmesi durumudur.

Tipik heyelan kesiti Şekil 16'da verilmiştir.



Şekil 16. Tipik heyelan diyagramı ve heyelandaki kısımlara verilen isimler (ZARUBA & MENCL, 1976) (Tarhan, 1996)

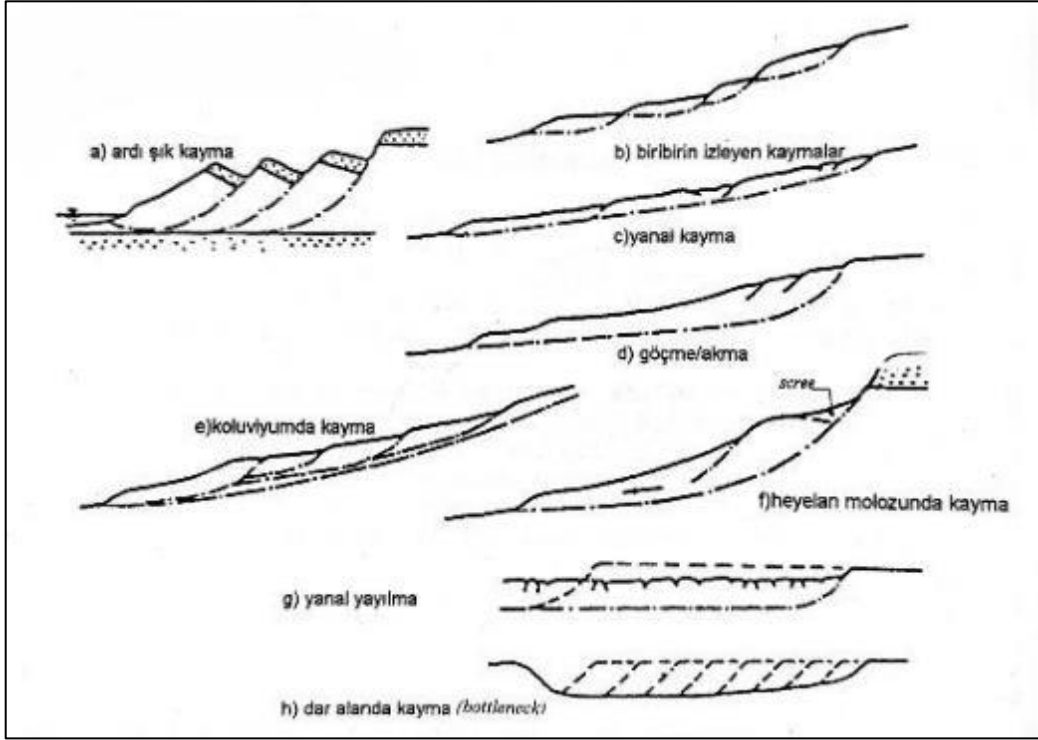
Şevin eğimi ve zemin içerisindeki su miktarı heyelanın hızını etkileyen faktörlerdir. Tepe bölgesindeki kısımlar aşağıya doğru kayma hareketi gösterirken topuk kısmında çökme, kabarma ve akma hareketleri gözlenmektedir. Şekil 17'de heyelanın birbirinden farklı kısımlarına verilen isimler detaylıca gösterilmektedir (Erguvanlı, 1994). Heyelanın en üst kısmı heyelan başlangıcı yani taç kısmıdır. Taç kısmından itibaren gerilme çatlakları gözlenmektedir. Gerilme çatlaklarının şekli ve yönü heyelanın kayma yüzeyi hakkında bilgi vermektedir. İlk kayma diğer kaymaları tetikleyerek aynı andan birden fazla kayma yüzeyi oluşabilmektedir. Heyelanın orta kısımlarında çökme gözlenmektedir ve alt kısımlarında da kabarma ve akma görülmektedir.

1.6.8. Karmaşık Hareketler

Karmaşık kütle hareketleri diğer kütle hareketlerinin birden fazlasının birleşimi ile meydana gelen kütle hareketleridir.

Doğada aynı anda birden fazla kayma hareketi gözlenebilmektedir. Örneğin bir akma hareketi düşme veya devrilme hareketine dönüşebilmektedir veya kayma hareketi kaya düşmesine veya akmaya dönüşebilmektedir.

Zeminin türü de karmaşık hareketlerin meydana gelmesine neden olmaktadır. Bu sebeple kütle hareketleri incelenirken, hareketin şekline ve hareket eden malzemenin türüne ve su içerisindeki davranışını incelemek ve buna göre isimlendirmek dolayısıyla alınacak önlemleri de bu doğrultuda belirlemek gerekmektedir (Erguvanlı, 1994).



Şekil 17. Killi yamaç ve şevlerde karmaşık hareketler (Önalp & Arel, 2004)

1.7. Zemin Parametlerinin Belirlenmesi

Şevin duraylılığının belirlenmesi için zemin şevinin tüm parametrelerinin detaylıca araştırılıp belirlenmesi gerekmektedir. Bu parametreler mühendislik yapılarının inşasının yapılabilmesi için zorunludur.

1.7.1. Zemin Araştırmaları

Zemin sevi hakkında detaylı bilgi edinilebilmesi için şevde detaylı araştırma çalışmaları yapılması gerekmektedir. Kayma yüzeyinin tespiti ve güvenlik katsayısının hesaplanması amacıyla, şevdeki yer altı su seviyeleri analiz edilmektedir.

Saha hakkında daha önceden yapılmış olan çalışmalar, şevde şimdiye kadar herhangi bir deformasyon olup olmadığı hakkında bilgi vereceğinden dikkatlice incelenerek ön çalışmalara başlanması gerekmektedir.

Arazi çalışmalarında zeminden alınan numuneler çeşitli laboratuvarlarda test edilerek sonuçların kütle hareketlerine katkısı araştırılmaktadır. Zeminin fiziksel ve kimyasal yapısı, zemin içerisindeki tabakalar ve yükseklikleri, şev açısı vb. hakkında bilgi edinilmektedir. Zeminin litolojisi ön çalışmalarla elde edilebilecek bilgiler zeminin sudaki davranışı hakkında ön bilgi vermektedir.

Arazide kütle hareketinin meydana geldiği bölgenin 1/500-1/5000 ölçekli topoğrafik haritası incelenerek gözlem yapılması gerekmektedir. Şev yüzeyinin haritadaki görüntüsü ile topoğrafyanın özelliği, erozyon durumu gözlenmektedir ve kütle hareketinin genel görüntüsü hareketin şeklini anlamak için incelenmektedir (Erguvanlı, 1994).

Bölgenin iklim özellikleri; bölgeye düşen yağış miktarı ve bu yağışın süresi, hızı ve tipi vb. özellikleri, gece ve gündüz arasındaki sıcaklık farkı ve bu sıcaklığın yıl boyunca durumu, hava basıncı ve buharlaşma ortalamaları kütle hareketlerine etki eden parametreler olduğundan dikkate alınmaktadır.

Arazideki doğal veya yapay bitki örtüsü kütle hareketlerinin oluşma riskini ve hareketin şeklini etkileyen durumlar olması bakımından dikkate alınmaktadır.

Bölgedeki sismik hareketler ve fay hattına arazinin yakınlığı kütle hareketlerini etkileyip etkileyemeyeceği araştırılmaktadır.

Zemin şevinde yapılan çukur, hendek ve kuyu açma kazıları, bitkilerin köklerinin ulaştığı derinliği öğrenmek için yapılan burgulama çalışmaları, yapılan sondajlar ve jeofizik ölçümleri zemin içindeki tabaka, fay, çatlak ve fisürler hakkında bilgi verdiğinden bu çalışmalar da ön araştırma olarak gerçekleştirilmektedir (Erguvanlı, 1994).

1.7.2. Arazi Deneyleri

En çok kullanılan arazi deneylerinden biri standart penetrasyon deneyidir. Bu deney boyutları standart bir tüpün belirli bir yükseklikten ağırlık düşürülerek zeminin içerisine

belli bir mesafeye kadar çakılması deneyidir. Deneyde belirlenen vuruş sayısı ile zeminin direnci belirlenerek kayma mukavemeti parametrelerine geçiş yapılmaktadır. Bu deney kohezyonsuz ve küçük daneli zeminler (kum, silt, vb.) için uygundur.

Koni penetresyon deneyinde standart ağırlık ve geometriye sahip konik uçlu penetratör belirli bir hızla zemin içerisine batırılmaktadır ve konik ucun zemine ne kadar battığı ölçülmektedir. Penetratörün batma ucuna gelen direnç kuvveti ve zemine ne kadar batmış olduğu ölçülerek ampirik formüller yardımıyla zeminin kayma mukavemeti parametrelerine geçiş yapılmaktadır. Bu deneyin çakıllı ve iri daneli zeminlerde uygulanması uygun değildir. Orta sertlikte ve yumuşak killerin ve siltlerin kıvam durumları ve kayma mukavemeti parametrelerini belirlemede etkili bir yöntemdir.

Vane deneyi özellikle kohezyonlu ve yumuşak zeminlerde uygulanabilir olan bir arazi deneyidir. Kanatlı bir uç zemin içerisine belirlenen miktarda batırılarak zemin içerisinde sabit bir hız ve kuvvet ile döndürülmektedir. Zeminin bu döndürme kuvvetine karşı göstermiş olduğu direnç ölçülerek zeminin kayma mukavemeti parametrelerine ampirik formüller yardımı ile geçiş yapılmaktadır.

Hem kohezyonlu hem de kohezyonsuz zeminlerde uygulanmaya elverişli olan presiyometre deneyinde zeminde sondaj yardımı ile açılan deliğe standartlara uygun biçimde boyutlandırılmış prob yerleştirilmektedir. Yerleştirilen prob sabit bir basınç ile şişirilerek çevresindeki zemine radyal bir basınç uygulanmaktadır. Zeminin deformasyona uğradığı andaki basınç ve hacim değişimi ölçülerek zeminin kayma mukavemeti parametrelerine geçiş yapılmaktadır.

Zeminin taşıma kapasitesini ve deformasyon özelliklerini belirlemek için zeminin üzeri düzleştirilerek üstüne düz bir plaka yerleştirilmektedir. Plaka üzerine kademeli olarak artan bir basınç kuvveti uygulanmaktadır. Her kademede artan yük ile birlikte plakanın zemin içerisine ne kadar battığı gözlemlenerek zeminin direnci ölçülmektedir. Ölçümler sonucunda zeminin taşıma kapasitesi ve kayma mukavemeti parametreleri dolaylı yolla hesaplanmaktadır. Bu deney yöntemi yüzey stabilitesi gerektiren durumlarda her türlü zeminde uygulanabilmektedir.

1.7.3. Laboratuvar Deneyleri

Arazi çalışmalarına ilave olarak zeminden alınan örselenmiş, örselenmemiş veya temsili zeminlerde yapılan laboratuvar çalışmaları ile;

- Zeminin fiziksel özellikleri,
- Kayma mukavemeti parametreleri,
- Oturma dayanımları,
- Geçirgenlik özellikleri,
- Kimyasal özellikleri, laboratuvar çalışmaları ile belirlenmektedir.

1.8. Şev Stabilite Analizleri

İnşaat mühendisliği ve geoteknik mühendisliği açısından her türlü kazı ve dolgu işlerinde yol ve demir yolu şevlerinin ve toprak barajlarda gövdenin eğimlerinin belirlenmesi, kanallarda oluşturulacak şev açılarının ve dolgu malzemesinin belirlenmesi, insan faaliyetlerinin var olduğu tüm yapay ve doğal yamaçların duraylılığının önceden tespit edilip şev stabilitesinin sağlanması oldukça önemlidir. Şev stabilite analizlerinde, şevin güvenliği ve ekonomik stabilite en önemli kriterlerdir. Şev stabilite analizleri iki grupta incelenmektedir. Bunlar;

- Limit denge yöntemi
- Sonlu elemanlar yöntemidir

Şevler sonsuz şev ve sonlu şev olarak kategorize edilmektedir. Sonlu şevler topuk ve tepe noktalarından yatay veya daha az eğimli düzlemlerle kesilir. Sonlu şevler ise daha uzun, yarı sonsuz eğime sahip şevlerdir (Uzuner, 2005).

1.8.1. Limit Denge Analizi

Limit denge analizi için birçok yöntem mevcuttur. Tablo 3'te yaygın olarak kullanılan analiz metotlarının karşılaştırılması ortaya konmaktadır.

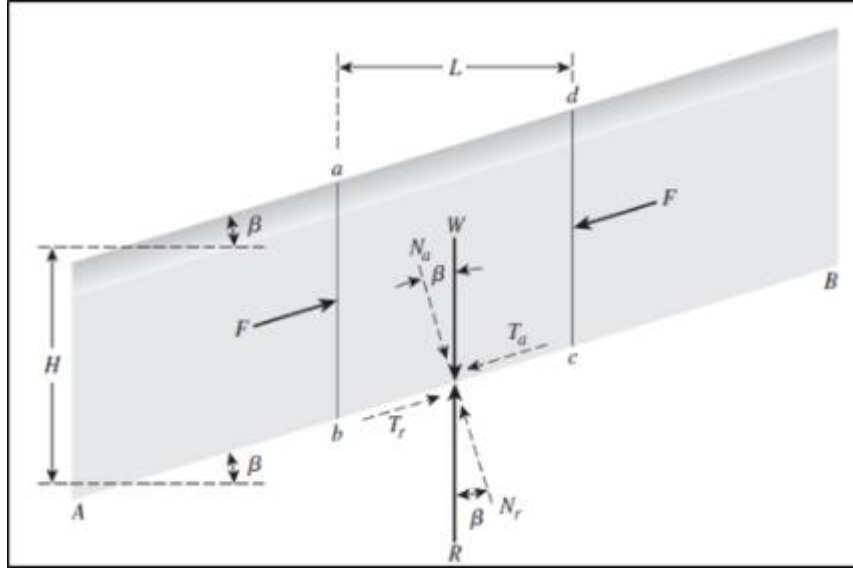
Tablo 3. Analiz metotlarının karşılaştırması (Avşar, 2004)

YÖNTEM	Kuvvet Denklemi		Moment Denklemi	Kayma Yüzeyi Şekli	Dilimler Arası Kuvvet Varsayımı	Hesaplamalar	
	X	Y				El ile	Bilgisayar ile
Fellenius Yöntemi	x	x	✓	Dairesel	Tabana Dairesellik	✓	✓
Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi	✓	x	✓	Dairesel	Yatay	✓	✓
Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi	✓	✓	x	Tümü	Yatay Düzeltme Faktörü	✓	✓
Spencer Yöntemi	✓	✓	✓	Tümü	Sabit Eğim	x	✓
Morgenstern – Price Yöntemi	✓	✓	✓	Tümü	$X/E=\lambda F(X)(F(X) \text{ Değişken})$	x	✓

1.8.2. Sonsuz Şev Stabilitesi

Uzunluğu derinliğine göre oldukça büyük olan şevlerde, şev yüzüne paralel olan kütle hareketleri sonsuz şev kayması olarak nitelendirilmektedir. Düzlemsel kayma olan bu tip şev kaymalarında şev yüzüne paralel tabakalar görmek sıklıkla karşılaşılan bir durum olsa da homojen zeminlerde de meydana gelmektedir (Uzuner, 2005).

Şekil 18 Sonsuz şevde yüzeye paralel düzlemsel kayma (Das, 2011)'de H yüksekliğinde ve eğimi β olan sonsuz bir şevin AB düzlemi üzerinde kaydığı varsayılmaktadır.



Şekil 18. Sonsuz şevde yüzeye paralel düzlemsel kayma (Das, 2011)
Zeminin Kayma mukavemeti;

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (1)$$

Şekil 18'de H yüksekliğinde ve eğimi β olan sonsuz bir şevin boşluk suyu basıncı olmaksızın sağdan sola doğru AB düzlemi üzerinde kaymasına karşı güvenlik sayısı hesabı;

$$\tan \varphi_d' = \frac{\tan \varphi'}{F_s} \text{ ve } c_d' = \frac{c'}{F_s} \quad (2)$$

$$F_s = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (3)$$

denklem(2)'den yola çıkarak denklem (3) ile hesaplanmaktadır.

Kohezyonsuz kumlu vb. zeminlerde güvenlik sayısı;

$$F_s = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (4)$$

şeklinde olacaktır.

FS=1 olduğu an zeminde kaymanın meydana gelebileceği en kritik durum olarak tanımlanmıştır (Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996). Güvenlik sayısını 1 alarak elde edilen kritik derinlik;

$$H_{cr} = \frac{c'}{\gamma \cos^2 \beta (\tan \beta - \tan \varphi_d')} \quad (5)$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

Şevde yer altı suyundan kaynaklı boşluk suyu basıncı varsa güvenlik sayısı hesabı aşağıdaki gibi olacaktır.

$$F_s = \frac{c'}{\gamma_{sat} H \cos^2 \beta \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (6)$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (8)$$

1.8.3. Culmann Yöntemi

Culmann analizi eğimden kaynaklı meydana gelen kayma gerilmesinin zeminin kayma gerilmesini aştığı durumda bir düzle boyunca kütle hareketinin meydana geldiği varsayımına dayanmaktadır. Kayma geriliminin en yüksek olduğu düzlem kritik düzlem olarak belirlenmektedir ve bu kritik düzlemde kayma meydana gelmektedir (Das, 2011).

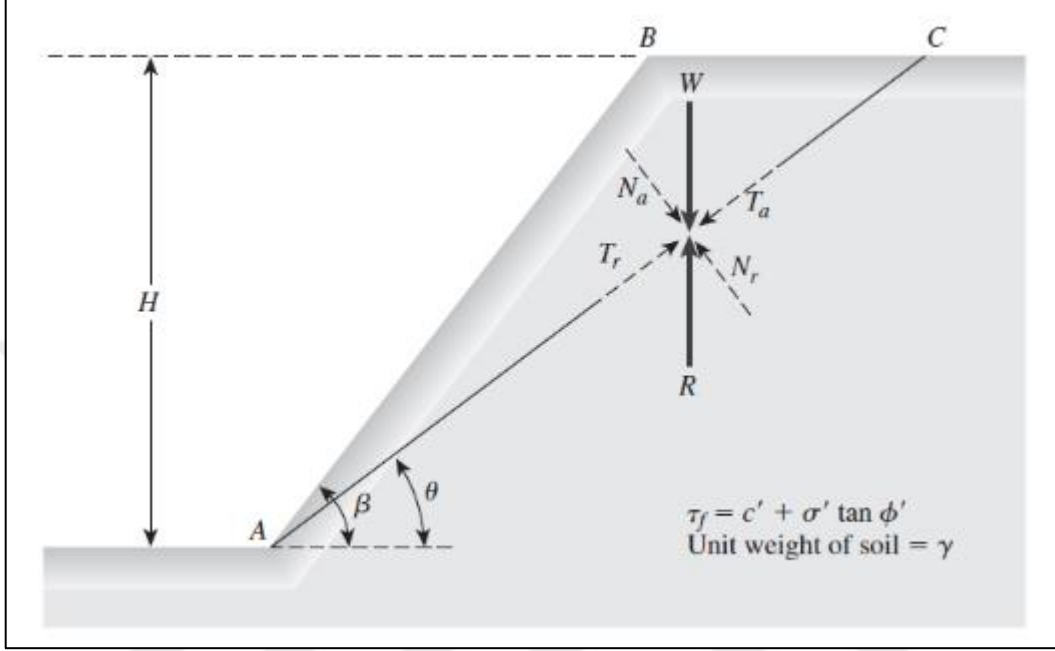
Şekil 19'da yüksekliği H olan ve eğimi yatayla β açısı yapan bir şev görülmektedir. AC doğrultusunda bir kayma düzlemi meydana gelmektedir. ABC kayma kütlesi hesabı için;

$$\begin{aligned} W &= \frac{1}{2} (H)(\overline{BC})(1)(\gamma) = \frac{1}{2} H(H \cot \theta - H \cot \beta) \gamma \\ &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \end{aligned} \quad (9)$$

W kütlelerinin kayma düzlemine göre normal ve kayma kuvvetleri aşağıdaki gibidir;

$$N_a = \text{Normal Kuvvet} = W \cos \theta = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \cos \theta \quad (10)$$

$$\begin{aligned}
 T_a &= \text{Kesme kuvveti (kaydırıcı kuvvet)} = W \sin \theta \\
 &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin \theta
 \end{aligned} \tag{11}$$



Şekil 19. Limit denge analizi-Culmann metodu (Das, 2011)

Şev açısının kritik açıya eşit olduğu durumda kritik şev yüksekliği;

$$c_d' = \frac{1}{4} \gamma H \left[\frac{1 - \cos(\beta - \varphi_d')}{\sin \beta \cos \varphi_d'} \right] \tag{12}$$

$$H_{cr} = \frac{4c'}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cos \varphi'}{1 - \cos(\beta - \varphi')} \right] \tag{13}$$

şeklinde olacaktır

Şevlerde yapılan ön hesaplamalar için yaygın olarak kullanılmakta olan bu yöntem oldukça güvenilir sonuçlar vermektedir. Bu yöntem için güvenlik sayısı kayma mukavemeti denklemi kullanılarak hesaplanabilen c_m değerini kohezyona oranlanması ile hesaplanmaktadır.

Bu bağlamda güvenlik sayısı;

$$F_s = \frac{c}{c_m} \quad (14)$$

Bağıntı (14)'te görüldüğü gibi olacaktır.

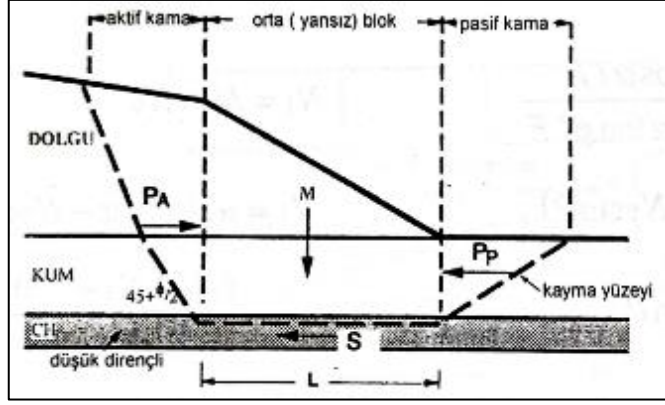
1.8.4. Kama Tipi Kaymalar

Zemin içerisinde diğer bölgelere çok zayıf olan kısımdan geçen kayma yüzeyleri olduğunda, tabakalar arası kayma mukavemetinin büyük farklılıklar gösterdiği durumlarda, kayma yüzeyinin kaya veya temel gibi sağlam bir yüzeye çakıştığı durumlarda kama tipi kayma yüzeyleri görülmektedir. Bu tip kayma yüzeylerinde diğer analiz yöntemleri güvenilir sonuçlar verememektedir. Bu durumda kayma yüzeyi birkaç doğrunun kesişimi şeklinde görülmektedir ve aktif-pasif toprak itkisi problemleri ile benzer bakış açısıyla kama tipi kayma problemlerini analiz etmek gerekmektedir. Bu problem elle çözüm yapmayı mümkün kılmaktadır. Kayma yüzeyi Şekil 21'de temsil edilmektedir (Önalp & Arel, 2004).

Minimum güvenlik sayısı aktif ve pasif toprak dirençleri ve kayma yüzeylerinin geometrisi ve yatayla yapmış olduğu açılar kullanılarak hesaplanmaktadır (Önalp & Arel, 2004).

$$F_s = \frac{\sum \text{direnen kuvvetler}}{\sum \text{kaydıran kuvvetler}} = \frac{P_p + c_m' L + (M - U_w) \tan \varphi'_m}{P_a} \quad (15)$$

Bu ifadede blokların birbirinden bağımsız şekilde hareket ettiği varsayımı yapılmaktadır (Önalp & Arel, 2004). Şekil 20'de basit kama tipi bir kaymada var olan kuvvetler görülmektedir.



Şekil 20. Basit blok (kama) analizinde kuvvetler (Önalp & Arel, 2004)

1.8.5. Dairesel Kaymalar

Sonlu şevler üzerinde şev eğiminde meydana gelen kütle hareketinde kayma yüzeyinin daire şeklinde olması durumunda dairesel kayma olarak adlandırılmaktadır. Dairesel kaymalar şevin farklı bölgelerinde meydana gelebilmektedir. Sığ eğim yenilmesi, eğimin tamamının yenilmesi, sadece topuk kısmının yenilmesi vb. şeklinde olabilmektedir. Dairesel kaymalar genelde homojen zeminlerde meydana gelmektedir. Kayma yüzeyinin dairesel olması analiz yapmayı kolaylaştırmaktadır çünkü çoğu metotta kayan kütleye etki eden kuvvetler dairenin merkezinden geçmektedir (Coduto, 1999).

1.8.6. $\phi=0$ Metodu

İsveç Demiryolları tarafından geliştirilmiş bu analiz yönteminde drene edilmemiş zeminlerde kayma mukavemeti açısının olmadığı sadece kohezyon değerinin var olduğu durumlar ele alınarak hesaplamalar geliştirilmiştir (Coduto, 1999).

Das (2011)'ın çalışmasında Şekil 21'de homojen drene edilmemiş kil zeminde şev stabilite analizi kayma yüzeyi geometrisi ve kayma mukavemeti hesaplaması yoluyla gerçekleştirilmektedir. Bu tür bir zeminde drene edilmemiş kayma mukavemeti (c_u) derinlikle değişmez ve kayma yüzeyinin dairesel olduğu varsayılmaktadır. Merkezi O noktası olan ve yarıçapı r olan bir kayma dairesi belirlenmektedir. Kayan kütlein ağırlığı;

$$W = W_1 + W_2 \quad (16)$$

olarak ifade edilmektedir.

Bağıntı (19), (20) ve (21)'den yola çıkarak güvenlik sayısı aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir.

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} = \frac{c_d r^2 \theta}{W_1 l_1 - W_2 l_2} \quad (22)$$

$$c_d = \gamma H m \quad (23)$$

Kritik yükseklik hesabı ise;

$$H_{cr} = \frac{c_u}{\gamma m} \quad (24)$$

ile hesaplanmaktadır.

1.8.7. İsveç Dilim Metodu (Fellenius yöntemi)

Fellenius yönteminin temeli moment dengesine dayanmaktadır. Fellenius yöntemi dairesel kayma yüzeyli şev kaymalarının analizi için uygun bir yöntemdir. Diğer dilim metodlarına benzer olarak bu yöntemde de kayan kütle düşey dilimlere bölünerek yapılmaktadır ve dilimler arasındaki kesme ve normal kuvvetler ihmal edilmektedir. Dilimlerin ağırlıkları ve tabana dik normal kuvvet, tabana paralel kesme kuvvetleri hesaba katılarak analiz gerçekleştirilmektedir.

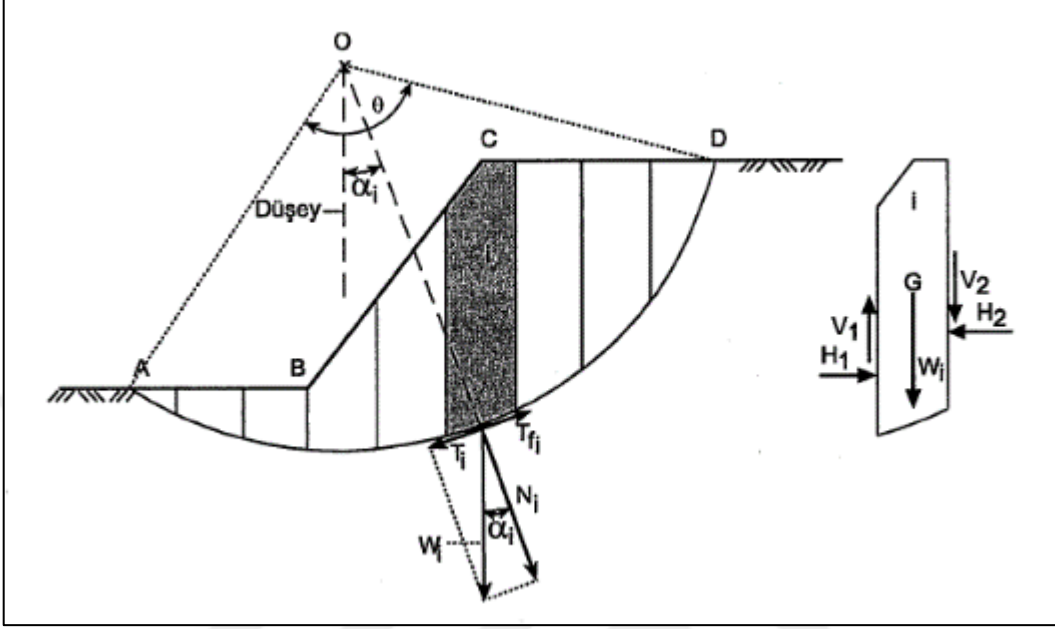
İsveç dilim metodu kullanarak şev stabilite analizi kolayca elle yapılabilir. Bu durum yöntemi pratik ve hızlı bir analiz aracı haline getirmektedir. Dilimlerin her birinin tabana etkidikleri normal ve kesme kuvvetleri moment dengesi oluşturur ve buna göre bir güvenlik sayısı hesaplanarak şev stabilitesi değerlendirilmektedir.

İsveç dilim yöntemi homojen zeminlerde ve boşluksuyu basıncının olmadığı durumlarda sıklıkla terci edilen analiz yöntemidir.

Şekil 22'de isveç dilim metodunu temsil eden görsel mevcuttur. Güvenlik sayısı kaymaya karşı koyan kuvvetlerin kaydırıcı kuvvetlere oranı ile hesaplanmaktadır;

$$F_s = \frac{\sum(\Delta L c + W \cos \alpha \tan \varphi) r}{\sum(W \sin \alpha r)} \quad (25)$$

$$F_s = \frac{Lc + \sum N \tan \varphi}{\sum T} \quad (26)$$



Şekil 22. İsveç Dilim Metodu (Uzuner, 2005)

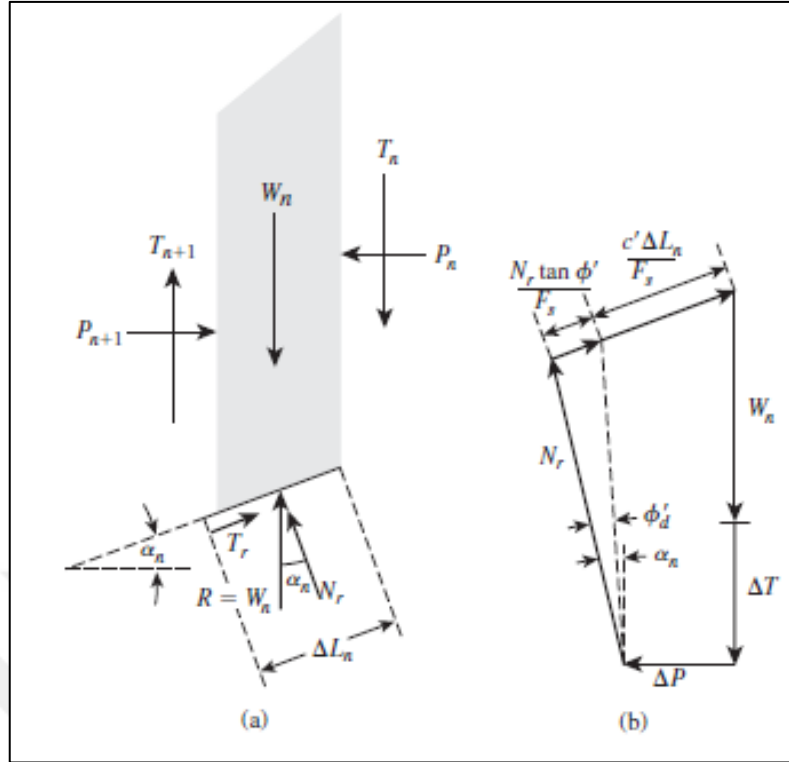
1.8.8. Basitleştirilmiş Dilim (Bishop) Yöntemi

Basitleştirilmiş dilim yönteminde dilimlerin birbirlerine etkidiği kuvvetler de göz önünde bulundurularak bir güvenlik sayısı hesaplanmaktadır. Bu bağlamda basitleştirilmiş dilim yöntemi diğer dilim yöntemlerine göre daha güvenilir sonuçlar vermektedir. Ancak bu durum bu yöntemi daha karmaşık bir hale getirmektedir (Das, 2011).

Basitleştirilmiş dilim yönteminde şev boyunca bir kayma yüzeyi varsayılmaktadır ve yüzey boyunca kayan kütle diğer dilim yöntemlerinde olduğu gibi dilimlere ayrılarak; her bir dilim için ağırlık, boşluk suyu basıncı, normal kuvvet ve kesme kuvveti gibi kuvvetler hesaplanarak çözüm yapılmaktadır. Dilim denge denklemleri kullanarak bu kuvvetler ile hesaplamalar yapılmaktadır (Das, 2011).

Basitleştirilmiş dilim yöntemi şev stabilite analizlerinde yaygın olarak kullanılmakta ve birçok yazılımda yer almaktadır (Das, 2011).

Şekil 23'te basitleştirilmiş Bishop yönteminde dilimlere etki eden kuvvetler görülmektedir.

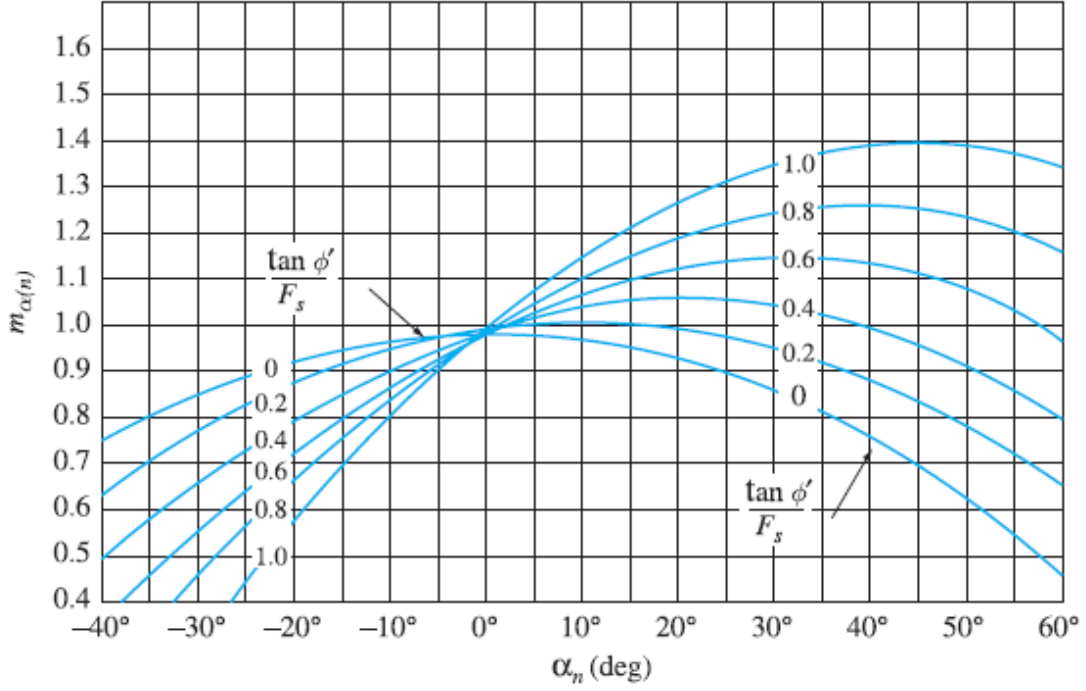


Şekil 23. Bishop'un Basitleştirilmiş Dilim Yöntemi: a) n'inci dilim üzerine etkili olan kuvvetler; b) denge için kuvvet poligonu (Das, 2011)

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \tan \varphi' + \Delta T \tan \varphi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (27)$$

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \varphi' \sin \alpha_n}{F_s} \quad (28)$$

Das (2011) denklem (27)'ye göre $m_{\alpha(n)}$ 'in α_n ve $\tan \varphi' / F_s$ ile değişimini Şekil 24'teki grafik ile ortaya koymuştur.



Şekil 24. Denklem (27)'ye göre $m_{\alpha(n)}$ 'in α_n ve $\tan \phi' / F_s$ ile değişimi (Das, 2011)

1.8.9. Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi

Basitleştirilmiş Janbu yöntemi Basitleştirilmiş Bishop yöntemine benzer bir şev stabilite analiz yöntemidir. Bu yöntemde şevin duraylılık analizi yapılmak üzere kayma yüzeyi dilimlere bölünmektedir ve dilimlerin her birinin denge durumu incelenmektedir. Şevin potansiyel kayma yüzeyi boyunca bölünmüş olan dilimler birbirinden bağımsız olarak analiz edilen dikey bloklardır (Janbu, 1957).

Her bir dikey blok için kuvvet dengesi hesaplanırken blokların oluşturduğu düşey ağırlık, bu ağırlığın normal ve kesme kuvveti bileşenleri ve boşluksuyu basıncı dikkate alınmaktadır. Dilimlerin kayma yüzeyi boyunca kayma direnci, Mohr-Coulomb kayma direnci parametreleri kullanılarak hesaplanmaktadır (Janbu, 1957).

Güvenlik sayısı direnç kuvvetlerinin kayma kuvvetine oranı olarak hesaplanmaktadır:

$$F_s = \frac{\sum (c' \cdot l + (N - u \cdot A) \cdot \tan \phi')}{\sum T} \quad (29)$$

Denklem (29)'de c : kohezyon, l : dilim uzunluğu, N : normal kuvvet, u : boşluksuyu basıncı, A : dilim alanı, ϕ' : içsel sürtünme açısıdır (Janbu, 1957).

Janbu yönteminde dilimler arası kuvvetlerin ihmal edilmesi bu yöntemin dezavantajlarından biridir. Bu sebeple yöntem diğer karmaşık hesap yöntemleri kadar hassas değildir. Yöntemin avantajı ise basit ve uygulanabilir olmasının yansısı hem dairesel hem de dairesel olmayan kayma yüzeyleri için uygulanabilir olmasıdır. Ayrıca bu yöntem farklı zemin koşullarına uygulanabilirliği açısından yaygın olarak kullanılabilmektedir (Janbu, 1957).

1.8.10. Spencer Yöntemi

Spencer (1967) tarafından geliştirilmiş şev stabilite analizi yöntemi yaygın olarak kullanılmakta olan gelişmiş bir analizdir. Bu yöntem de diğer dilim yöntemlerine benzer olarak kayan kütlenin dilimlere bölünerek her bir dilim için ayrı ayrı denge denklemi yazılması prensibine dayanmaktadır.

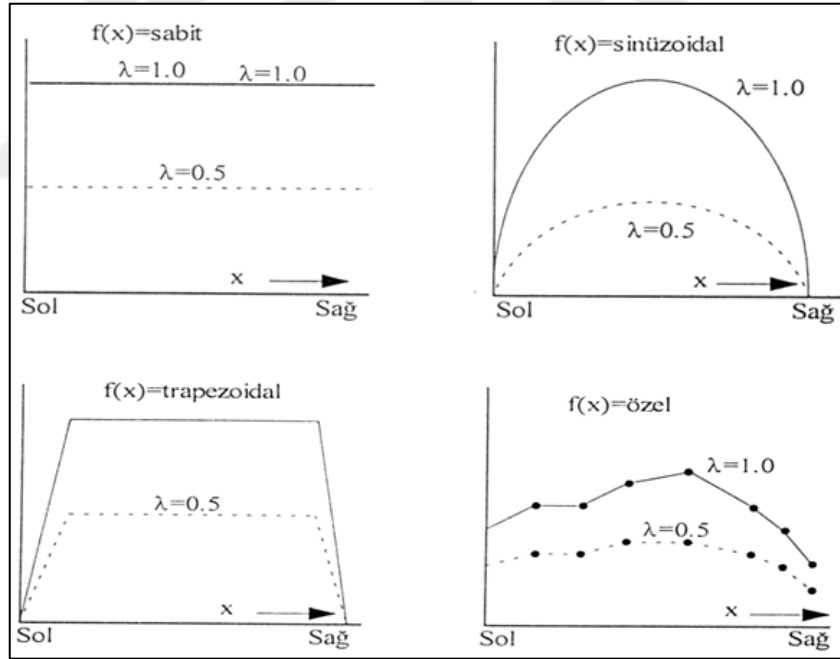
Her bir dilim için yatay ve düşey kuvvet dengesi hesaplanmaktadır. Aynı zamanda her bir dilim için moment dengesi sağlanmaktadır. Fiziksel ve geometrik özellikleri belirlenmiş olan bir şevde başlangıç olarak belirlenmiş bir güvenlik sayısı kullanılarak dilimler arası kuvvetler bu güvenlik sayısına göre hesaplanmaktadır. Dilimler arasındaki normal ve kesme kuvvetleri dikkate alınmaktadır ve denge denklemlerinde yer almaktadır. Her dilim için denge denklemleri çözülmektedir ve hesaplanan güvenlik sayısı değeriyle başlangıçta varsayılan güvenlik sayısı değeri karşılaştırılmaktadır. Eğer güvenlik sayısı farklı çıkıyorsa hesap adımları tekrarlanarak kuvvet ve moment dengesi denklemleri ile uyumlu nihai güvenlik sayısı değeri belirlenmektedir (Spencer, 1967).

Basitleştirilmiş Janbu yönteminden farklı olarak Spencer (1967) tarafından geliştirilmiş olan yöntem, kayan kütle için denge denklemleri hem kuvvet hem de moment denklemlerini kapsayan bir analiz ortaya koyarak daha hassas bir hesaplama ortaya koymaktadır. Bu yöntem karmaşık şev koşullarında ve hassasiyet gerektiren analizler için tercih edilmektedir. Yöntemin karmaşık ve zaman alan hesaplamalar içermesi, daha fazla veri ve detaylı analiz gerektirmesi, bilgisayar yazılımları kullanmadan elle hesaplamamanın zor olması bu yöntemin dezavantajlı olduğu durumlarıdır.

1.8.11. Morgenstern – Price Yöntemi

Morgenstern ve Price (1965) tarafından geliştirilmiş şev analizi yöntemi de diğer yöntemler gibi kayan kütlenin yatay veya düşey dilimlere bölünerek her bir dilim için ayrı denge denklemleri hesaplanması yöntemine dayanmaktadır.

Morgenster ve Price (1965) yönteminde Spencer (1965) yönteminden farklı olarak dilimler arası normal ve kesme kuvvetlerinin belirli bir fonksiyonel forma sahip olduğu varsayımı ile güvenlik sayısı hesaplanmaktadır. Tüm dilimler için yatay ve düşey kuvvet dengesi ve moment dengesi sağlanmaktadır. Dilimler arasındaki normal ve kesme kuvvetleri ve kayma yüzeyi boyunca dilimleri kayma direncini etkileyen tüm parametreler dikkate alınmaktadır. Normal ve kesme kuvvetlerinin fonksiyonu (Şekil 25) bir parametreye bağlıdır (λ) ve bu parametre tekrarlamalı adımlarla elde edilmektedir. Bu yöntemde daha detaylı analizler yapılmaktadır ve karmaşık şev stabilite çözümleri için uygun bir yöntemdir.



Şekil 25. Moergenstern-Price yönteminde dilimler arası kuvvet yönlerinin belirtildiği $F(x)$ fonksiyonları (Çavumirza, 2018)

1.8.12. Sonlu Elemanlar Yöntemi

Önceki bölümlerde açıklanmış olan limit denge analiz yöntemleri kayma yüzeyinde denge sağlanması esasına dayanmaktadır. Bu bağlamda zemin gerçekte lineer olarak davranmadığından dolayı sonuçlar yaklaşık olarak hesaplanmaktadır. Sonlu elemanlar

analiz yöntemlerinde bilgisayar yazılımları kullanılarak zemin yapısının karmaşık ve çeşitli olma durumu daha iyi yansıtılmaktadır.

Bu yöntem doğrultusunda zemin küçük parçalara bölünmektedir ve bölünen parçaların düğüm noktalarındaki deformasyon-gerilme durumu dikkate alınarak daha detaylı analiz gerçekleştirilmektedir. Zeminin geometrisi ve sınır denge durumları sonlu elemanlar yöntemi ile daha detaylı ele alınarak gerçeğe yakın analiz yapılabilmektedir. Sonlu elemanlar ile analiz yöntemi zeminin lineer olamayan fonksiyonla modellenmesidir (Önalp & Arel, 2004).

Sonlu elemanlar yönteminde kayma yüzeyi geometrisi ile ilgili limit denge analiz yöntemleri gibi varsayım yapılarak elde edilmemektedir. Zemin içerisindeki boşluksuyu basıncı, meydana gelen gerilme ve deformasyonlar, sızıntı suları, sismik davranışlar da hesaba katılarak gerçekçi sonuçlar elde edilebilmektedir.

1.9. Kütle Hareketlerini Önleme Yöntemleri

Kütle hareketlerinin olma potansiyelinin yüksek olduğu bölgelerde yerleşim yerlerinin bulunmaması, yol, baraj ve köprülerin bu bölgelerde konumlandırılmaması kütle hareketlerinden kaçınmanın en ekonomik yoludur. Ancak kütle hareketlerinin var olma potansiyelinin yüksek olduğu bölgelerde insan faaliyetlerinin olması zorunlu olduğu durumda şevlerin ıslahı için birtakım mühendislik yöntemlerine başvurulmalıdır. Bu yöntemler kütle hareketlerine neden olan kuvvetlerin azaltılması veya duraylılığı saylayan direnç kuvvetlerinin artırılması durumudur.

Önalp ve Arel, (2004) şevlerin ıslahı için gerekli çalışmaların, önem, ekonomik durum bakımından çalışmaların nasıl ilerlemesi gerektiğini belirtmiştir. Bu bağlamda kütle hareketlerinin önlenmesi için yapılan çalışmalar dört ana aşama altında ilerlemektedir. Bu aşamalar, planlama aşaması, projelendirme aşaması, uygulama aşaması ve bakım ve koruma aşamasıdır.

Planlama aşamasında yamaç için ön çalışma yapılarak mevcut durum tespit edilmektedir. Ön çalışmalar kapsamında heyelanın yeri, mekanizması, geometrisi tespiti için jeolojik çalışmalar yapılmaktadır ve yamaçta gözlenen deformasyonlar ve riskler belirlenmektedir. Belirlenen risk ve deformasyonlar doğrultusunda gerekiyorsa arazi araştırmaları yapılarak detaylı analiz gerçekleştirilmektedir.

Projelendirme aşamasında maliyet ve ekonomik etkenler dikkate alınarak uygun olan güvenlik önlemleri ve stabilite çalışmaları başlatılmaktadır. Seçilen kütle hareketi önlem yöntemi zeminin parametrelerinin detaylı olarak incelenmesi ile geliştirilerek proje uygulama aşamasına geçilmektedir.

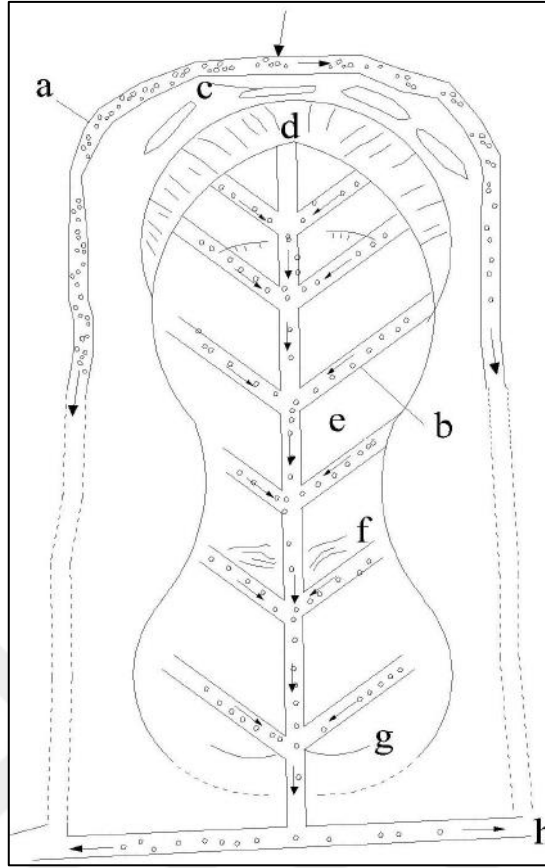
Uygulama aşamasında gerekli ölçümler sonucunda proje uygulamaya koyularak inşaat ve imalat başlatılmaktadır.

Bakım ve koruma aşamasında ise şevlerin ıslahı için alınan önlemlerin amaca ulaşp ulaşmadığı sonucunda proje gözden geçirilmektedir ve periyodik olarak gözlem ve ölçümlere devam edilmektedir.

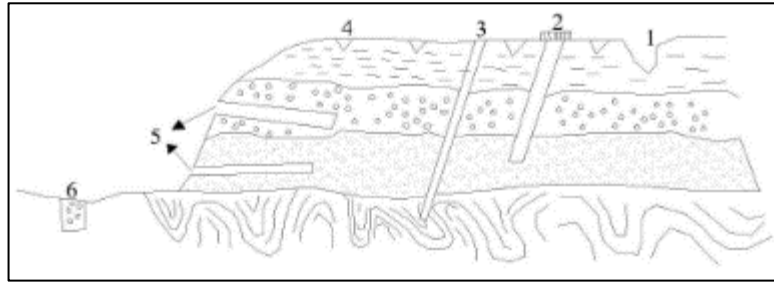
1.9.1. Drenaj

Zemin içerisindeki boşluk suyu basıncının artması sonucunda zeminin efektif gerilmesi azalarak kaymaya karşı direnci azalmaktadır. Bu durum yamaçların duraylılığını bozarak heyelanların meydana gelmesi ile sonuçlanmaktadır. Genelde kütle hareketleri ve heyelanlar zemin içerisinde boşluk suyu basıncı ve sızıntı sularının olduğu durumlarda meydana gelmektedir. Bu bağlamda zemin içerisindeki suyun drene edilmesi şevlerin ıslahı için ilk akla gelen önlem çalışması olmalıdır (Önalp ve Arel, 2004).

Drenaj yöntemleri yüzey drenajı ve yeraltı suyu drenajı olarak ilk kategoride incelenmektedir. Şekil 26 ve Şekil 27’de yüzey ve yeraltı drenaj sistemleri belirtilmektedir.



Şekil 26. Heyelanda yüzeyel drenajın uygulanması a) Kafa hendeği, b) Balıksırtı hendeği, c) Gerilme çatlakları, d) Esas ayna, e) Çökme bölgesi, f) Kabarma bölgesi, g) Akma bölgesi, h) Boşaltma kanalı (Tarhan, 1996)



Şekil 27. Yamaçlarda düşey ve yatay drenlerle yeraltı suyu düzeyinin alçaltılması 1) Çevirme hendeği, 2) Kuyu, 3) Düşey dren, 4) Tıkanmış yüzeyel çatlaklar, 5) Yayay dren, 6) Topuk dreni (Erguvanlı, 1994)

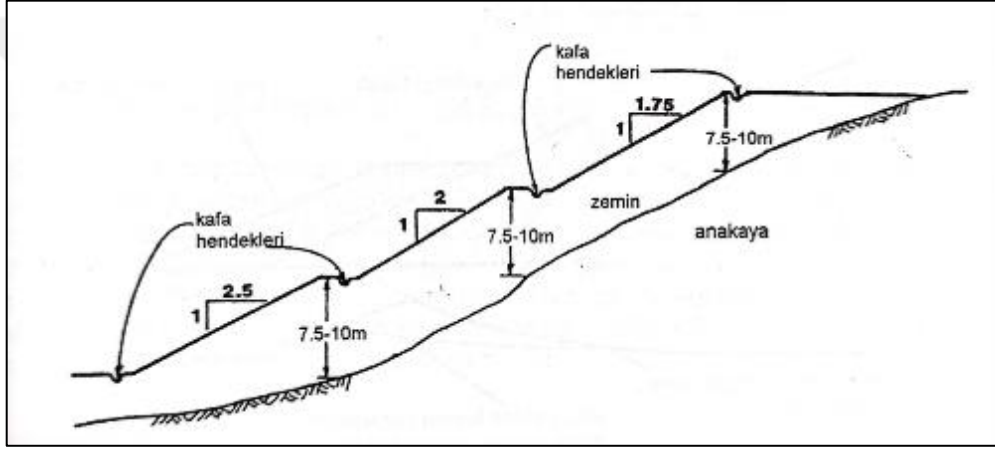
1.9.1. Şev ve Yamaçların korunması

Şev ve yamaçların yüzeyinin erozyon ve aşınmaya karşı korunması için eğimli yüzeylerde koruma çalışmaları yapılmaktadır. Bu çalışmalar eğimli arazinin bitki örtüsü ile kaplanması, yüzeyin taş ve beton bloklarla örtülmesi, püskürtme beton uygulaması, çelik

levha ve plakalarla kaplanması gibi yöntemlerin bir veya birden fazlası uygulanabilmektedir (Genç, 2010).

1.9.2. Şevlerin kademelendirilmesi

Eğimli alanın yüksekliğinin fazla olduğu durumlarda, kaymaya karşı risk olduğunda şevin tamamının eğiminin değiştirilmesi hem maliyet hem de iş gücü bakımından daha zor olduğundan Şekil 28'deki gibi şevlerin kademelendirilmesi yöntemine başvurulmaktadır (Önalp & Arel, 2004).

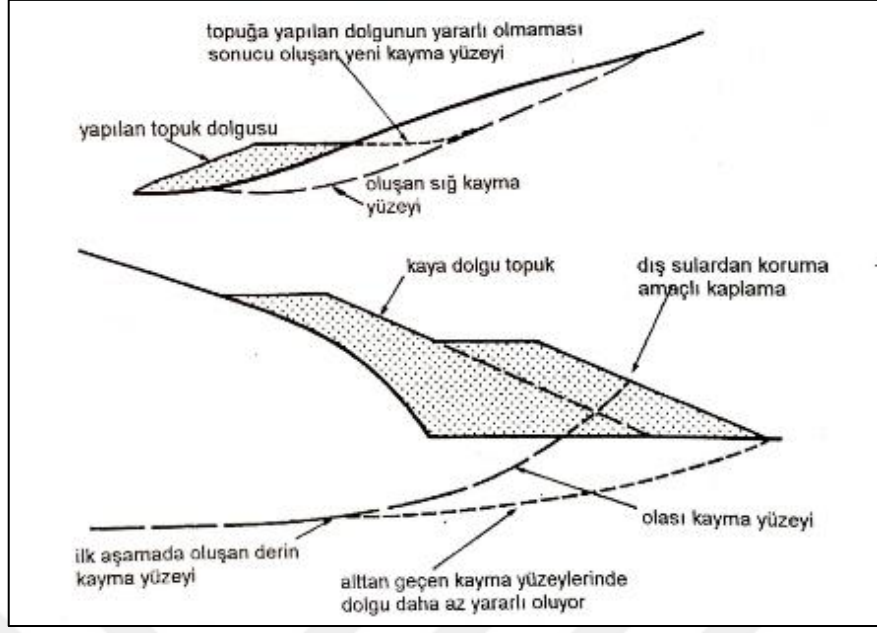


Şekil 28. Yarmada tipik kademelendirme (Önalp & Arel, 2004)

1.9.3. Topuk Yükleme

Topuk bölgesine yük koyulması yamacın kayma direncinin düşük olduğu, yüksekliği fazla olan şevlerde gerekli olmaktadır. Kaymanın yüzeysel olduğu durumlarda topuğa yük koyma uygulaması yeteri kadar faydalı olmamaktadır ancak olası kayma yüzeyinin derinde olduğu durumlarda topuk yüklemesine başvurulmaktadır (Önalp & Arel, 2004).

Topuğa yük yerleştirmenin sığ ve derin yüzeylerde ne derece etkili olabildiği Şekil 29'da görülmektedir.



Şekil 29. Topuk dolgusunun sıg ve derin yüzeylerde (Önalp & Arel, 2004)

1.9.4. Dayanma Yapıları

Şev ve yamaçlarda meydana gelen kütle hareketlerini önlemede en sık kullanılan mühendislik yöntemlerden biri dayanma yapılarıdır. Dayanma yapıları zemin kütlesini destekleyerek kaymaya karşı direnç gösteren kuvveti arttırmaktadır. Bu sayede güvenlik sayısını artırarak kayma potansiyelini azaltmaktadır.

Dayanma yapıları kullanım amacına ve koşuluna bağlı olarak çeşitli malzeme ve tekniklerle inşa edilmektedir.

1.9.5. Taş ve Betonarme Duvarlar

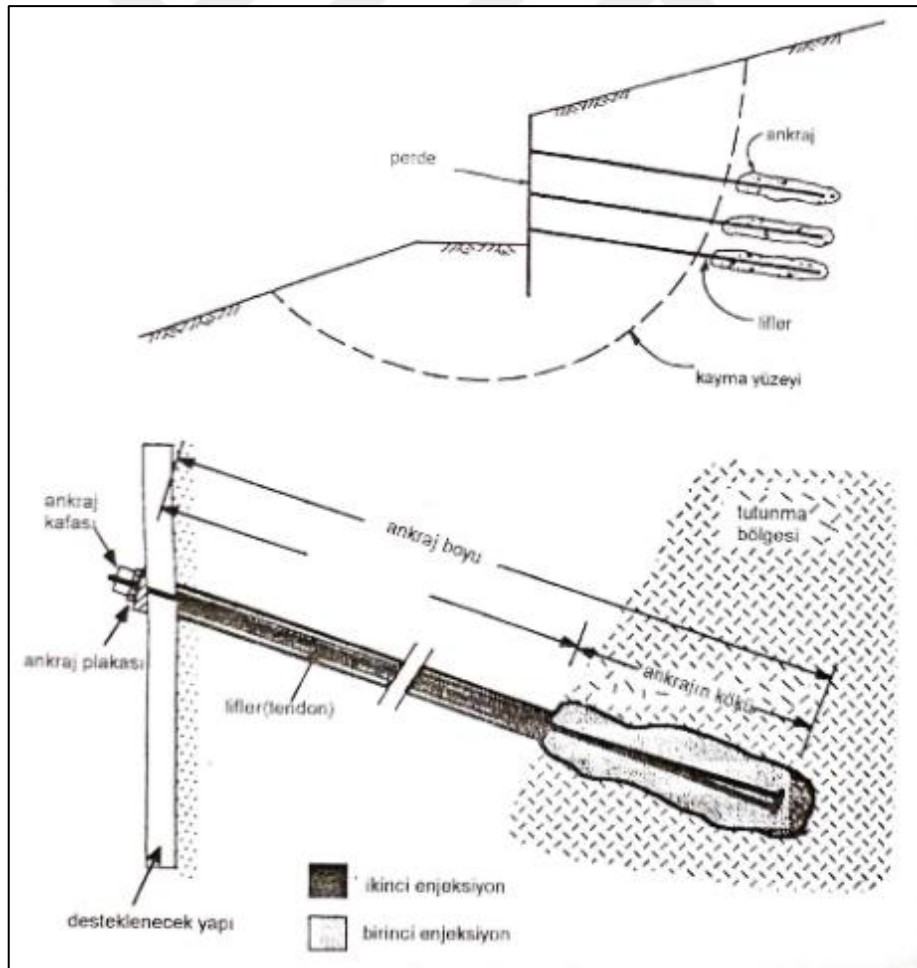
Taş duvarlar genelde bölgenin yerel taşlarının harç ile birleştirilmesi ile yapılan rijit dayanma duvarlarıdır. Ancak şekil değiştirme ve ötelenme bakımından rijit dayanma duvarları bir süre sonra dayanımını yitirerek kütle hareketlerini önleyemez duruma gelmektedirler. Bu sebeple taş duvarlar genelde küçük ölçekli projelerde kullanılmaktadırlar. Duvarda drenaj sistemi sağlanarak şevlerde aşınma ve erozyonun önüne geçmek adına faydalı elemanlardır.

Betonarme duvarlar taş duvarlara kıyasla içerisinde esnek olan çelik elemanlar bulundurduğundan ve daha yüksek mukavemete sahip olduğundan uzun vadede taş duvarlara kıyasla heyelanları önleme bakımından daha başarılı olmaktadır. Betonarme

duvarlar da palplanş, sandık ve kafes duvarlara göre daha rijit davranış göstermektedir. Hem betonarme duvarlar hem de taş duvarlar yol kenarlarındaki dolgu ve yarma şevlerinde sıklıkla tercih edilmektedir.

1.9.6. Ankrajlar

Ankrajlar kafa, kök ve gövdeden oluşan yapısal elemanlardır. Ankrajın kökü zemin içerisinde bağlayıcı harçla bağlanmaktadır ve kafa bölgesinde çekme kuvvetine maruz kalmaktadır. Ankrajın çalışma mekanizması zemin özelliklerine göre değişiklik göstermektedir, Örneğin; kohezyonlu zeminlerde ve kayalarda ankrajın gövdesinin yapışma direncine, kumlu zeminlerde ise enjeksiyon basıncına bağlıdır. Ayrıca ankrajlar ortam özelliklerine göre öngermeli veya serbest olarak uygulanmaktadır. Şekil 30'da ankraj uygulamasının tipik kesiti verilmektedir (Önalp & Arel, 2004).



Şekil 30. Zemin ankrajının basitleştirilmiş kesiti ve uygulama (Önalp & Arel, 2004)

Ankrajlar genellikle çelik çubuk ve kablolar şeklinde imal edilmekte olup, zemin veya kaya içerisinde gerilerek yerleştirilen kütle hareketlerine karşı direnç gösteren yapılardır. Ankraj yöntemi genellikle derin kazılarda ve yüksek şevlerde etkili bir yöntemdir.

1.9.7. Ahşap Kazıklar

Kazıklar çeşitli malzeme ve tekniklerle, farklı zemin özelliklerine ve koşuluna göre inşa edilen yapılardır.

Uç kısımları sivriltilerek ve zemine çakılarak yerleştirilen ahşap kazıklar geçmişte sıklıkla tercih edilen bir yöntem olup günümüzde yerini çelik kazıklara bırakmıştır. Ortam koşulu ve zemin tipine göre çap ve boyları değişkenlik göstermektedir. Ahşap kazıklar başlangıçta stabiliteye katkı gösteriyor olsalar da uzun vadede suya ve organik malzemelere karşı direnç gösteremeyerek işlevsizleşmektedir. Ahşap kazıklar bu yönüyle tercih edilen bir yöntem olmaktan çıkmıştır.

1.9.8. Betonarme Kazıklar

Betonarme kazıklar yerinde dökme kazıklar ve önceden imal edilerek zemine çakılan kazıklar olarak iki ana kategoride incelenmektedir. Bu tip dayanma yapıları günümüzde en sık tercih edilen kütle hareketi önleme yöntemidir.

Betonarme çakma kazıklar, zeminin fiziksel özellikleri ve ortam koşuluna göre farklı boy ve çaplarda fabrikalarda üretilerek heyelan riski taşıyan araziye yerleştirilmektedir.

Yerinde imal edilen fore kazıklar ise arazide sondaj yardımı ile açılan deliklere yerleştirilen donatıların üzerine beton dökülerek imal edilmektedir.

Betonarme kazıkların ekonomik açıdan daha maliyetli olması bu yöntemin dezavantajı olarak değerlendirilmektedir. Bu bağlamda kazık uygulamasının elzem olduğu yerlere uygulanması gerekmektedir. Yerinde dökme betonarme kazıklar mevcut arazi koşullarına göre uygun olarak tasarlanabildiğinden geniş bir uygulama alanı vardır.

Kazıklar hem sığ hem de derin kayma yüzeyi olan şevlerde duraylılığa katkı sağlamaktadır ve uzun vadede başarılı olmaktadır. Kazıkların yerleştirme planlaması kayma yüzeyi, kayma yüzeyinin yönü ve kapsadığı alan göz önünde bulundurularak belirlenmektedir. Genelde kohezyonlu zeminlerde tercih edilmektedir.

1.9.9. Çelik Kazıklar

Çelik kazıklar betonarme kazıklara göre daha esnek yapıda oldukları için şevdeki hareket ve deformasyonlara daha iyi uyum sağlamaktadır. Yüksek mukavemet özellikleri gösteren çelik kazıklar zemin ve kayaçlarda arazinin taşıma kapasitesini arttırmaktadır ve kütle hareketlerine karşı direnç göstermektedir. Yüksek taşıma kapasitesi, dayanıklılık, esneklik, hızlı imalat ve düşük maliyetli olması çelik kazıkların avantajlarındandır. Ancak yer altı sularının ve aşırı yağışın mevcut olduğu durumlarda sudan ve suyla birlikte taşınan maddelerden kolayca etkilenebilen bir malzeme olması çelik yapıların dezavantajıdır (Varnes, 1958).

Çelik kazıklar genelde köprüler, binalar, rıhtımlar, yamaçlar ve diğer büyük yapıların temellerinde kullanılmaktadır. Projenin büyüklüğü ve kullanım amacına göre, yerleştirilecek zeminin kayma mukavemeti parametrelerine göre çeşitli boyut ve şekillerde, farklı sayılarda imal edilmektedir. İnşaat sektöründe yaygın olarak kullanılan mühendislik yöntemlerinden biridir (Varnes, 1958)

1.9.10. Kompozit Kazıklar

Kompozit kazıklar isminden de anlaşılacağı üzere farklı malzemelerin bir araya getirilerek oluşturulduğu kazık çeşitleridir. Beton, çelik. Ahşap, fiberglas gibi malzemelerin çeşitli mühendislik yöntemleri ile birleştirilerek malzemelerin üstün olduğu özelliklerden faydalanmayı amaçlayan kazık çeşididir. Çelik kazıklardan farklı olarak suya ve korozyona karşı daha dayanıklı olması bu kazıkları daha avantajlı bir duruma getirmektedir. Ancak üretimi esnasında daha fazla hassasiyet gerektirmesi ve yüksek maliyetli olması kullanım sıklığını sınırlandırmaktadır.

Kullanım alanları genel olarak köprü ayakları, bina temelleri, rıhtım ve iskeleler gibi yüksek mukavemet gerektiren durumlardır. Bu tip kazıklar hem kohezyonlu, hem kohezyonsuz hem de heterojen zemin özelliklerine uyum sağlamaktadır ve uzun vadede başarılı olmaktadır.

Kompozit kazıklar özellikle drenaj sistemleri ile beraber kullanıldıklarında şevdeki güvenlik sayısını artırarak heyelan kontrolü sağlamaktadır.

1.9.11. Mini Kazıklar

Mini kazıkların çapları genelde 150 mm ila 300 mm arasında değişen ve görece kısa olan küçük çaplı kazıklar olarak tanımlanmaktadır. Çelik, beton veya kompozit malzemelerle yapılmaktadırlar. İnşaat projelerinde oldukça yaygın kullanım alanları mevcuttur. Küçük ve orta ölçekli yapılar, konut projeleri, zemin iyileştirme çalışmaları, köprü temelleri, istinat duvarları, boru hatları, enerji nakil hatları gibi birçok mühendislik yapısında mini kazıklar kullanılmaktadır.

Mini kazıklar heyelan riskinin yüksek olduğu alanlarda şev stabilitesi sağlamak için düşük maliyetli ve sık kullanılan yöntemlerden biridir. Zemindeki kütle hareketlerine karşı direnç kuvveti oluşturarak eğimli araziye destek sağlamaktadır. Hızlı imalatı ve düşük maliyeti ile avantajlı bir yöntemdir ancak derin kayma yüzeylerinin olduğu bölgelerde başarısız olmaktadır. Bu nedenle sık kayma yüzeylerinin olduğu yerlerde hızlı bir çözüm olarak tercih edilmektedir.

1.9.12. Zemin Çivisi

Zemin çivisi kazı veya farklı bir müdahale sonucu ani gerilme değişimlerinin önüne geçmek amacıyla kullanılmaktadır. Gerilme değişimlerinin olduğu anda çekme kuvvetlerine karşı direnç göstermesi açısından fayda sağlamaktadır. Zemin içerisine açılan deliğe donatı yerleştirilerek bu donatının enjeksiyon yöntemleri ile zemine tutturulması yoluyla uygulanmaktadır. Ankraj ve mikro kazıklara kıyasla düşük maliyetli bir yöntemdir (Önalp & Arel, 2004)

1.9.13. Palplanşlar

Çelik ve betonarme gibi yüksek dayanımlı malzemelerden üretilen ve esnek elemanlar olan palplanşlar yataydaki zemin basıncını dengelemek için kullanılan yapı elemanlarıdır.

Heyelan ve kütle hareketlerini önlemede geçici önlem olarak kullanılan palplanşlar zemin içerisine çakılarak uygulanmaktadır. Kolay imalat ve düşük maliyeti sayesinde ani gerilme değişikliklerini dengelemek için kullanılır ve tekrarlı kullanıma elverişli elemanlardır.

1.9.14. Elektro – Osmoz

Elektro-Osmoz yöntemi zeminin içerisindeki serbest suyun zemin içine yerleştirilen pozitif ve negatif elektrotlar ile hareket ettirilerek suyun zemin içerisinde kolayca taşınmasını sağlamaktadır. Bu yöntem drenaj boruları ile birlikte kullanılarak suyun kolayca drene edilmesini sağlamaktadır. Kütle hareketlerinin meydana gelme riskinin yüksek olduğu eğimli bölgelerde şev duraylılığını arttırmak için suyun zemin içerisinden uzaklaştırılması başlıca başvurulması gereken yöntemdir. Bu bağlamda elektro-osmoz yöntemi çevre dostu ve pratik uygulama sağladığından tercih edilen bir yöntemdir.

1.9.15. Isıl işlem ile İyileştirme

Zeminde ısıtma ve dondurma yöntemi kullanılarak şevlerde iyileştirme yapılabilmektedir.

Pişirme yönteminde zemin ısıtılarak hem geçici hem de kalıcı iyileştirmeler sağlanabilmektedir. Yüksek plastisiteli kohezyonlu zeminlerde pişirme yöntemi zeminin kayma mukavemeti açısını ve kohezyonunu arttırarak direnç kuvvetinin artmasına sebep olmaktadır. Özellikle killerde başvurulanan bir yöntemdir.

Dondurma yöntemi ise geçici olarak zemin içerisindeki suyun dondurulması işlemidir. Donan su zeminde mukavemet artmasına sebep olur ve yüksek kayma direnci sağlanır. Bu yöntemde dikkat edilmesi gereken en önemli unsur zemin içerisindeki suyun donduğunda hacminin artacak olmasıdır.

1.9.16. Katkı Maddesi ile İyileştirme

Katkı maddesi ile iyileştirme yapmak için birçok yöntem mevcuttur. Bu yöntemin amacı zeminin fiziksel ve mekanik özelliklerini değiştirerek kayma direncini arttırmak, sıvılaşma potansiyelini düşürmek, oturmayı azaltmak ve geçirgenliği azaltmaktır (Selçukhan & Ekinci, 2021).

Zemini iyileştirmek için kullanılan katkı malzemeleri, kullanım amacı ve kullanılacak zemin tipine göre çeşitlilik göstermektedir. Başlıca kullanılan katkı maddeleri; kireç, çimento, asfalt, uçucu kül, bakır cürufu vb. gibi malzemelerdir (Selçukhan & Ekinci, 2021).

Katkı maddesi ile iyileştirme yöntemi genellikle killi zeminler ile inşa edilen dolgularda, yol inşaatlarında ve su yapılarında kullanılmaktadır (Selçukhan & Ekinci, 2021).

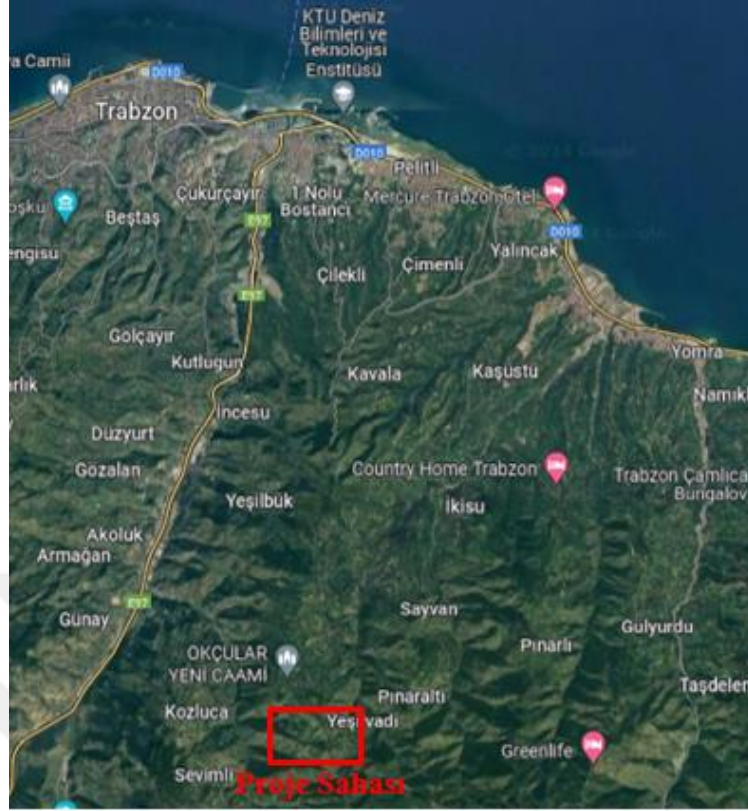
2. YAPILAN ÇALIŞMALAR VE BULGULAR

2.1. Çalışmanın Amacı

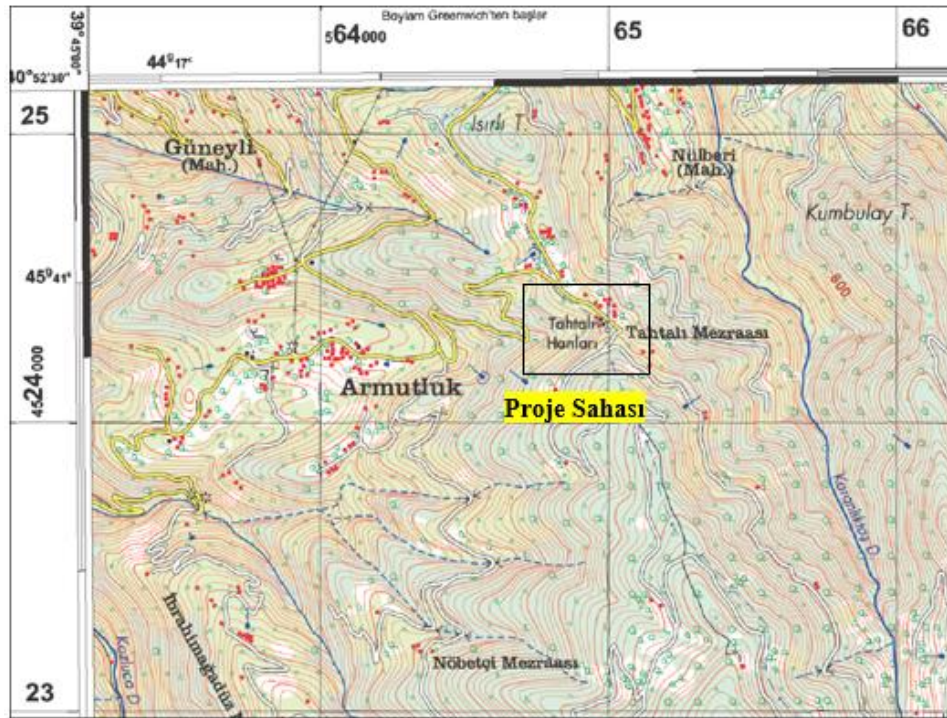
Bu çalışma, Trabzon ili Ortahisar ilçesi Esenyurt Mahallesi sınırları içinde meydana gelen heyelan olayının geoteknik açıdan incelenmesi amacıyla yürütülmüştür. Arazi çalışmaları ve laboratuvar deneyleri aracılığıyla bölgenin zemin özellikleri ve zemin parametreleri detaylı şekilde belirlenmiştir. Elde edilen veriler, heyelan bölgesinin jeolojik yapısının ve zemin profillerinin idealize edilmesi amacıyla derlenmiş ve analiz edilmiştir. Yapılan deneylerde, zemin derinliklerinde kayma zonları tespit edilmiş olup, bu zonların derinliğine bağlı olarak yapısal önlemlerin geliştirilmesi gerekliliği saptanmıştır. Zemin stabilitesini artırmaya yönelik olarak önerilen fore kazık sistemi, Slide yazılımı kullanılarak limit denge analizine tabi tutulmuş ve sonuçlar değerlendirilmiştir. Slide yazılımı kullanılarak gerçekleştirilen limit denge analizleri sonucu ile Plaxis programı kullanarak gerçekleştirilen sonlu elemanlar yöntemi analizleri sunularak karşılaştırılması amaçlanmıştır. Bu çalışmanın, bölgedeki heyelan riskinin azaltılması ve boru hattının güvenliğinin sağlanmasına önemli bir katkı sağlaması amaçlanmaktadır.

2.2. Çalışma Alanının Konumu

Proje sahası, Trabzon İli Ortahisar İlçesi'nin Yeşilvadi köyü sınırları içerisinde yer almaktadır. Bu saha Şekil 32'de, 1/25.000 ölçekli Trabzon G43-b4 paftasında bulunmakta olup, il merkezinin yaklaşık 15 km güneydoğusunda ve Atası Baraj Gölü'nün yaklaşık 6 km kuzeybatısında konumlanmıştır. Şekil 31'de çalışma alanının yer bulduru haritası sunulmuştur. Proje alanına ulaşım, 1 Nolu Bostancı (Zafanoz) Mahallesi'nden başlayarak güneye doğru Armutlu Mahallesi istikametinde ilerleyen yol üzerinden sağlanmaktadır. Bu yolun başlangıç kısmı asfalt kaplama olup, devam eden kısımda beton kaplama mevcuttur ve her mevsim kolay erişim imkânı sunmaktadır. Böylelikle, proje sahasına yıl boyunca kesintisiz ulaşım sağlanabilmektedir.



Şekil 31. Heyelanlı sahaya ait yer bulduru haritası (URL-4, 2024)

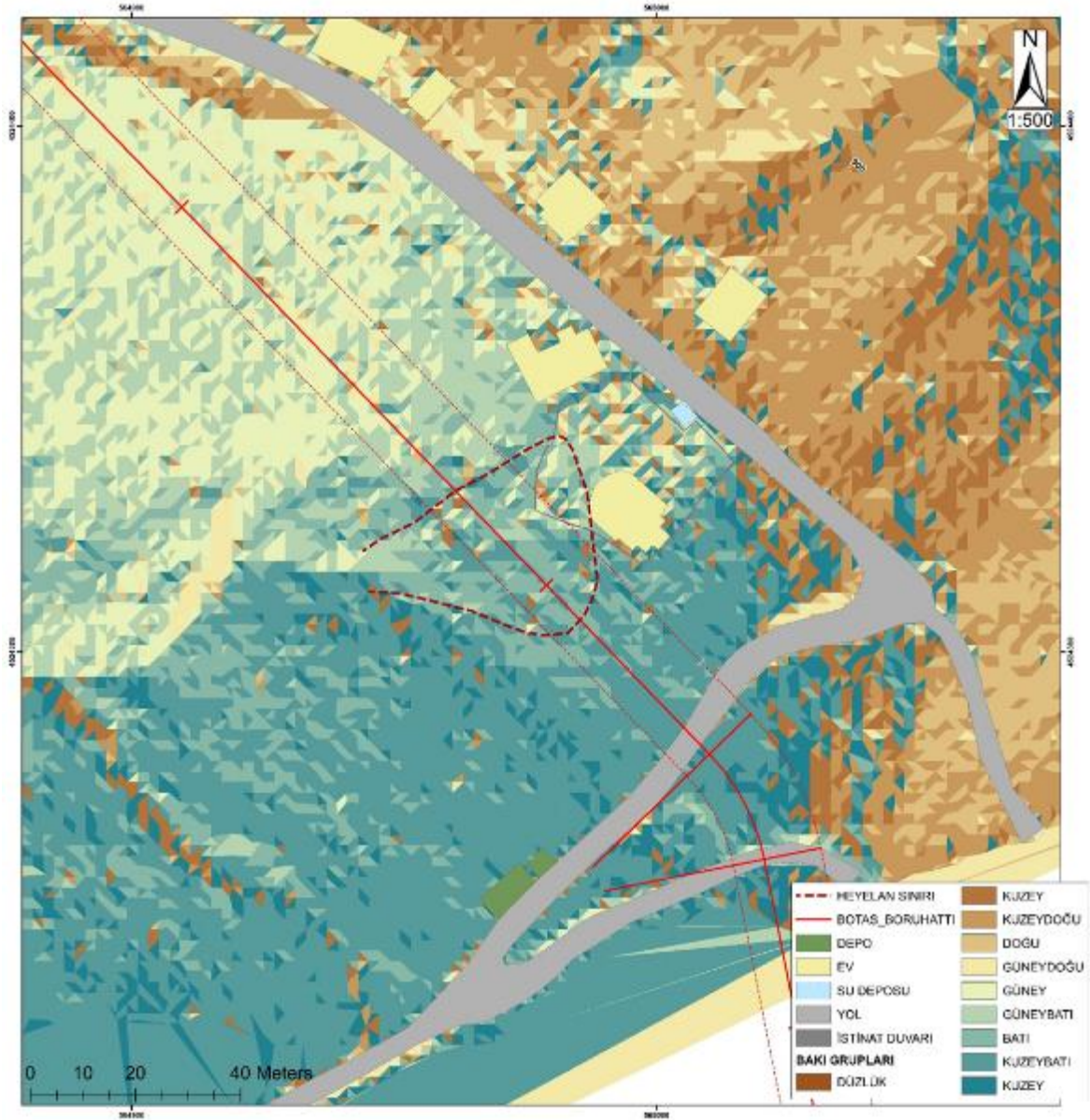


Şekil 32. Proje sahasının 1/25.000 ölçekli Trabzon G43-b4 paftası içerisindeki konumu

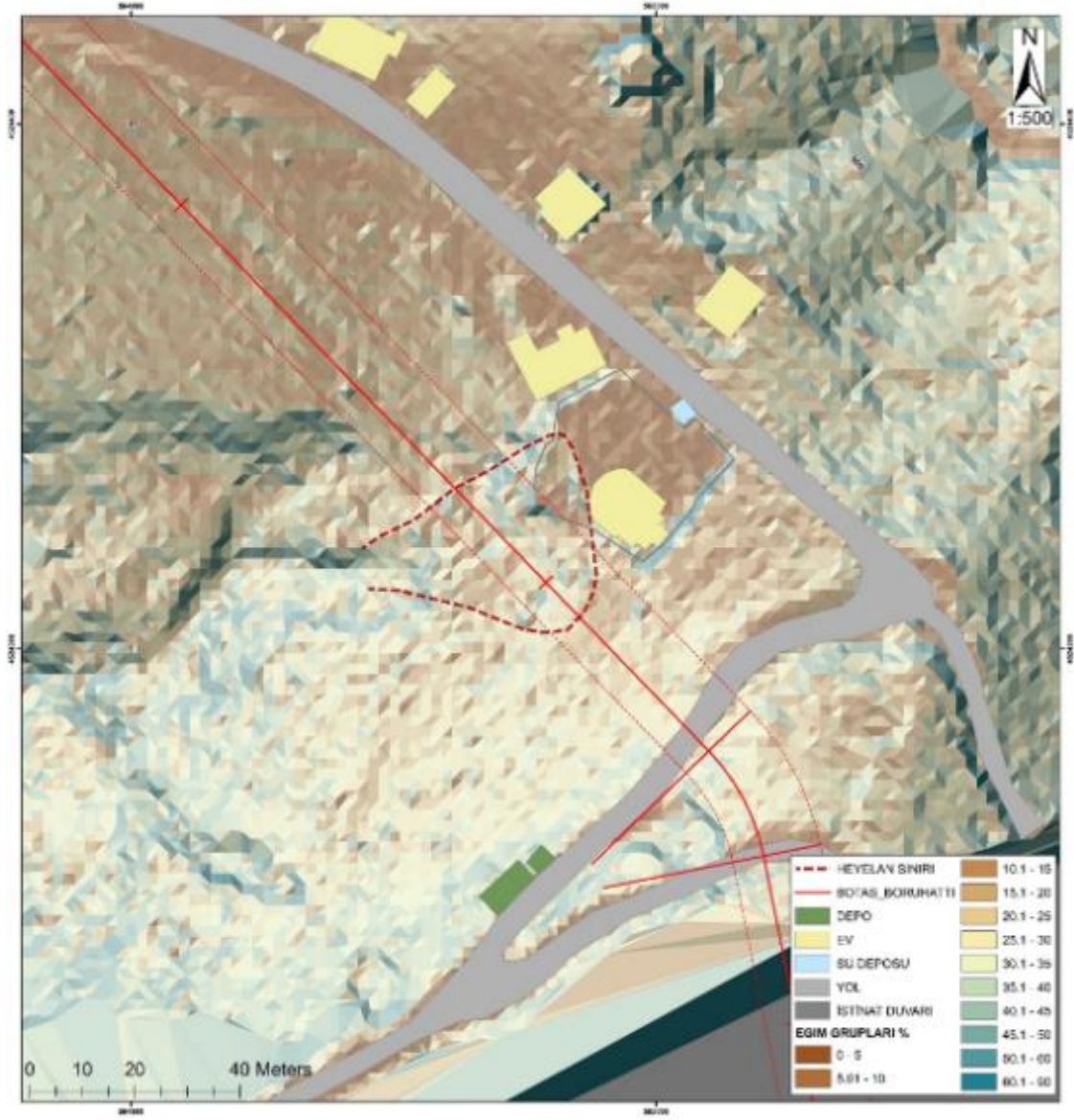
Şekil 33,34 ve 35’de gösterilmek üzere proje sahası ve çevresindeki eğim güney yönünde artış göstermektedir. Heyelan bölgesi, kuzeybatı-güneydoğu doğrultusunda yükselen bir sırt boyunca devam eden beton yolun batı tarafında yer almaktadır. Bu bölgede genel eğim batı-kuzeybatı yönünde olup, yolun doğu tarafında kuzey-kuzeydoğu yönünde değişmektedir. Heyelan olayları yolun batı yamacında gerçekleşmiştir.

Mevcut yol ve çevresindeki topografik özellikler incelendiğinde, eğim değerlerinin genellikle 10-15 derece arasında değiştiği gözlemlenmektedir. Ancak, yolun her iki tarafında ani bir yükselişle birlikte eğim değerleri 30-35 dereceye kadar çıkmaktadır. Heyelan bölgesinin üst kısımlarında eğim, 15-25 derece aralığında seyrederken, alt kısımlarda bu değerler ani bir artışla dar vadiler boyunca 40 dereceye kadar ulaşmaktadır. Bu durum, heyelan hareketinin doğu-batı yönünde geliştiğini göstermektedir. Eğim değişiklikleri, bölgedeki jeolojik yapının ve toprak dinamiklerinin etkilerini yansıtarak, heyelan riskinin artmasına zemin hazırlamaktadır.

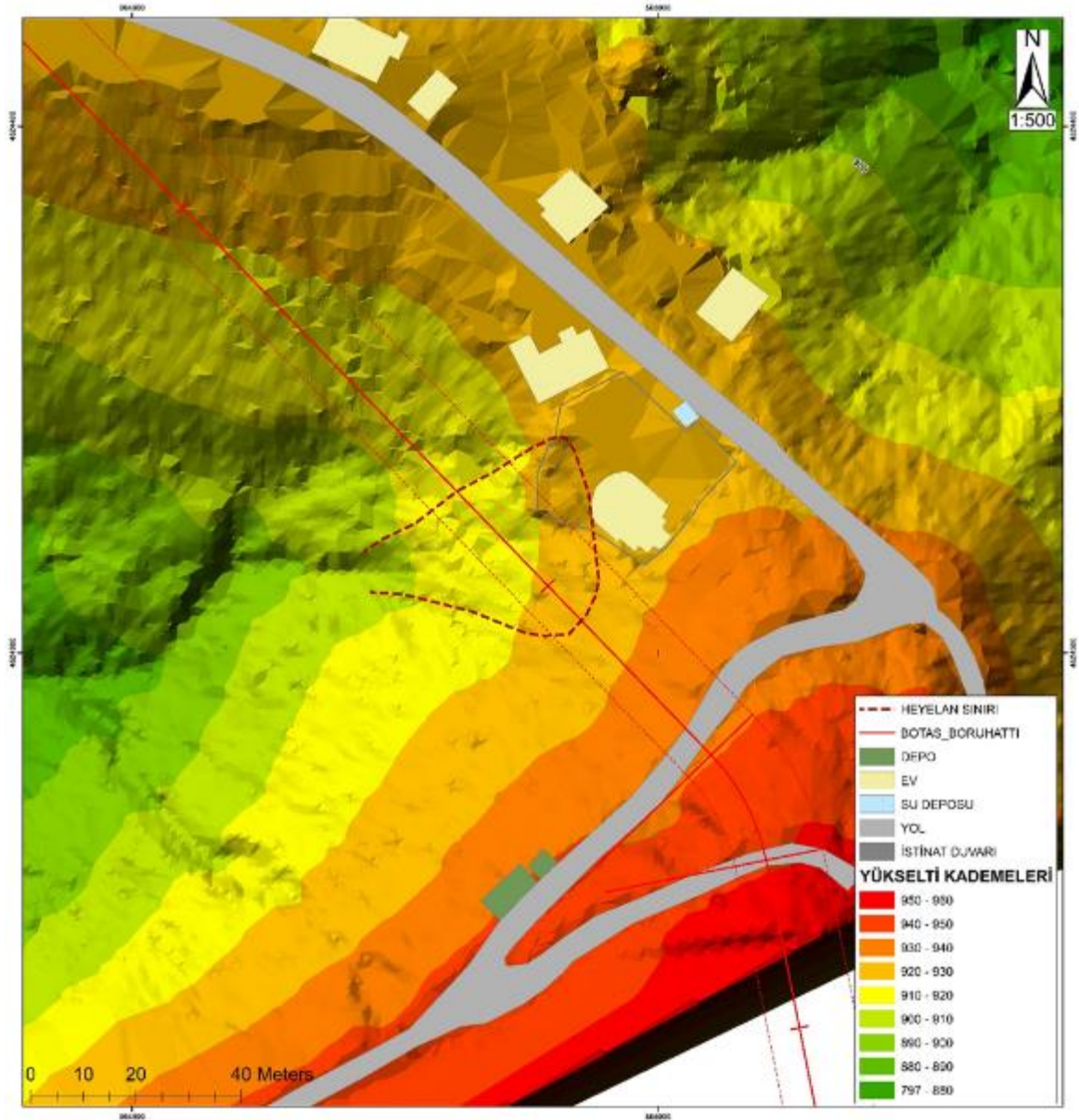
Bölgenin rakımı 850-900 metre arasında değişmekte olup, heyelan yaklaşık 920 metre kotlarında başlamıştır, güney kesiminde ise 940 metre kotlarında gerilme çatlakları gözlemlenmiştir.



Şekil 33. Heyelan sahasına ait bakı haritası



Şekil 34. Heyelan sahasına ait eğim haritası



Şekil 35. Proje sahasına ait yükseklik kademeleri haritası

2.3. Proje Sahası ve Yakın Çevresinin Heyelan Potansiyeli

Proje sahası ve çevresinin heyelan potansiyelini belirlemek için yapılan çalışmalarda, Google Earth uydu görüntülerinden geniş ölçüde faydalanılmıştır. 2010 yılında boru hattı için yapılan kazı işlemleri sonrasında ortaya çıkan hattın güzergâhı bu incelemelerin başlangıç noktasını oluşturmuştur (Şekil 36). 2014 yılına ait uydu görüntülerinde, bu boru hattının yaklaşık 10 metre batısında bir heyelan belirtisi tespit edilmiştir. Söz konusu alandan kazı yapılarak malzeme alınmasının ardından, üst kotta bulunan yolda küçük ölçekli

yenilmeler meydana gelmiştir. 2018 yılına ait uydu görüntüleri ise, boru hattının hemen batısında meydana gelen heyelanın kısmen yola doğru ilerlediğini ve aşırı yağışların etkisiyle boru hattının geçtiği beton yolda yüzeysel deformasyonların geliştiğini ortaya koymaktadır (Şekil 37). Bu durum, bölgenin heyelana karşı yüksek hassasiyet gösterdiğini ve heyelan oluşumuna katkıda bulunan zemin derinliğinin oldukça fazla olduğunu net bir şekilde ortaya koymaktadır.



Şekil 36. 2010 yılında boru hattı inşasının yapıldığı alanın Google Earth uydu görüntüsü (URL-4, 2024)



Şekil 37. 2014 yılı itibariyle boru hattının hemen batısında meydana gelen ve üst kottaki yolu etkileyen heyelanın Google Earth uydu görüntüsü (URL-2, 2024)

Meydana gelmiş olan heyelan olayı 17 Mayıs 2023 tarihinde gerçekleşmiştir. Üst kotta yer alan beton yolun altından geçen içme suyu hattının patlaması, suyun yer altına sızmasına yol açmış ve yaklaşık 25-30 metre aşağıda, kuru dere konumundaki bir vadiye yüzeye çıkmasına neden olmuştur. Bu durum, üst kotlardan itibaren gerilme çatlaklarının oluşmasına sebebiyet vermiştir. Hat boyunca doğu kesiminde, bina inşası sırasında yapılan dolgu malzemesinden başlanarak kuzey-güney doğrultusunda gelişen bir gerilme çatlak boyuncu batıya doğru dairesel bir kayma meydana gelmiştir. Topuktan sızan suyun etkisiyle birikme bölgesinde bulunan malzemenin su içeriği artmış ve bu nedenle malzeme vadi boyunca akış göstermiştir (Şekil 38).

Meydana gelene heyelan sonrasında su kaçağına neden olan boru hattı onarılmıştır. Onarım çalışmasının sonucunda gerilme çatlakları büyümüştür ve özellikle batı kesimindeki yüksek kotlarda yüzeysel deformasyonlar oluşmuştur.



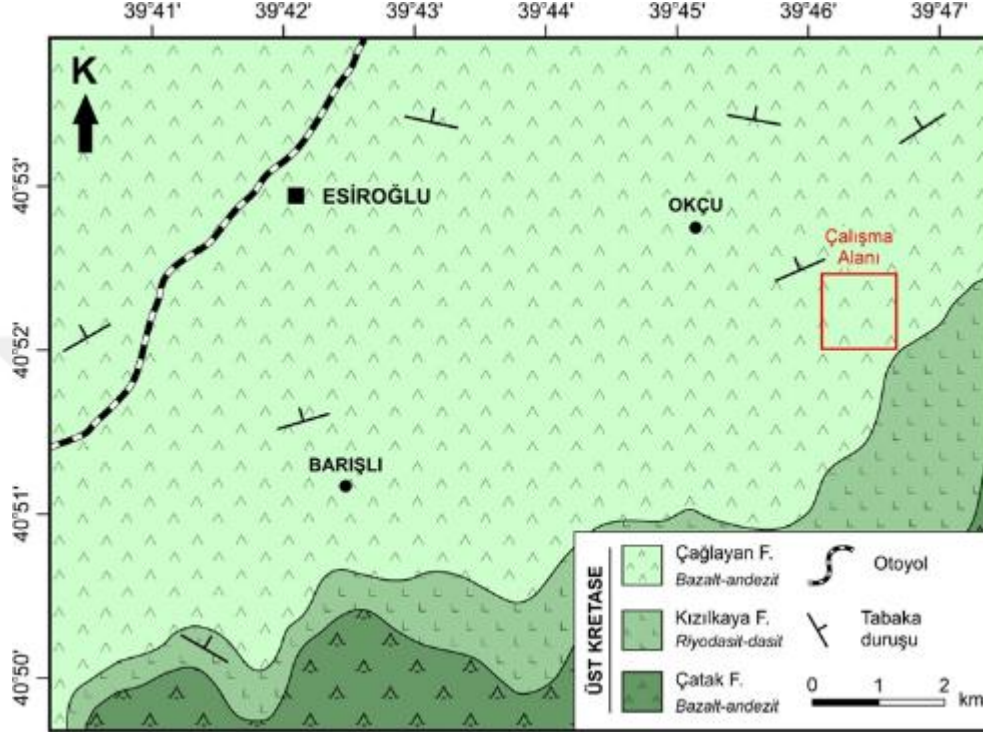
Şekil 38. 20-21 Mayıs 2023 tarihlerinde insansız hava aracı ile çekilmiş hava fotoğrafında 17.05.2023 tarihinde meydana gelen heyelanın konumu

2.4. Proje Sahası ve Çevresinin Jeolojisi

Proje sahası, Doğu Pontidler'in kuzey zonu içerisinde konumlanmaktadır. Çalışma alanı ve çevresindeki kayalar, litostratigrafik sınıflama ve adlama kurallarına (NACS, 1983) göre tanımlanmıştır. Bu kapsamda, proje sahası ve yakın çevresinde Üst Kretase yaşlı Kızılkaya, Çağlayan ve Çatak Formasyonlarının yüzeylendiği tespit edilmiştir (Şekil 39).

Proje sahası, Çağlayan Formasyonu içerisinde yer almaktadır ve bu birim ilk kez Güven (1993) tarafından tanımlanmıştır. Çalışma alanında, özellikle Esiroğlu Mahallesi civarında geniş yayılım gösteren birim, genel olarak kumtaşı, marn, killi kireçtaşı ara katkılı bazalt, andezit ve piroklastik kayalardan oluşmaktadır. Genellikle koyu renkli olan bu birim, yerel olarak kırıklı ve çatlaklı bir doku sergilemektedir. Kayalar arasında kloritleşme ve kalsitleşmenin yaygın olduğu, yer yer iyi gelişmiş yastık yapılarına rastlanmıştır. Fosil

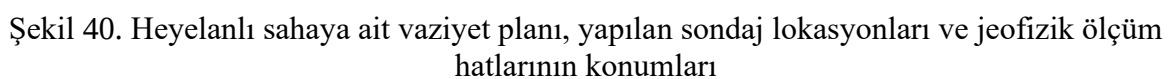
buluntularına dayanarak birimin yaşı Üst Kretase olarak belirlenmiştir (Güven, 1993). Proje sahası ve çevresinde yalnızca volkanik birimler yüzeylenmekte olup, tortul birimlere rastlanmamıştır.



Şekil 39. Proje sahası ve yakın çevresinin jeolojisi haritası (Güven, 1993)

2.5. Heyelan Islahına Yönelik Çalışmalar

Trabzon ili Ortahisar ilçesinde 17.05.2023 tarihinde meydana gelen heyelan sonrasında yeniden meydana gelebilecek olan heyelan riskinin minimuma indirilmesi amacıyla arazi ve laboratuvar çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda 2 noktada sondaj ve 5 farklı profile jeofizik çalışmaları gerçekleştirilmiştir (Şekil 40).



Çalışma alanında heyelan stabilitesi ve yapısal koruma önlemlerine yönelik bir uygulama projesi geliştirmek amacıyla, ilgili bakanlık tarafından akredite edilmiş bir kuruluşa ait iki farklı noktada sondaj çalışması gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalar, derinlikleri sırasıyla 30 ve 26 metre olan iki sondajın yapılması suretiyle yürütülmüştür. Yapılan sondaj çalışmaları Tablo 4’te verilmiştir.

Tablo 4. Heyelan alanı ve çevresinde yapılan sondajların ayrıntılarına dair bilgiler

Sondaj No	Koordinat (m)		Kot (m)	Derinlik (m)	Litoloji	Jeoteknik davranış
SK-1	564994	4524343	925	0.0-14.0 14.0-21.0 21.0-30.0	Silt, kil İleri derecede ayrılmış kaya Orta derecede ayrılmış kaya	Zemin Zemin-Kaya Kaya
SK-2	565002	4524271	939	0.0-4.0 4.0-26.0	İleri derecede ayrılmış kaya Orta derecede ayrılmış kaya	Zemin-Kaya Kaya

* Sondajlarda yeraltı suyu tablası ölçümü yapılmamıştır.

Heyelanın oluştuğu bölgenin 10 metre kuzeybatısında yapılan sondaj (SK-1) loglarının analizi, yaklaşık 14 metre kalınlığında bir zemin katmanı olduğunu göstermektedir. Bu zemin, genellikle yüksek plastisiteli kumlu siltli kil olarak tanımlanmıştır. Derinlik 14.0 ile 21.0 metre arasında olduğunda, düşük dayanımlı ve ileri derecede ayrılmış bir kaya kütlesi tespit edilmiştir. Bu aralıkta karot verimi %30 ile %50 arasında değişmekte olup, Kaya Kalitesi Belirleme İndeksi (RQD) %0 ile %10 arasında ölçülmüştür. Deere'in (1963) sınıflandırmasına göre, bu derinlikteki kaya "çok zayıf kaya" şeklinde tanımlanmıştır. 21-30 metre aralığında ise karot verimi %60 ile %100 arasında değişirken, RQD değerleri %24 ila %35 arasında saptanmıştır. Bu verilere göre, bu seviyedeki kaya kütlesi "zayıf kaya" olarak belirlenmiştir (Deere, 1964)

SK-2 sondajının sonuçlarına göre, heyelan bölgesinin üst kotlarında 26 metre derinliğe kadar kesintisiz zemin ile karşılaşmıştır. İlk 4 metrede elde edilen kaya örneklerinde RQD değeri %10'un altında olduğu için bu bölüm "çok zayıf kaya" olarak sınıflandırılmıştır. 4.0 ile 26.0 metre arasında ise elde edilen toplam karot verimi %70 ile %100 arasında değişiklik gösterirken, RQD değerleri %30 ile %82 arasında bulunmuştur. Bu verilere dayanarak, kaya kütlesi "zayıf kaya"dan "iyi kaya"ya kadar bir skalada değerlendirilmiştir (Deere, 1964)).

2.7. Geoteknik Tasarım ve Kullanılan Zemin Parametreleri

Önceki bölümlerde belirtildiği üzere şev üzerinde yapılan çalışmalar neticesinde arazide üç tabaka olduğu ve yer altı su seviyesinin 3m derinlikte olduğu belirlenmiştir. Tablo 5'te şev stabilite analizlerinde kullanılan girdi parametreleri özetlenmiştir.

Tablo 5. Şev stabilite analizlerinde kullanılan girdi parametreleri

Derinlik (m)	Litoloji	Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Kohezyon (kPa)	İçsel Sürtünme Açısı	Veri eldesi
0-14	Zemin	18	28	10	Laboratuvar ve arazi deneyleri
14-21	İleri derecede ayrılmış kaya	20	700	27	Hoek-Brown yenilme kriteri
21-30	Orta derecede ayrılmış kaya	22	2600	33	Hoek-Brown yenilme kriteri

* Deprem ivmesi 0.13g olarak alınmıştır

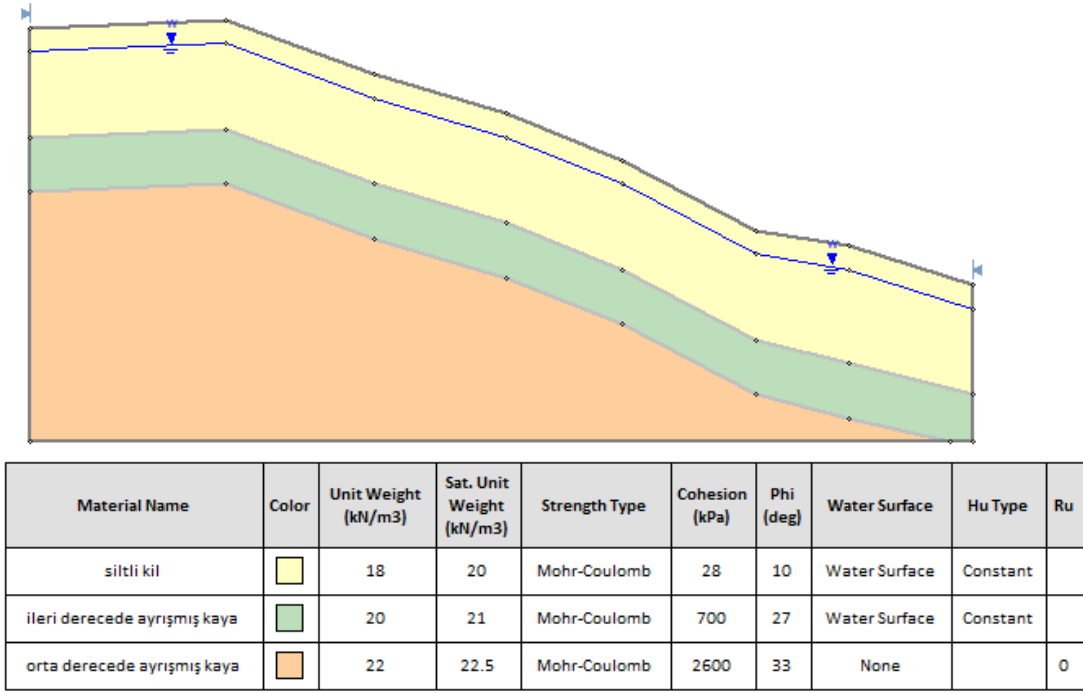
** Stabilite analizlerinde Mohr-Coulomb kırılma kriteri kullanılmıştır.

*** YSS derinliği 3 m olarak alınmıştır.

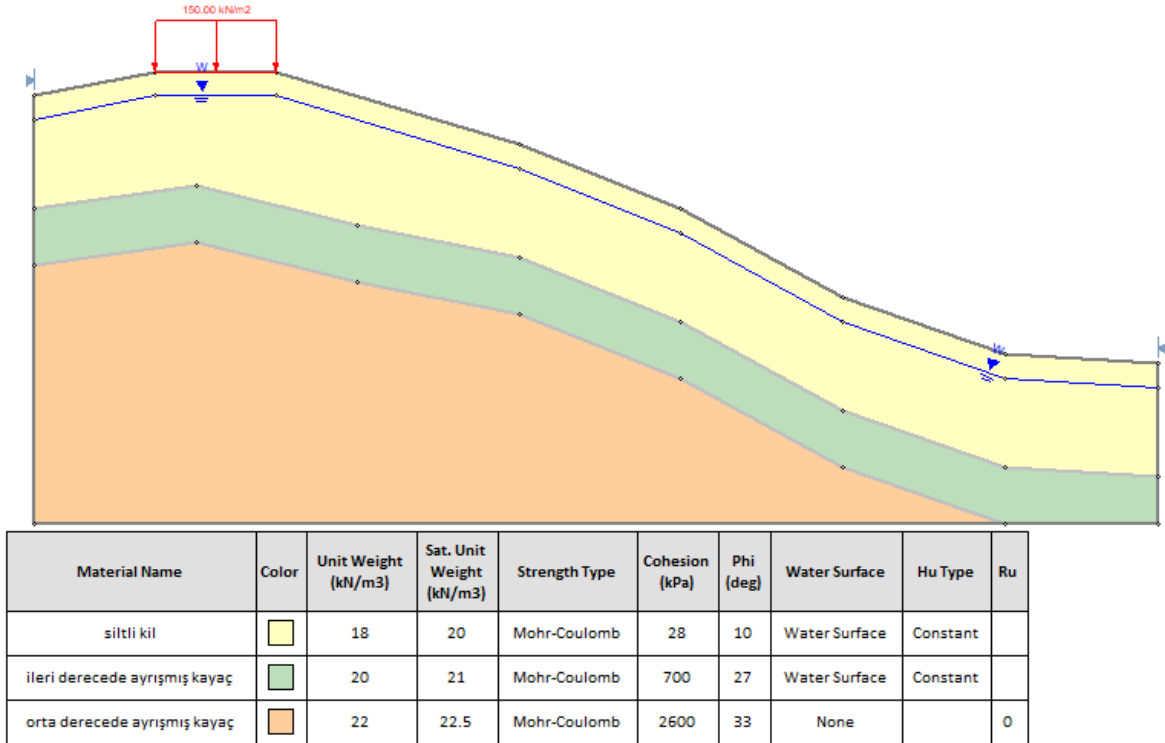
Bu çalışma kapsamında, ilk aşamada mevcut durumun deprem etkisi göz önünde bulundurulmadan şev stabilite analizleri gerçekleştirilmiştir. Ardından, deprem koşulları dikkate alınarak analizler yeniden yapılmıştır.

2.8. Şev Stabilitesi İçin Yapılan Limit Denge Analizleri

Çalışma kapsamında, Şekil 41’de vaziyet planı sunulmuş olup, bu planda kesikli kırmızıçizgi ile belirtilen bölgede heyelan meydana gelmiştir ve bu bölgenin altında bir boru hattı bulunmaktadır. Heyelanların önlenmesi boru hattının zarar görmemesi adına önemlidir. Boru hattı sürekli kırmızıçizgi ile gösterilmektedir. Heyelanın etkilediği bölge doğrultusunda, en uygun kesiti belirlemek amacıyla bir değerlendirme yapılmıştır. Bu değerlendirme sonucunda A-A ve B-B doğrultularında iki kesit belirlenmiş ve bunlar Şekil 41’de gösterilmiştir. Seçilen bu iki kesit üzerinde şev stabilite analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizler hem depremsiz hem de depremlı durum için yapılmıştır. Analizler SLIDE programı kullanılarak limit denge analizi gerçekleştirilmiştir. Sonrasında belirlenen nihai stabilite çözümü için PLAXIS paket programı kullanılarak sonlu elemanlar analizi yöntemi ile analiz tekrarlanmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.



Şekil 42. Şev stabilite analizlerinde kullanılan zemin girdi parametreleri, zemin topoğrafyası ve derinliğe bağlı litolojik değişim

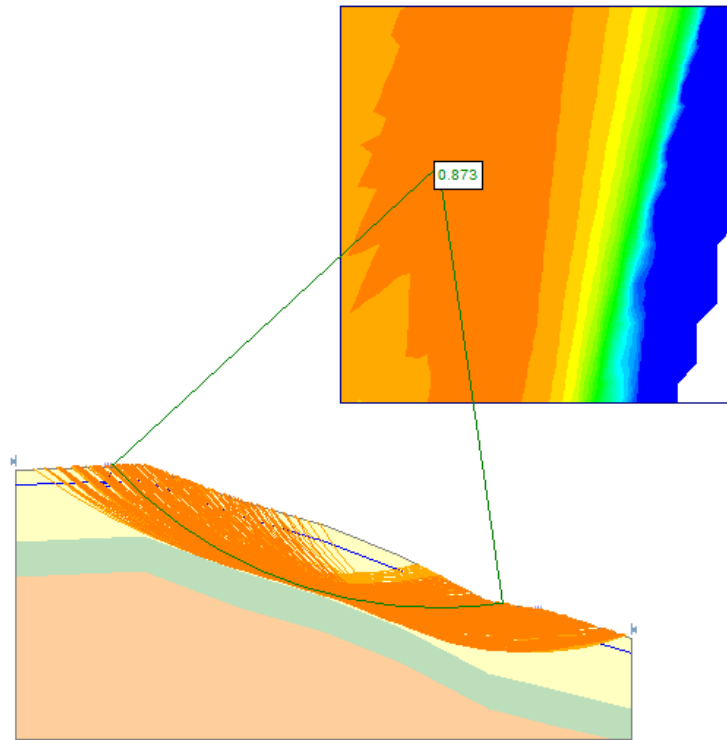


Şekil 43. Şev stabilite analizlerinde kullanılan zemin girdi parametreleri, zemin topoğrafyası ve derinliğe bağlı litolojik değişim (B-B kesiti)

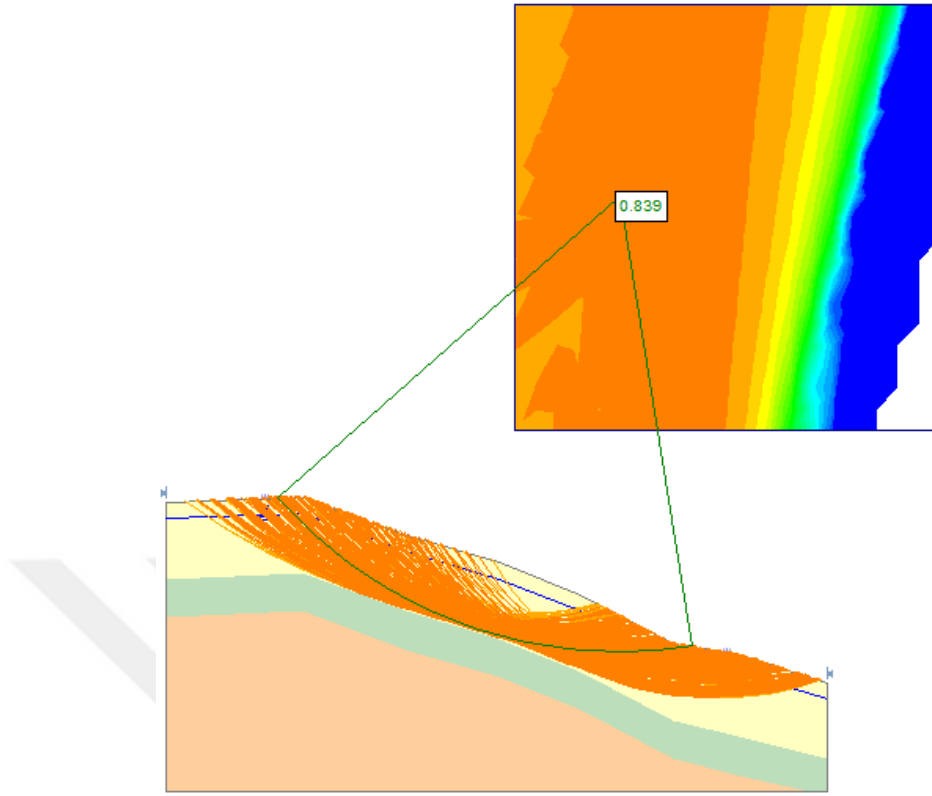
A-A kesitinde deprem durumu göz önüne alınmadan yapılmış olan mevcut durum analizleri Şekil 44 ve Şekil 45’de görülmektedir. Güvenlik sayısı Basitleştirilmiş Bishop yöntemine göre 0.873 ve Basitleştirilmiş Janbu yöntemine göre 0.839 olarak bulunmuştur. Bu güvenlik sayıları Türk Standartları TS 8853’e göre Tablo 6’da elirltilmiş olan güvenliis sayısı değeriini karşılamamaktadır.

Tablo 6. Yamaç ve şevlerde güvenlik sayıları (TS 8853, 1991)

Şart	Güvenlik sayısı		
	Toplam Gerilme	Efektif Gerilme	Deprem
Dolgularda yapım sonu	1.50	-	-
Yarmalar	1.50	1.25	1.0
Barajda sızıntı	1.50	1.25	-
Barajda ani su düşmesi	1.50	1.10	-
Laboratuvar maksimum direnç parametreleri kullanımı (peak) ile	1.50	1.35	1.0
Kalıcı dirence göre	-	1.20	1.0
Uzun vadede duraylık	-	1.20	-
Yamaç üzerinde yapı bulunması	1.80	1.50	1.2
Fisürlü killler	-	1.50	-

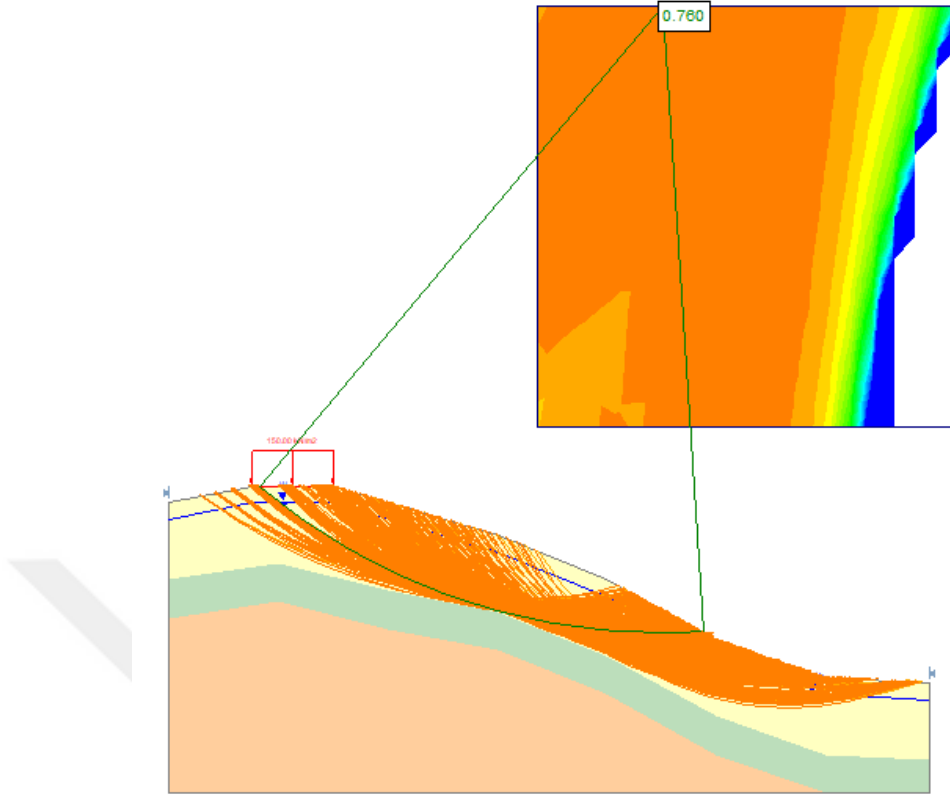


Şekil 44. Bishop’a göre doğal durum sev stabilitesi güvenlik sayısı (A-A kesiti)

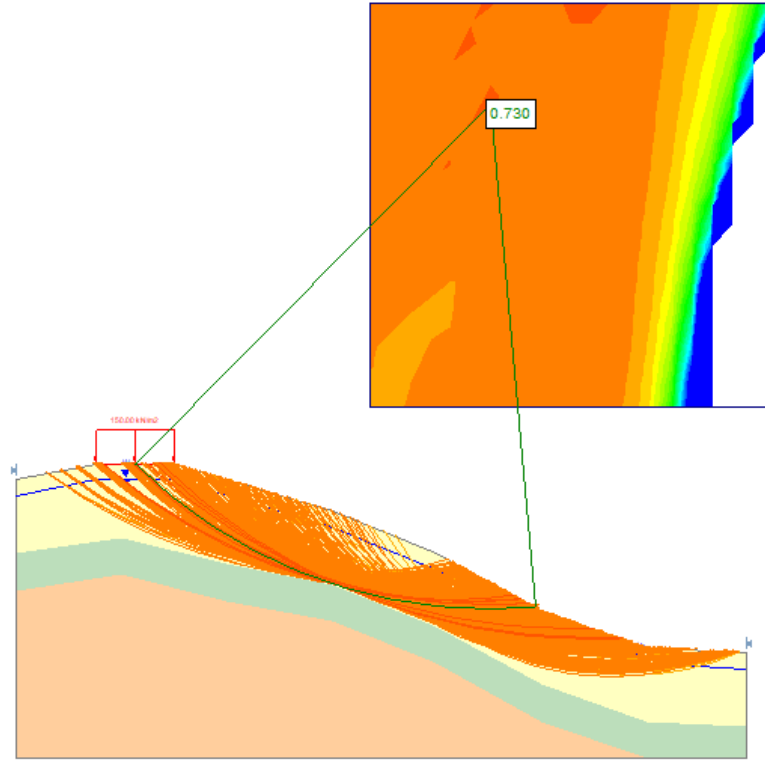


Şekil 45. Janbu'ya göre doğal durum şev stabilitesi güvenlik sayısı (A-A kesiti)

B-B kesitinde gerçekleştirilen depremsiz doğal durum analizleri Şekil 46 ve Şekil 47'de görülmektedir. Bishop'a göre yapılan analiz sonucunda güvenlik sayısı 0.760, Janbu'ya göre yapılan analiz sonucunda ise güvenlik sayısı 0.730 çıkmıştır. Bu güvenlik sayıları beklenen değeri sağlamadığından yamaç yenilme riski taşımaktadır.

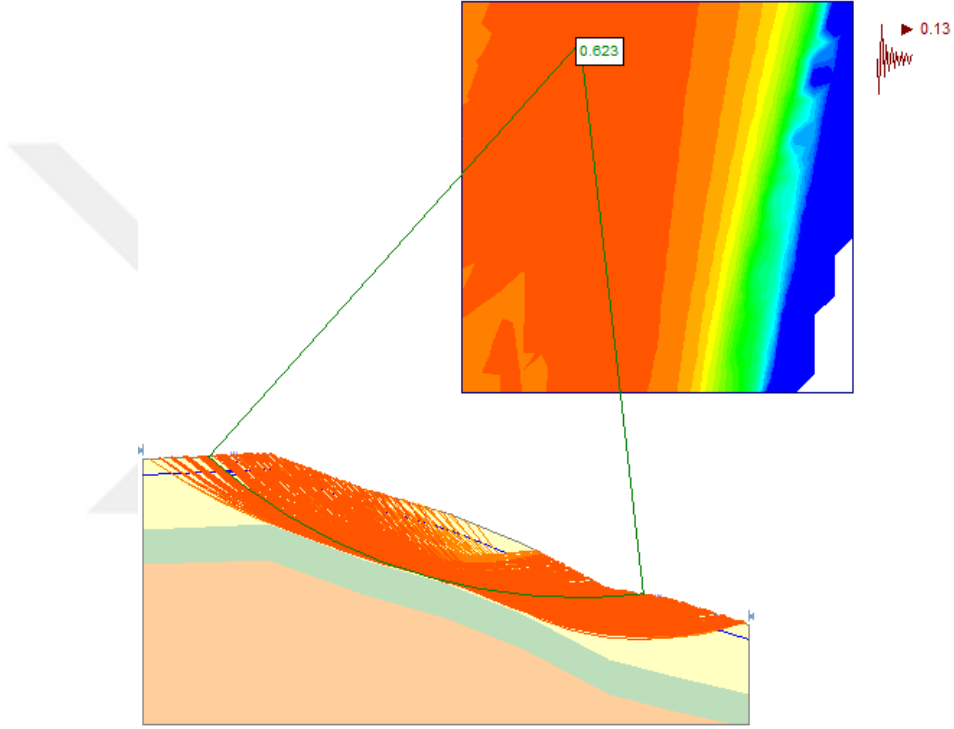


Şekil 46. Bishop'a göre doğal durum sev stabilitesi güvenlik sayısı (B-B kesiti)

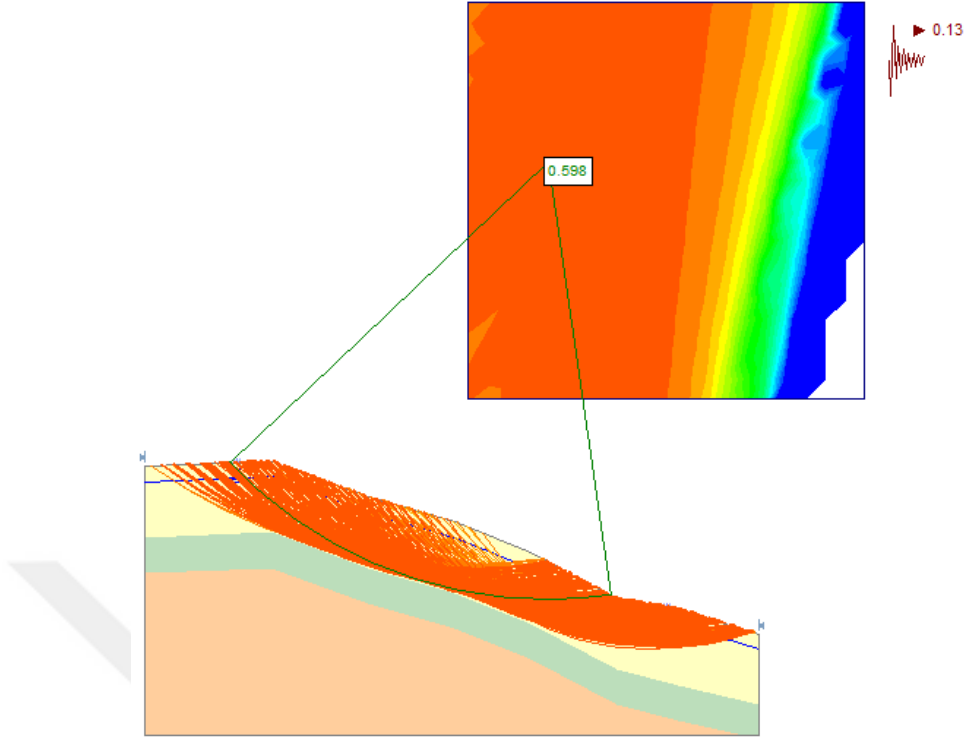


Şekil 47. Janbu'ya göre doğal durum sev stabilitesi güvenlik sayısı (B-B kesiti)

Şekil 48 ve Şekil 49’da A-A kesiti için depremli durum altında Basitleştirilmiş Bishop ve Basitleştirilmiş Janbu yöntemlerine göre limit denge analizleri gerçekleştirilmiştir. Basitleştirilmiş Bishop’a göre güvenlik sayısı 0.623, Basitleştirilmiş Janbu’ya göre 0.598 bulunmuştur. Gerçekleştirilen analizler sonucunda elde edilen güvenlik sayılarının Türk Standartları TS 8853’de belirtilmiş sınır güvenlik sayısı olan 1.2 değerinin altında kalarak yenilme riski taşıdığı gözlemlenmiştir.

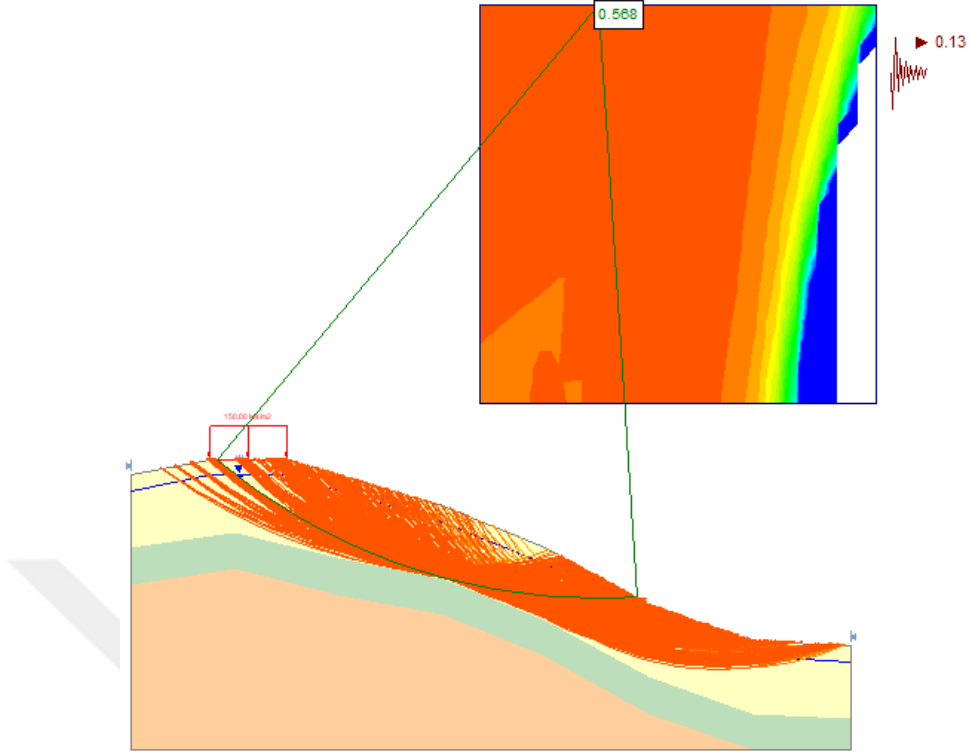


Şekil 48. Bishop’a göre depremli durumda doğal durum güvenlik sayısı (A-A kesiti)

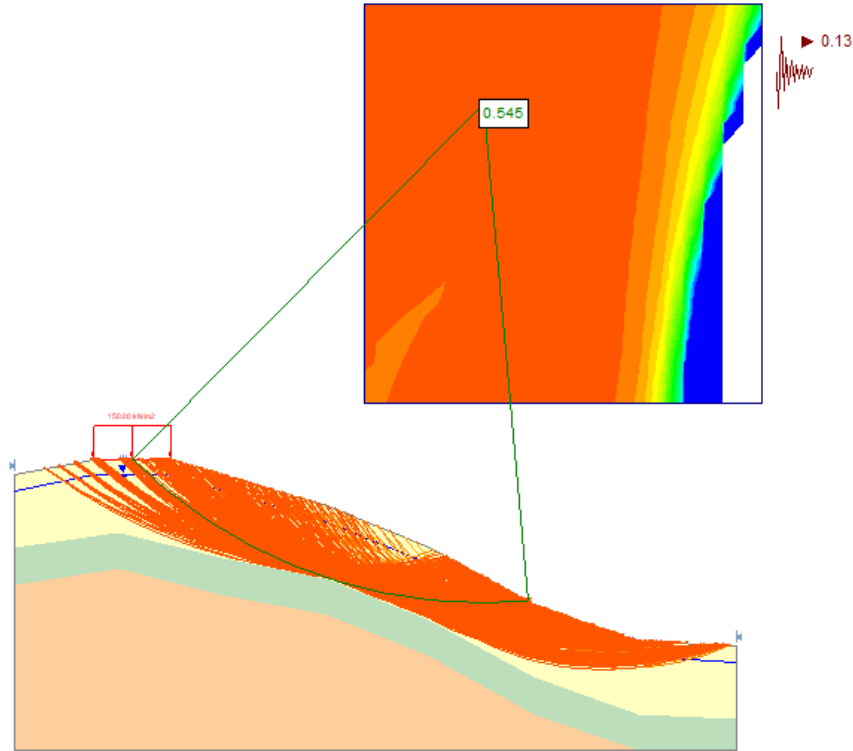


Şekil 49. Janbu'ya göre depremli durumda doğal durum güvenlik sayısı (A-A kesiti)

B-B kesiti için depremli durum altında Basitleştirilmiş Bishop ve Basitleştirilmiş Janbu yöntemlerine göre limit denge analizleri gerçekleştirilmiştir. Basitleştirilmiş Bishop'a göre güvenlik sayısı 0.568 (Şekil 50), Basitleştirilmiş Janbu'ya göre 0.545 (Şekil 51) bulunmuştur. Gerçekleştirilen analizler sonucunda elde edilen güvenlik sayılarının Türk Standartları TS 8853'de belirtilmiş sınır güvenlik sayısı olan 1.0 değerinin altında kalarak yenilme riski taşıdığı gözlemlenmiştir.



Şekil 50. Bishop'a göre depremli durumda doğal durum güvenlik sayısı (B-B kesiti)



Şekil 51. Janbu'ya göre depremli durumda doğal durum güvenlik sayısı (B-B kesiti)

Tablo 7’de belirlenen iki farklı kesit (A-A ve B-B) için yapılan depremli ve depremsiz limit denge analizlerinin sonuçlarını sunmaktadır. Analizler Bishop ve Janbu yöntemleri kullanılarak gerçekleştirilmiş ve her iki yöntem için de güvenlik sayıları hesaplanmıştır.

Doğal (depremsiz) durumda, A-A kesiti için Bishop yöntemine göre güvenlik sayısı 0.873, Janbu yöntemine göre ise 0.839 olarak elde edilmiştir. B-B kesitinde ise her iki yöntemde de güvenlik sayılarının nispeten daha düşük olduğu, Bishop için 0.760, Janbu için ise 0.730 olduğu görülmektedir.

Depremli durumda ise her iki kesitte de güvenlik sayılarında belirgin bir azalma söz konusudur. A-A kesiti için Bishop yöntemiyle güvenlik sayısı 0.623'e, Janbu yöntemiyle 0.598'e düşmüştür. B-B kesitinde ise bu değerler sırasıyla 0.568 ve 0.545 olarak hesaplanmıştır.

Genel olarak, depremli durumda her iki yöntemle yapılan analizlerde güvenlik sayılarının belirgin şekilde azaldığı ve stabilitenin zayıfladığı görülmektedir. Hem A-A hem de B-B kesitlerinde, Bishop ve Janbu yöntemleri benzer sonuçlar vermiş, ancak deprem etkisinin her iki kesitte de güvenlik seviyesini olumsuz yönde etkilediği açıkça ortaya konmuştur.

Tablo 7. Doğal ve depremli durumda A-A ve B-B kesitleri için güvenlik sayıları

Durum	Yöntem	A-A kesiti	B-B kesiti
Doğal durum	Bishop	0.873	0.760
	Janbu	0.839	0.730
Depremli durum	Bishop	0.623	0.568
	Janbu	0.598	0.545

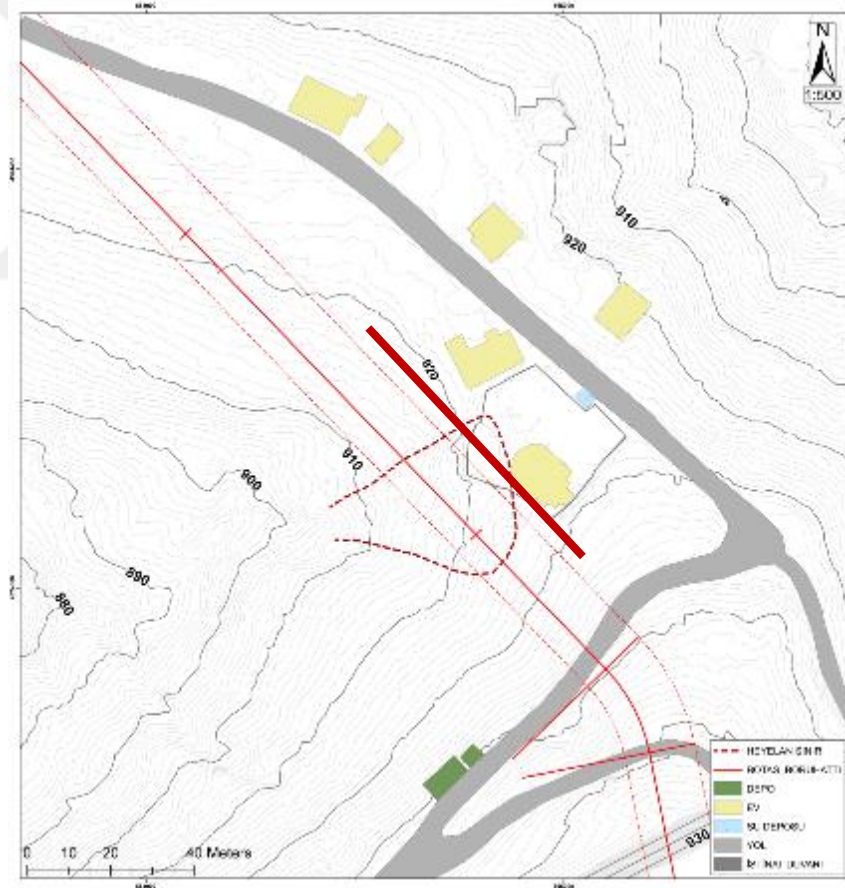
2.9. Fore Kazık İmalatı

Stabilite analizlerinde SLIDE programı kullanılarak Bishop ve Janbu yöntemlerine göre limit denge hesaplamaları yapılmıştır. Analizler hem doğal (depremsiz) hem de depremli durumlar için gerçekleştirilmiş ve her iki durumda da güvenlik sayılarının, beklenen stabilite kriterlerinin altında kaldığı görülmüştür (Tablo 7). Bu bulgu, bölgenin mevcut haliyle ciddi bir heyelan riski taşıdığını ve iyileştirme çalışmalarının gerekli olduğunu ortaya koymuştur.

İlk olarak, şevde kademelendirme gibi geleneksel iyileştirme yöntemleri değerlendirilmiş olsa da bölgeden geçen boru hattı bu yöntemin uygulanmasını

kısıtlamaktadır. Boru hattı yüzeye oldukça yakın olduğundan kademelendirme çalışması boru hattının zemin yüzeyine çıkmasına sebep olduğu anlaşılmaktadır. Kademelendirme işleminin boru hattına zarar verebileceği ve operasyonel riskler doğurabileceği göz önüne alındığında, en uygun çözüm olarak fore kazık imalatı öne çıkmıştır.

Fore kazıkların uygulanmasına, boru hattının üst tarafında yer alacak şekilde karar verilmiştir (Şekil 52). Fore kazıkların boyları ve yerleşim aralıkları, stabilite üzerindeki etkilerini incelemek amacıyla farklı kombinasyonlarda düzenlenmiş ve yine Bishop ve Janbu yöntemleriyle yapılan limit denge analizleriyle değerlendirilmiştir. Bu analizlerin sonuçları karşılaştırılarak, en etkili fore kazık yerleşimi ve boyutlandırılması belirlenecektir. İlerleyen aşamalarda, fore kazıkların stabiliteye katkıları analiz edilerek, elde edilen sonuçlar doğrultusunda nihai çözüm önerisi sunulacaktır.



Şekil 52. Heyelanlı sahada önerilen fore kazık hattı (koyu kırmızı renkli hat)

Bu çalışma kapsamında, depremsiz durumda belirlenen hat için A-A ve B-B kesitlerinde stabilite analizleri gerçekleştirilmiştir. İlk aşamada, hem A-A kesitinde hem de

B-B kesitinde fore kazık boyu 20 metre ve aralığı 1.5 metre olacak şekilde tasarlanmış, bu parametreler doğrultusunda limit denge analizleri yapılmıştır.

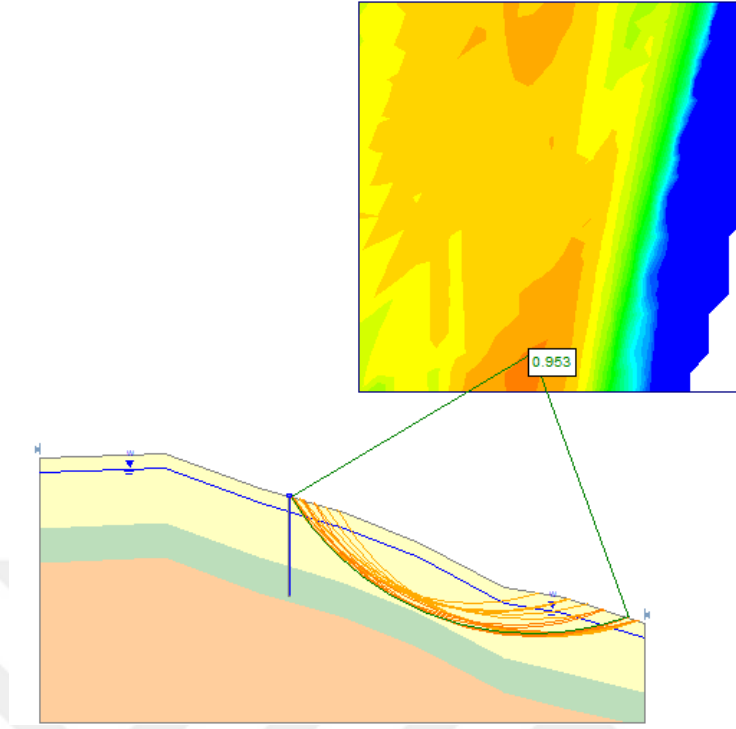
A-A kesitinde SLIDE programı kullanılarak gerçekleştirilen analizlerde Bishop yöntemine göre güvenlik sayısı 0.953 (Şekil 53), Janbu yöntemine göre ise 0.888 (Şekil 54) olarak hesaplanmıştır. Her iki yöntemde de güvenlik sayısında bir artış gözlemlenmiş olmasına rağmen, değerlerin halen beklenen güvenlik seviyesinin altında kaldığı tespit edilmiştir.

Benzer şekilde, B-B kesitinde depremsiz koşullarda yapılan analizlerde, Bishop yöntemine göre güvenlik sayısı 0.826 (Şekil 55), Janbu yöntemine göre ise 0.772 (Şekil 56) olarak elde edilmiştir. Bu kesitte de, fore kazık uygulaması sonrasında güvenlik sayısında bir iyileşme kaydedilmiştir. Ancak, bu artışlar Türk Standartları TS 8853'e göre belirlenmiş sınır güvenlik seviyesine ulaşmak için yeterli değildir.

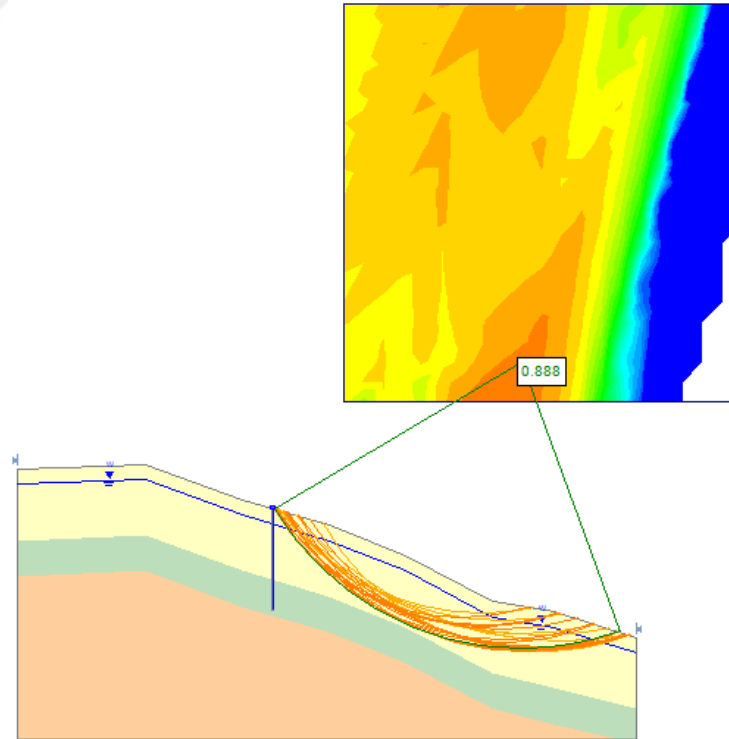
Analiz sonuçlarının detaylı incelenmesi sonucu A-A kesitinde kayma dairelerinin fore kazıkların bulunduğu yerin devamındaki eğimde meydana geldiğini göstermektedir. Bu bulgu, fore kazık uygulamasının, yerleştirildiği bölgede stabiliteyi artırmada etkili olduğunu ortaya koymaktadır. Ancak, fore kazıkların bulunduğu seviyenin altındaki daha derin kotlarda kayma potansiyelinin halen yüksek olduğu görülmektedir. Bu durum, bölgedeki stabiliteyi tam anlamıyla sağlamak için ikinci bir fore kazık sırasının eklenmesi gerektiğini açıkça göstermektedir.

Analiz sonuçlarına göre, B-B kesitinde kayma dairelerinin fore kazığın üstünden geçtiği tespit edilmiştir. Bu durum, fore kazığın bulunduğu yere kadar olan etkisinin yetersiz kaldığını ve kesitteki stabiliteyi tam anlamıyla sağlayamadığını göstermektedir.

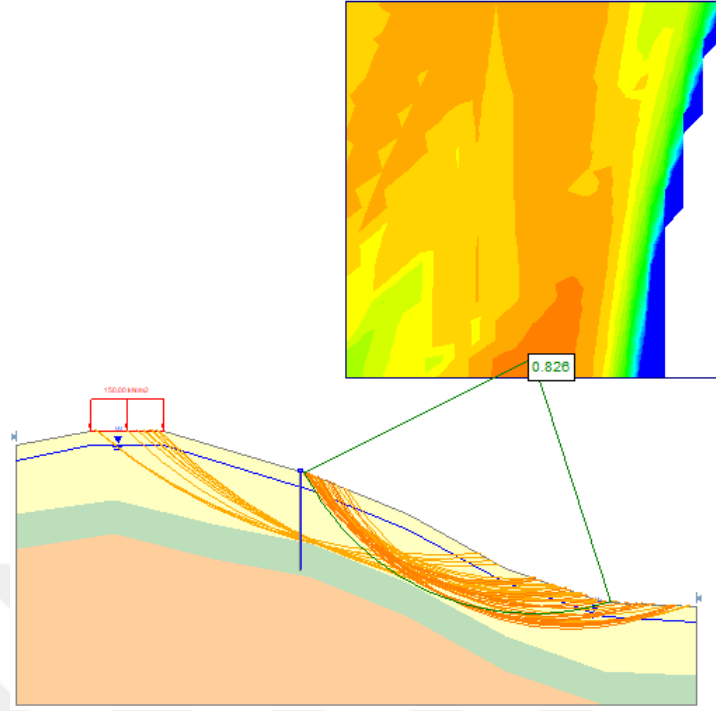
Sonuç olarak, ilk fore kazık uygulaması stabiliteyi belirli nispeten iyileştirse de, şevde derin seviyelerdeki kayma riskini tamamen ortadan kaldırmak için ilave iyileştirme çalışmaları yapılmalıdır. İkinci bir fore kazığın uygulanması, bu riski minimize etmek için gerekli görülmektedir.



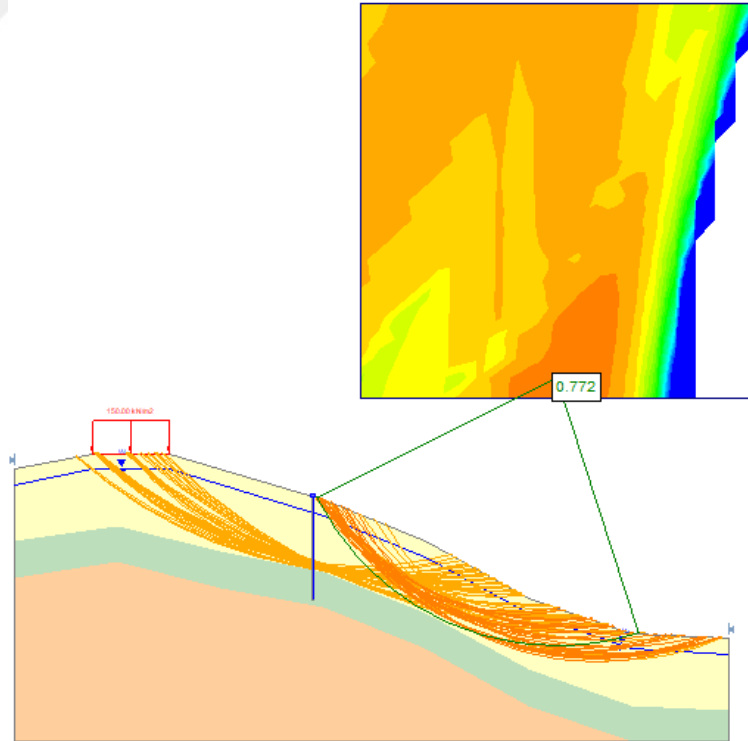
Şekil 53. Bishop'a göre 20 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 54. Janbu'ya göre 20 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



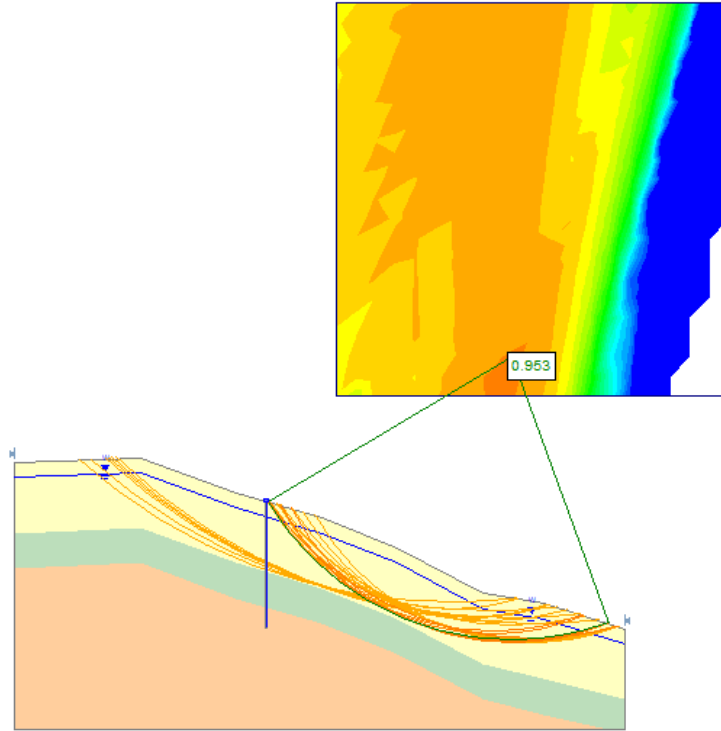
Şekil 55. Bishop'a göre 20 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)



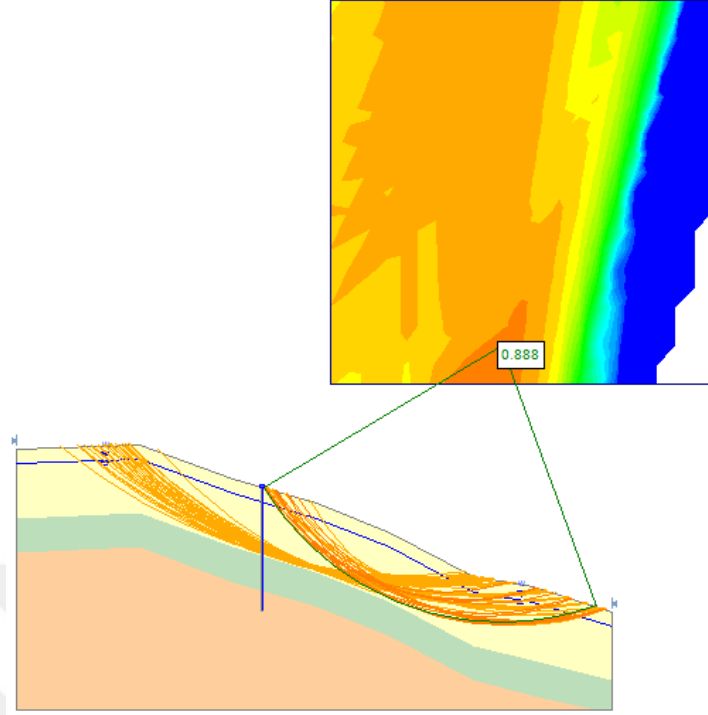
Şekil 56. Janbu'ya göre 20 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

İkinci sıra fore kazıkların eklenmesinden önce, fore kazıkların en alttaki sağlam tabakaya ulaşmasını sağlamak amacıyla boylarının 20 metreden 25 metreye çıkarılması planlanmıştır. Ancak, bu değişikliğin güvenlik sayıları üzerinde belirgin bir etki yaratmayacağı öngörülmektedir, zira mevcut kayma dairelerinin en alt tabakadan geçmediği tespit edilmiştir. Bununla birlikte, kazıklar arasındaki mesafenin güvenlik sayısına etkisinin değerlendirilmesi amacıyla, aralık önce 1.8 metreye, ardından tekrar 1.5 metreye çekilerek stabilite üzerindeki etkisi gözlemlenmesi hedeflenmiştir.

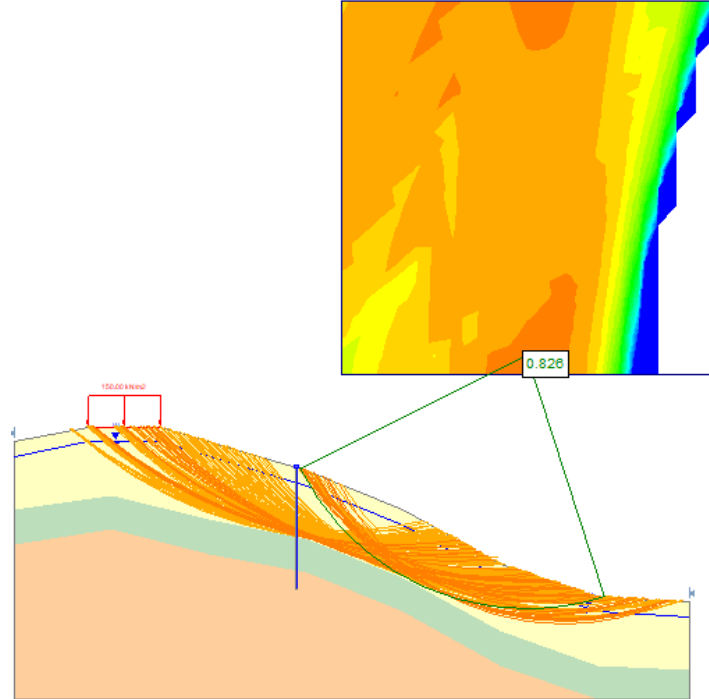
Başlangıçta, her iki kesit için 25 metre boyunda ve 1.8 metre aralıklı fore kazıklar tanımlanmış, ancak bu düzenlemelere rağmen güvenlik sayılarında değişiklik gözlemlenmemiştir. A-A kesitinde güvenlik sayısı Basitleştirilmiş Bishop yöntemiyle 0.953 (Şekil 57), Janbu yöntemiyle 0.888 (Şekil 58); B-B kesitinde ise güvenlik sayıları Bishop yöntemiyle 0.826 (Şekil 59), Janbu yöntemiyle 0.772 (Şekil 60) olarak hesaplanmıştır. Analizlerin detaylı incelenmesi sonucunda, kazık boyunun uzatılmasının etkisiz kaldığı, aralığın artırılmasının ise kayma dairelerinde artışa neden olduğu ve dolayısıyla kazıkların stabilite performansını istenen seviyede arttıramadığı sonucuna varılmıştır.



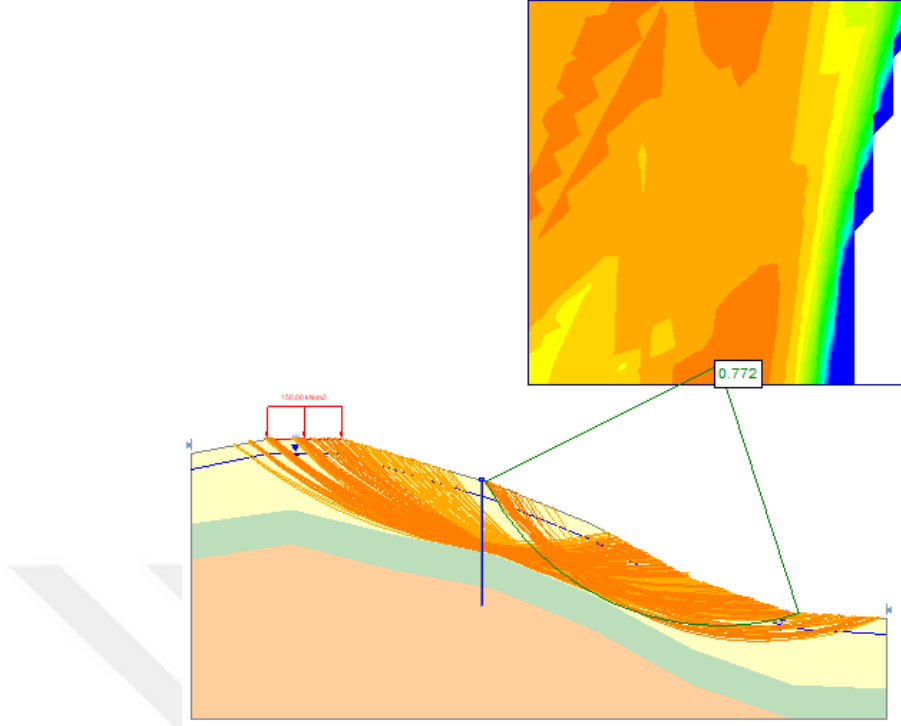
Şekil 57. Bishop'a göre 25 m boyunda ve 1.8 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 58. Janbu'ya göre 25 m boyunda ve 1.8 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 59. Bishop'a göre 25 m boyunda ve 1.8 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

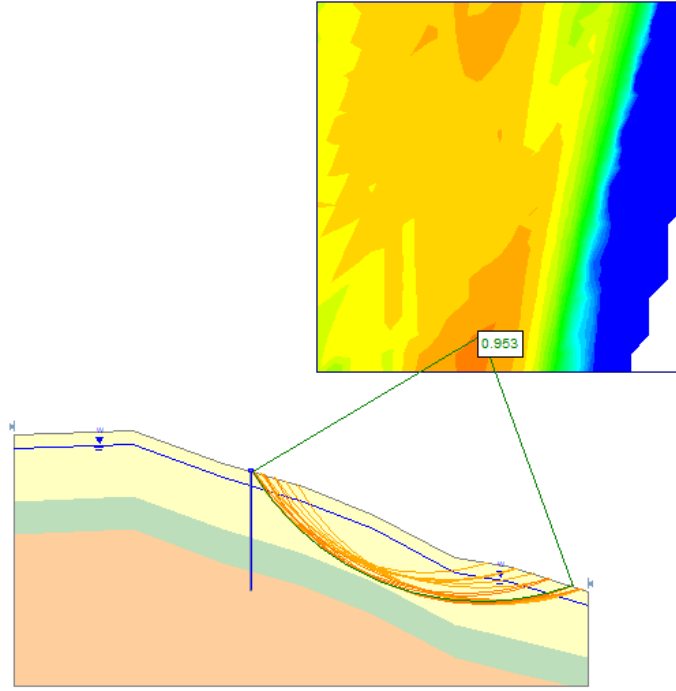


Şekil 60. Janbu'ya göre 25 m boyunda ve 1.8 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

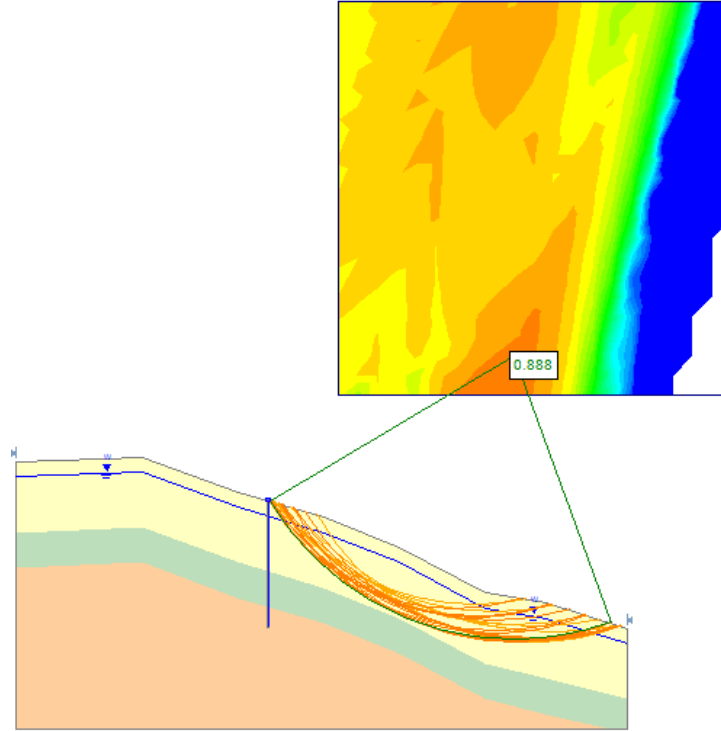
Önceki analizlerde fore kazık boylarının 20 metreden 25 metreye çıkarılması ve aralıkların 1.8 metre olarak belirlenmesinin güvenlik sayıları üzerinde bir etkisi olmadığı tespit edilmiştir. Ancak, bu değişiklikler kayma dairelerinde artışa neden olmuştur. Bu durum göz önünde bulundurularak, kazık boyları sabit tutulmuş ve kazık aralıkları 1.8 metreden 1.5 metreye düşürülerek analizler tekrarlanmıştır.

Yapılan bu yeni analizler sonucunda, hem A-A hem de B-B kesitlerinde güvenlik sayılarında herhangi bir değişiklik olmadığı fark edilmiştir. Ancak, kayma dairelerinin yoğunluğunda nispeten bir azalma gözlemlenmiştir. A-A kesitinde, fore kazıkların etkilediği alanlarda kayma dairesi görülmezken (Şekil 61 ve Şekil 62), B-B kesitinde fore kazıkların etkili olduğu bölgelerde dahi kayma dairelerinin varlığı devam etmiştir (Şekil 63 ve Şekil 64).

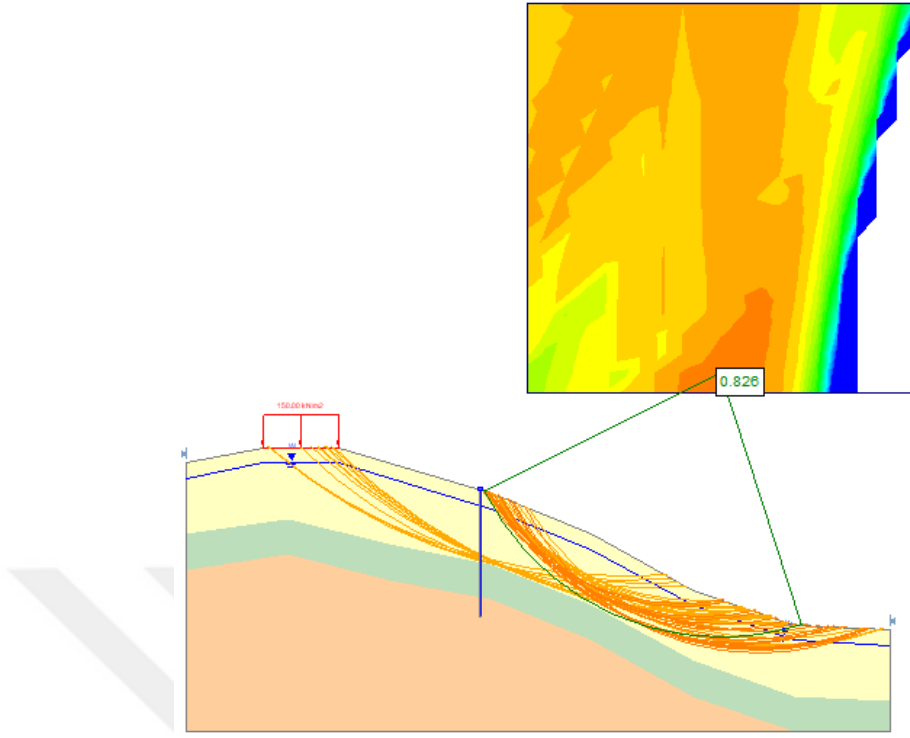
Güvenlik sayılarında artış sağlanamaması, ikinci bir sıra fore kazık eklenmesi gerekliliğini ortaya koymaktadır



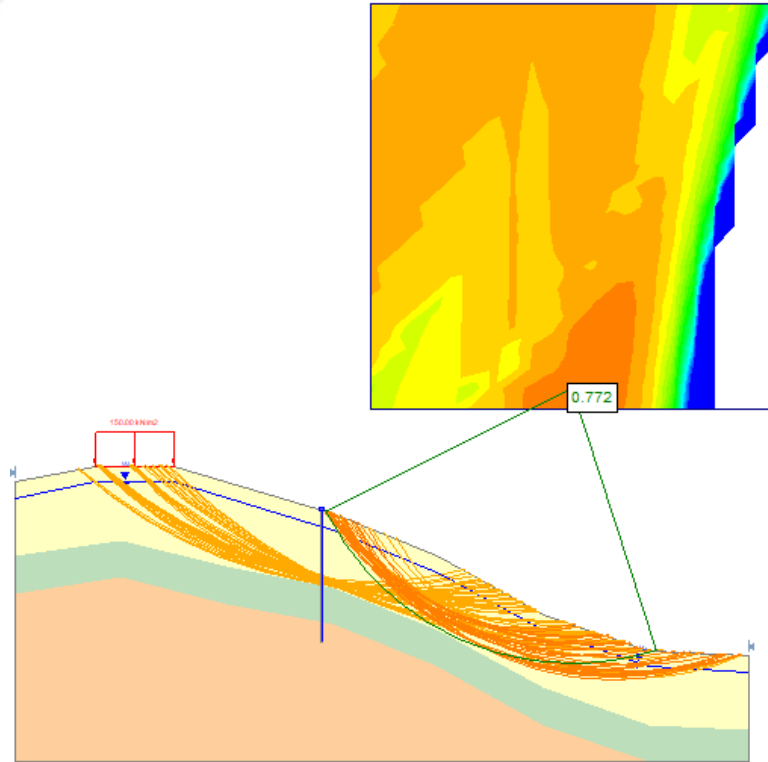
Şekil 61. Bishop'a göre 25 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 62. Janbu'ya göre 25 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 63. Bishop'a göre 25 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

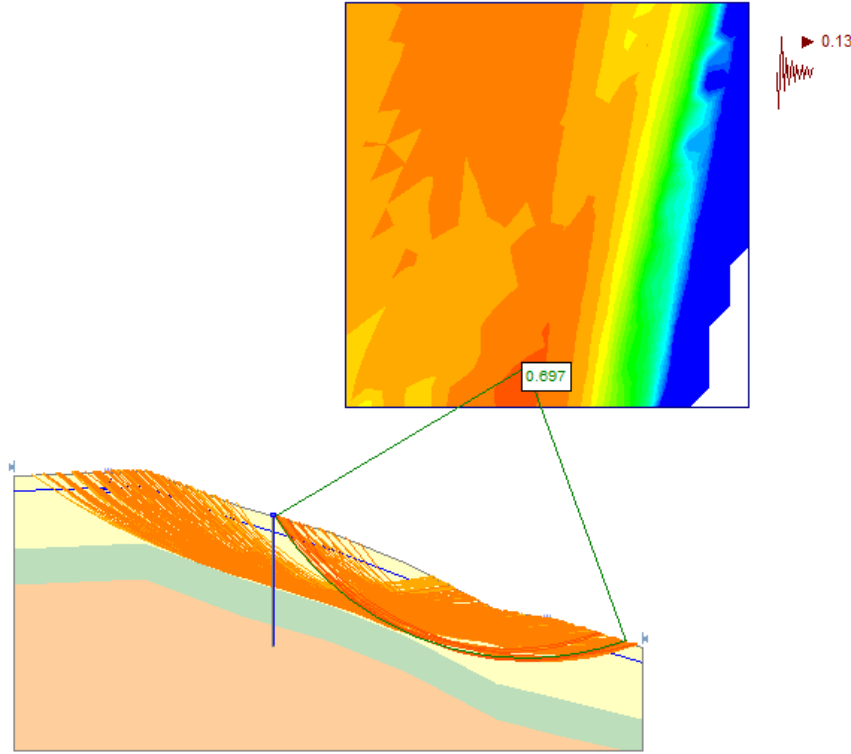


Şekil 64. Janbu'ya göre 25 m boyunda ve 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

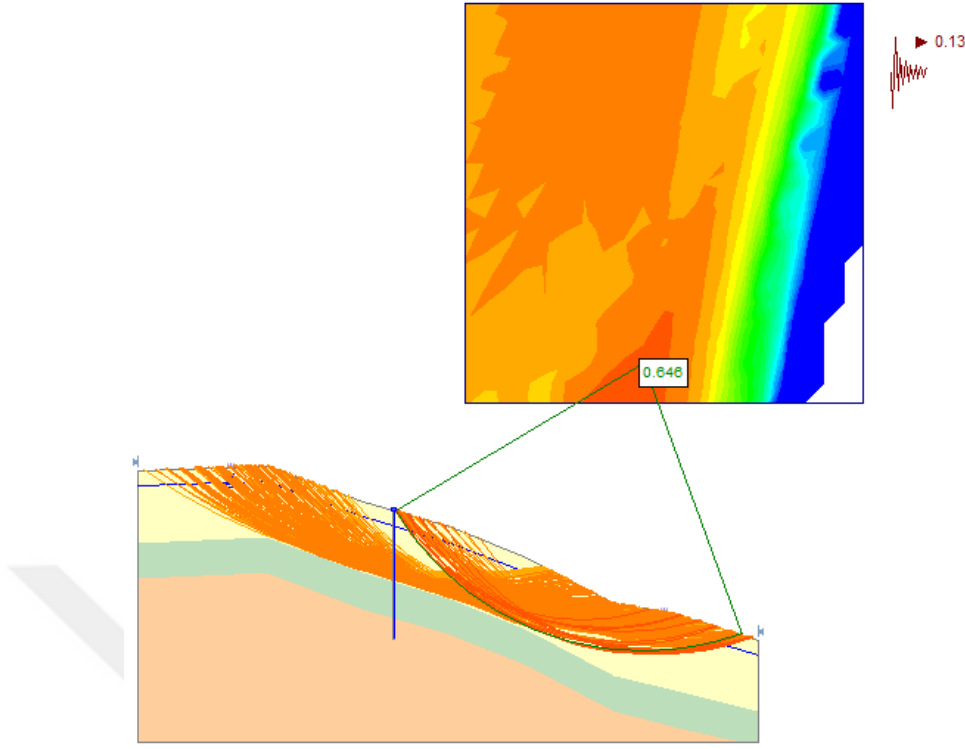
Deprem etkisi de göz önüne alınarak yapılan değerlendirmelerde, A-A kesitinde güvenlik sayıları Bishop yöntemine göre 0.697 (Şekil 65), Janbu yöntemine göre ise 0.646 (Şekil 66) olarak hesaplanmıştır. Bu kesitte, kayma dairelerinin hem fore kazıkların etki alanında hem de bu alanın dışında oldukça yoğunlaştığı gözlemlenmiştir. B-B kesitinde ise güvenlik sayıları Bishop yöntemine göre 0.627 (Şekil 67) Janbu yöntemine göre 0.581 (Şekil 68) olarak belirlenmiştir ve diğer kesitte olduğu gibi kayma daireleri yoğunlaşmıştır.

Her iki kesitte de elde edilen güvenlik sayıları, Türk Standartları TS 8853'e göre belirlenen sınır değerlerin oldukça altında kalmıştır. Bu durum, mevcut önlemlerin yetersiz olduğunu ve şev stabilitesinin sağlanabilmesi için ek tedbirlerin alınması gerektiğini açıkça ortaya koymaktadır.

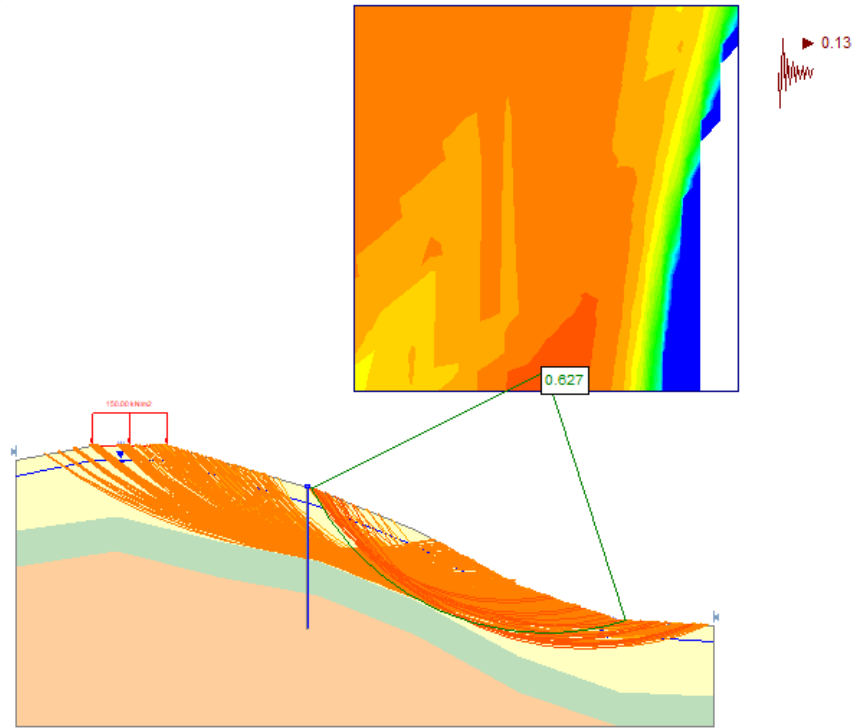
Özellikle, ikinci bir sıra fore kazık eklenmeden mevcut sorunların çözülmesi mümkün görünmemektedir. Bu bağlamda, deprem etkisinin de dikkate alındığı daha kapsamlı bir stabilite stratejisinin geliştirilmesi ve uygulanması gerekmektedir. İlerleyen aşamalarda, ikinci sıra fore kazıkların etkisinin detaylı bir şekilde analiz edilmesi ve stabilite performansının artırılması hedeflenmektedir.



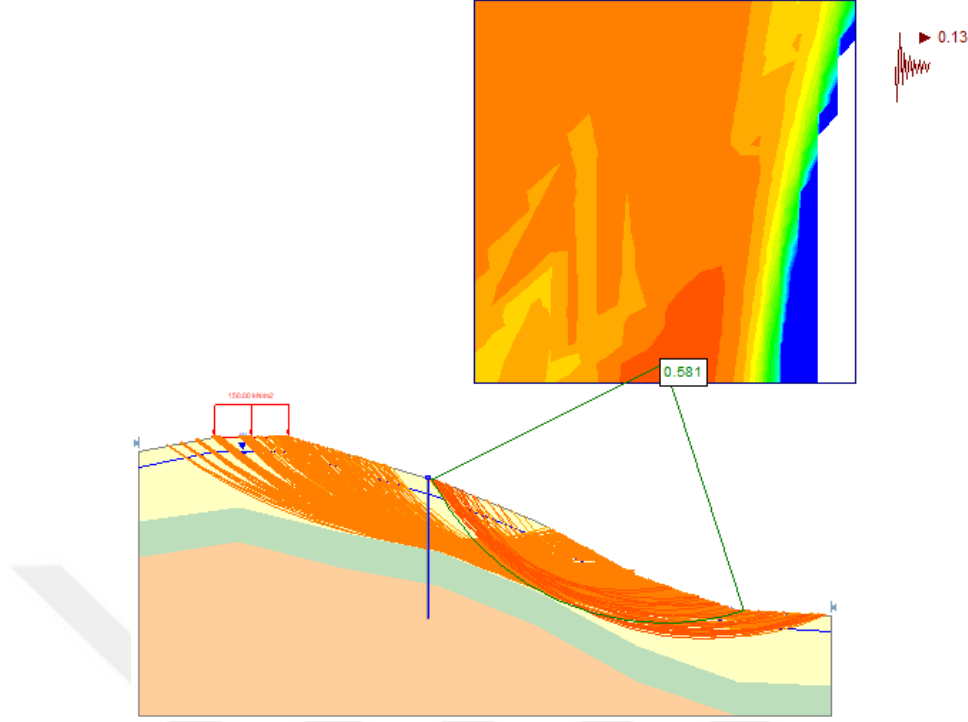
Şekil 65. Bishop’a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 66. Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



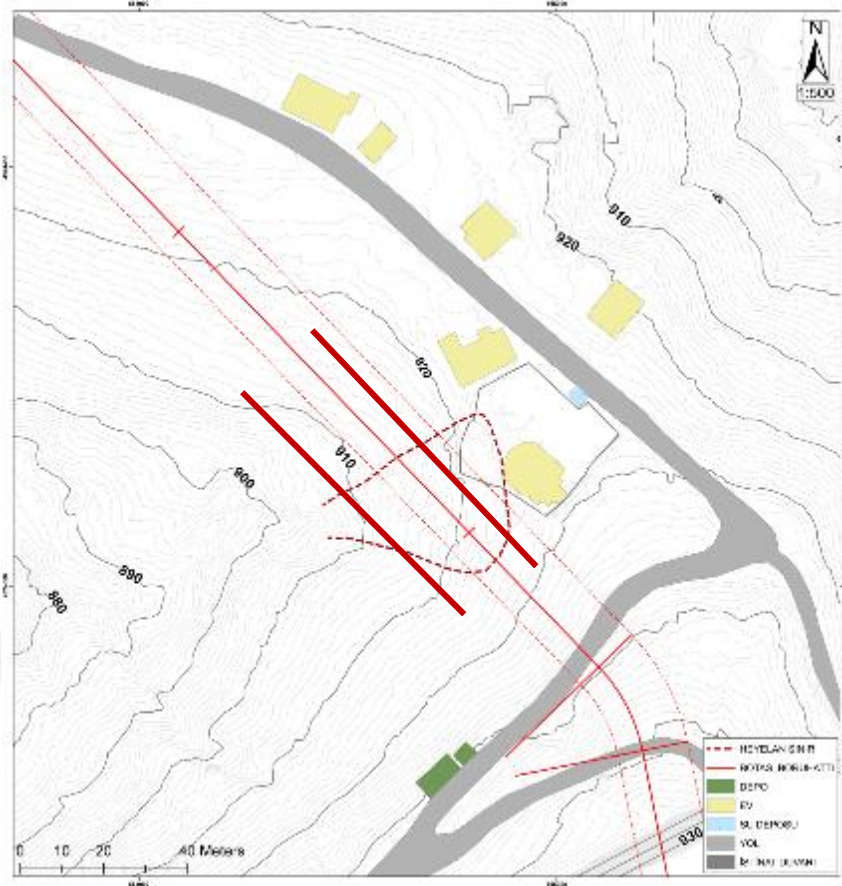
Şekil 67. Bishop'a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)



Şekil 68. Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı tek sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

Eklenen ikinci sıra fore kazık hattı, heyelanlı sahanın altından geçen boru hattını kesmeyecek şekilde yerleştirilmiştir (Şekil 69). Bu düzenleme, boru hattının güvenliğini sağlarken, stabilite önlemlerinin etkinliğini artırmayı amaçlamaktadır. Her iki hatta da aynı özellikte fore kazıklar kullanılarak, imalat sürecinin daha kolay ve maliyet etkin olması hedeflenmiştir.

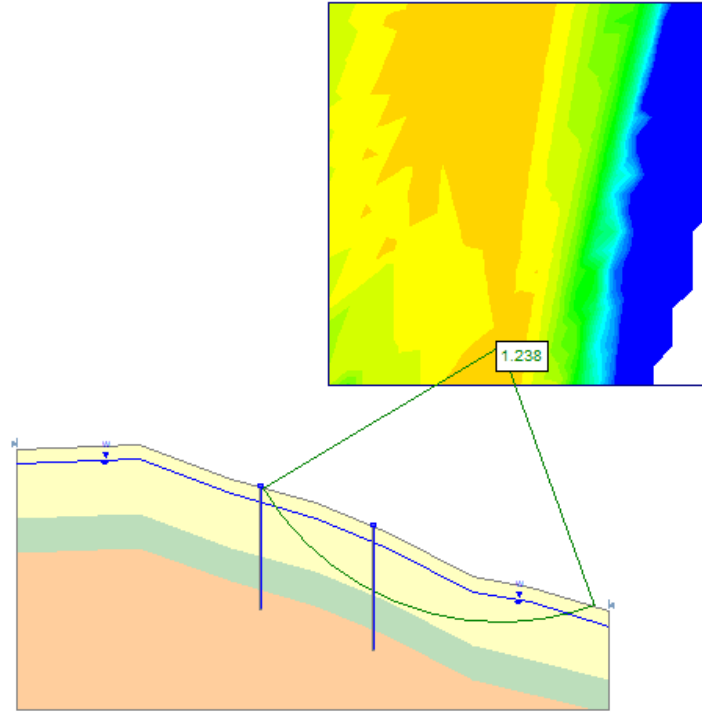
Kazık boyları ve aralıkları değiştirilerek, stabilite üzerindeki etkilerinin gözlemlenmesi amacıyla, önceki analizler de dikkate alınarak hem depremli hem de depremsiz durumlar için kapsamlı analizler gerçekleştirilecektir. Bu analizler, ikinci sıra fore kazıkların stabilite performansına katkısını değerlendirmek ve gerekli iyileştirmeleri belirlemek için kritik öneme sahiptir.



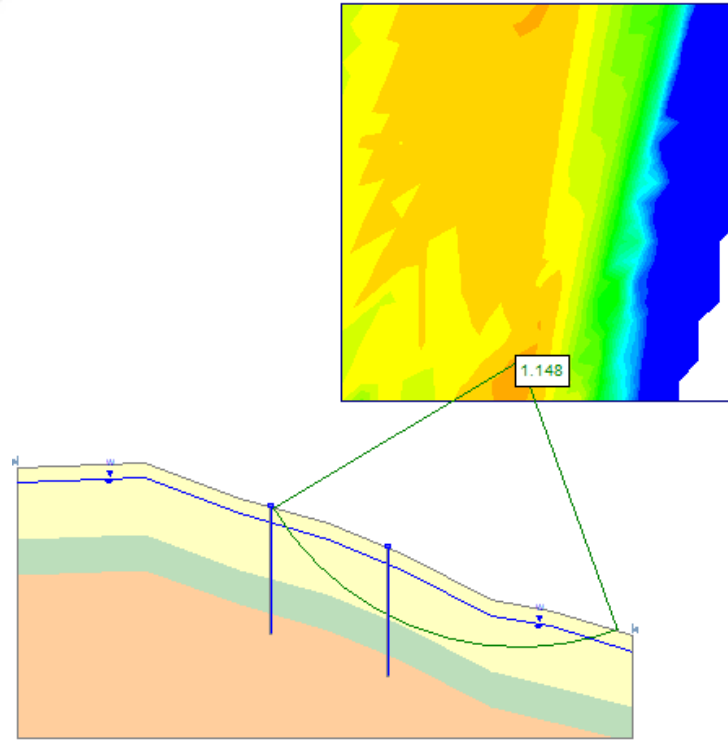
Şekil 69. Heyelanlı sahada önerilen fore kazık hatları (koyu kırmızı renkli hatlar)

Her iki kesit için gerçekleştirilen analizlerde, 25 metre boyunda ve 1.8 metre aralıklarla yerleştirilen fore kazıklar kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre, A-A kesitinde güvenlik sayısı Bishop yöntemine göre 1.238 (Şekil 70), Janbu yöntemine göre ise 1.148 (Şekil 71) olarak hesaplanmıştır. Bu değerler, Türk Standartları TS 8853'ün belirlediği 1.2 sınır güvenlik sayısının üzerinde olduğu için, şevin kaymaya karşı güvenli olduğu sonucuna varılmıştır.

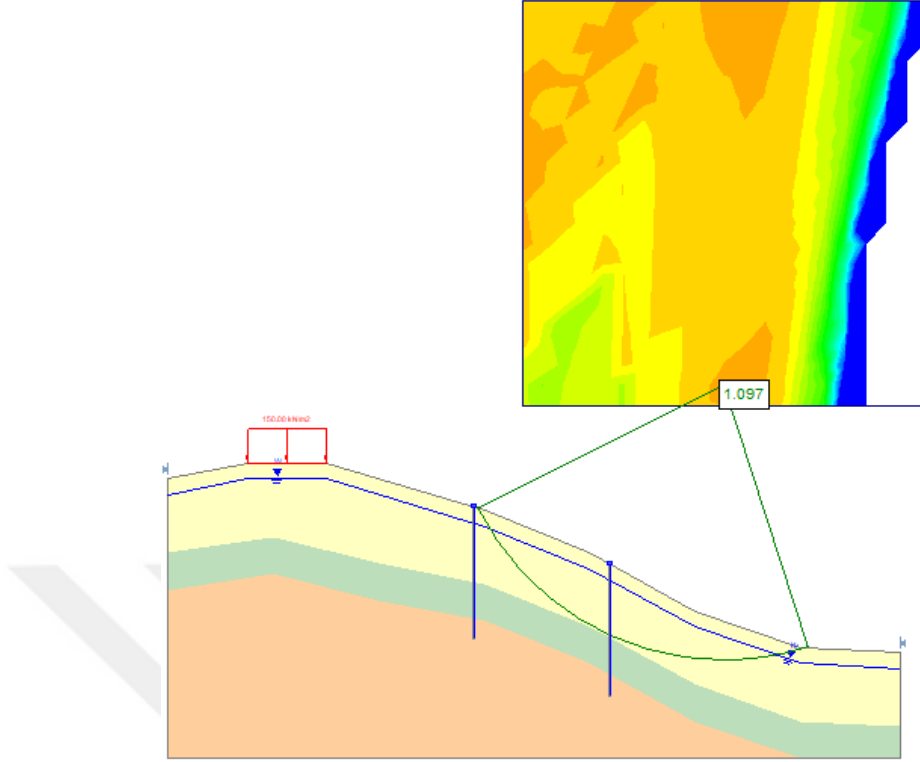
B-B kesitinde ise, güvenlik sayıları Bishop yöntemiyle 1.097 (Şekil 72), Janbu yöntemiyle 1.009 (Şekil 73) olarak belirlenmiştir. Bu durum, beklenen sınır güvenlik değerinin altında kaldığını göstermektedir. Bu durum, arazinin kaymaya karşı dirençli olmadığını göstermektedir. Dolayısıyla, B-B kesitindeki stabiliteyi artırmak amacıyla, kazıklar arasındaki mesafenin azaltılması gerekmektedir. Bu tür bir düzenleme ile istenen güvenlik düzeyine ulaşılması hedeflenmektedir. İlerleyen analiz çalışmaları, bu yapılandırma değişikliğinin etkilerini daha detaylı incelemeye imkan tanıyacaktır.



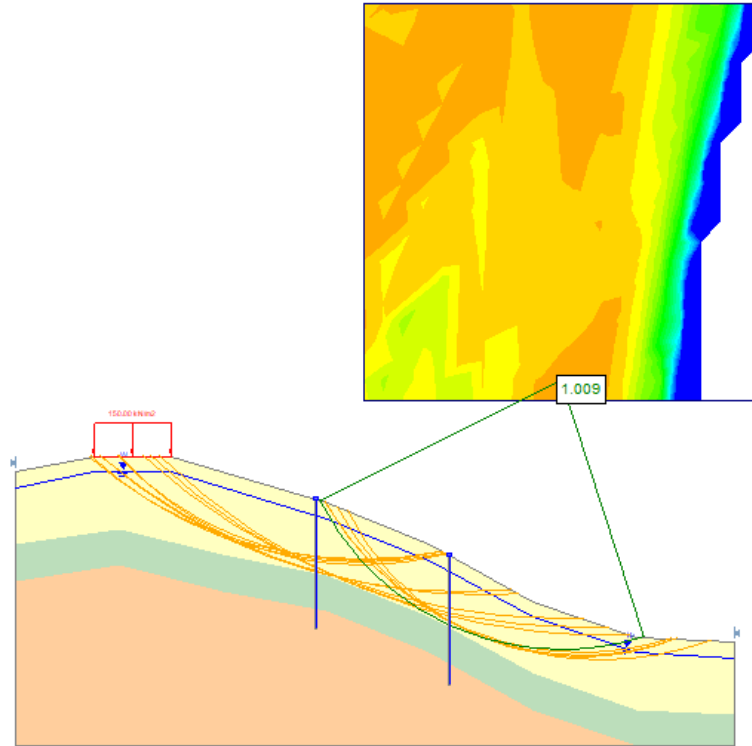
Şekil 70. Bishop'a göre 25 m boyunda 1.8 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 71. Janbu'ya göre 25 m boyunda 1.8 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



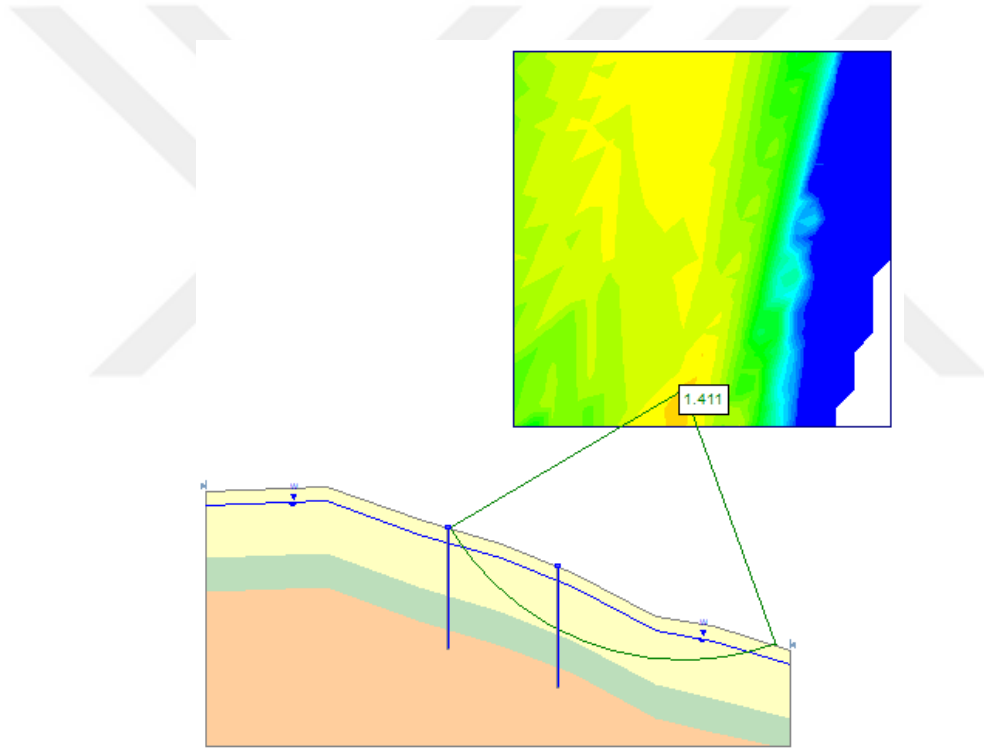
Şekil 72. Bishop'a göre 25m boyunda 1.8 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)



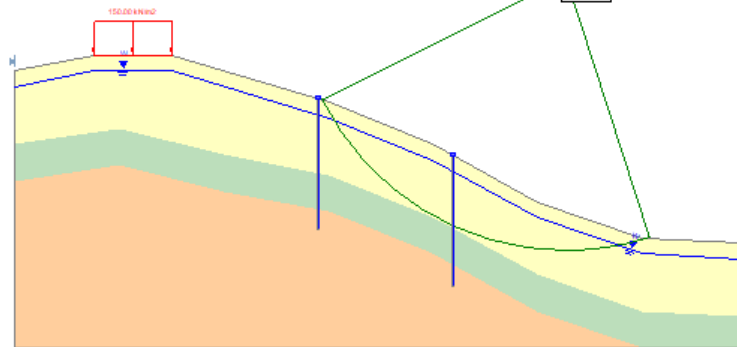
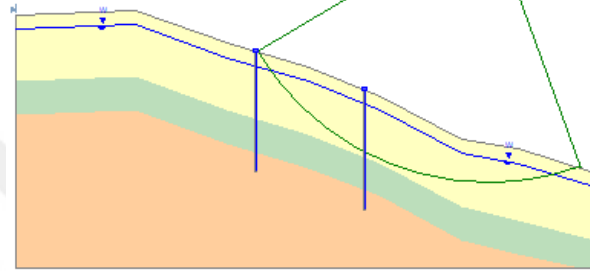
Şekil 73. Janbu'ya göre 25 m boyunda 1.8 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

Analizler, kazık boyları sabit tutulup, aralıklar 1.5 metreye düşürülerek tekrarlanmıştır. Bu düzenleme sonucunda elde edilen veriler, A-A kesitinde güvenlik sayılarının Bishop yöntemine göre 1.411 (Şekil 74), Janbu yöntemine göre ise 1.304 (Şekil 75) olduğunu göstermektedir. B-B kesitinde ise güvenlik sayıları Bishop yöntemiyle 1.261 (Şekil 76), Janbu yöntemiyle 1.151 (Şekil 77) olarak hesaplanmıştır.

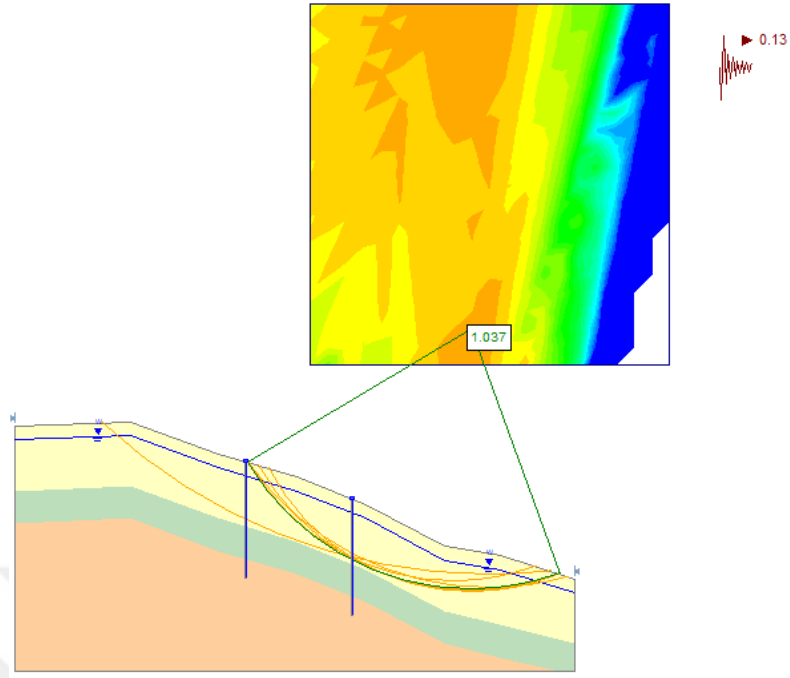
Bu sonuçlara göre, her iki kesit için de depresiz durum açısından güvenilir bir stabilite sağlandığı anlaşılmaktadır. Elde edilen güvenlik sayıları, kaymaya karşı sınır değerlerin üzerinde kalarak, mevcut stabilite önlemlerinin etkinliğini kanıtlamıştır. Bu analizler, kazık aralıklarının optimizasyonunun, stabilite performansını artırmada önemli bir rol oynadığını göstermektedir.



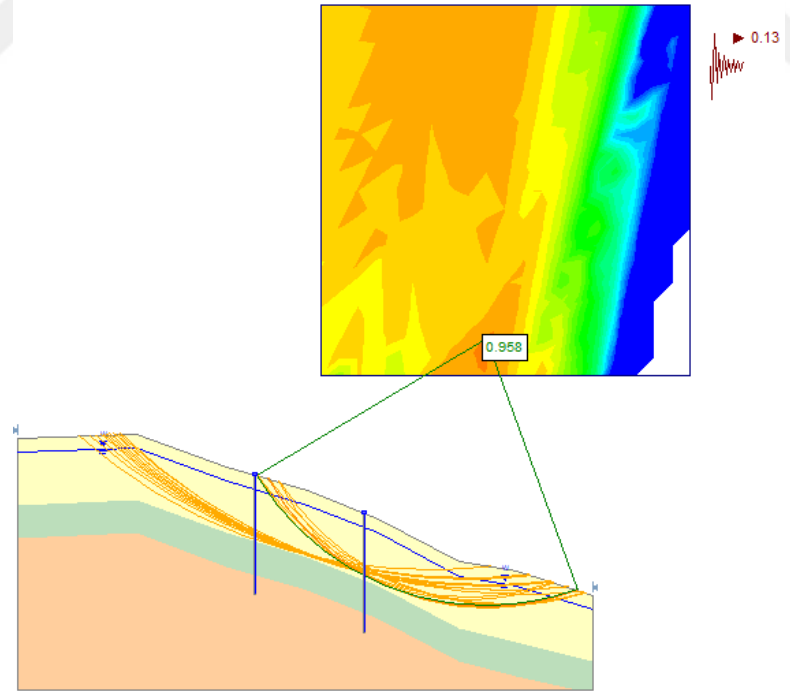
Şekil 74. Bishop'a göre 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



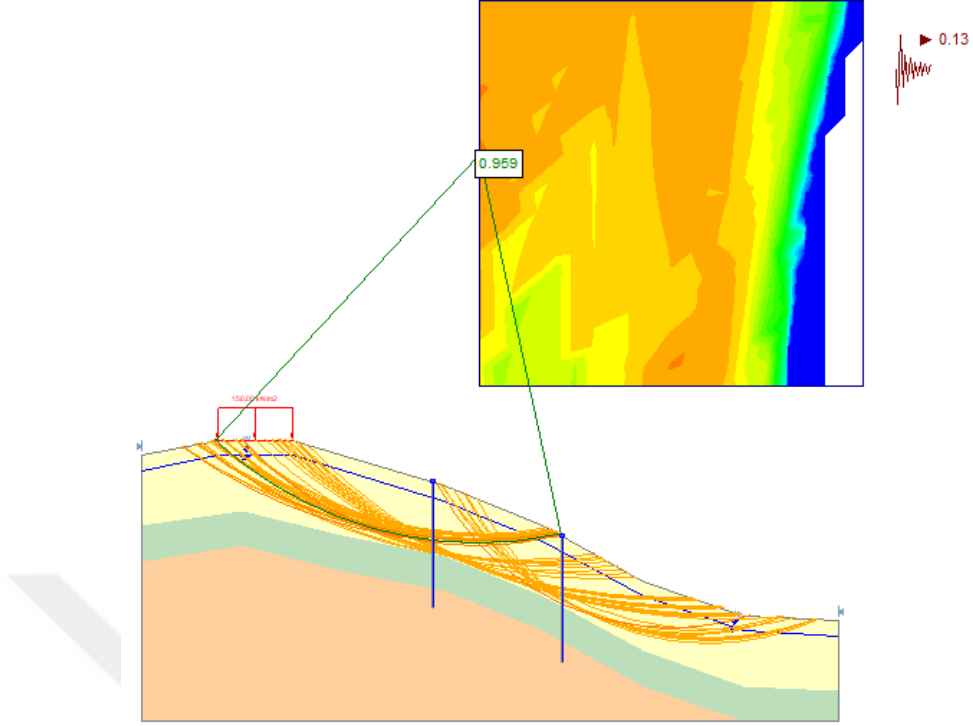
Şekil 76. Bishop’a göre 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)



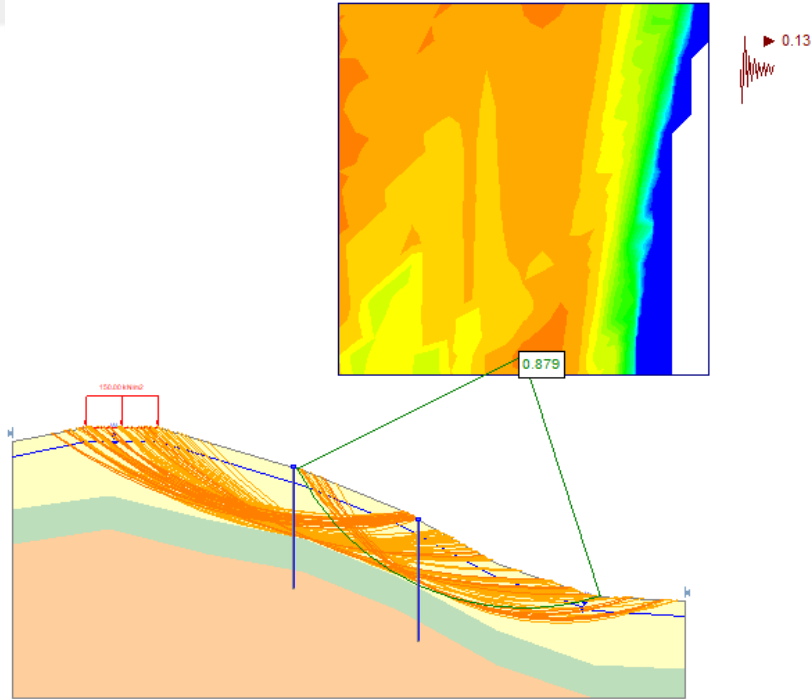
Şekil 78. Bishop'a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 79. Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



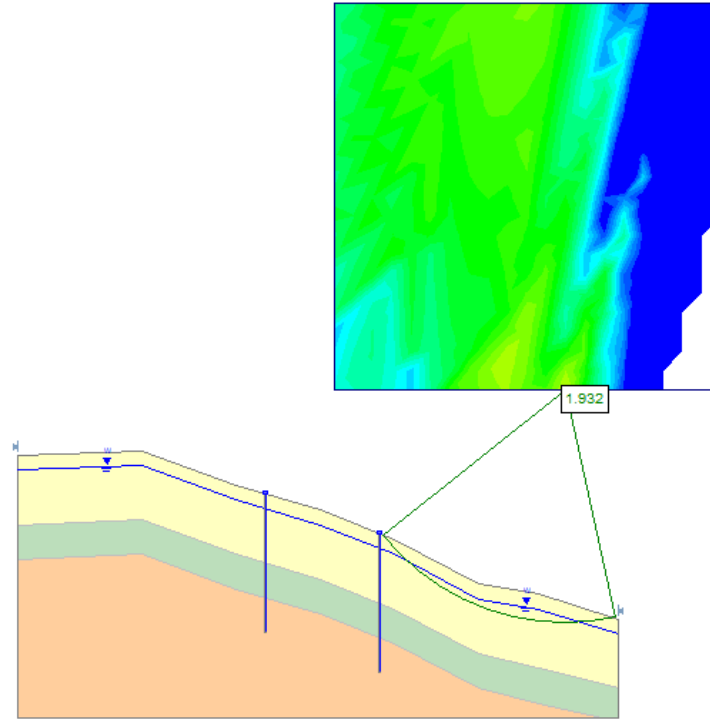
Şekil 80. Bishop'a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)



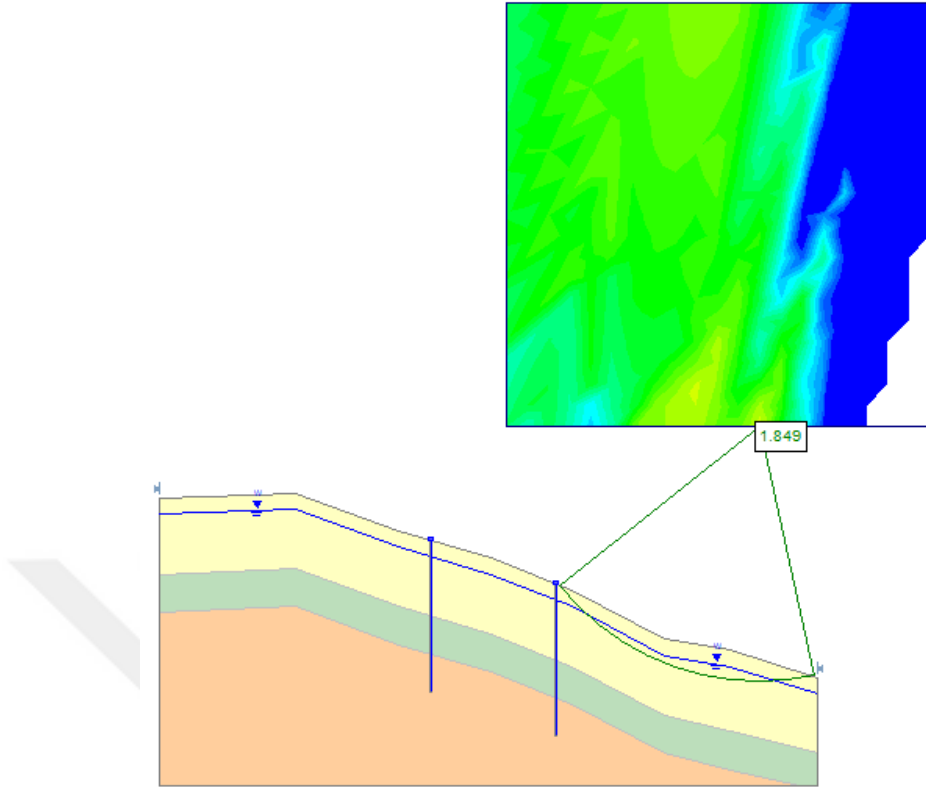
Şekil 81. Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.5 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

Fore kazıkların boy ve aralıklarının şev stabilitesini özellikle depremli durumda sağlayamadığı gözlemlenmiştir. Bu bağlamda sistem, fore kazıkların aralıkları 20 cm kazar azaltılarak 1.3 m aralıklı olacak şekilde yeniden analize tabi tutulmuştur. Deprem etkisi eklenmeden gerçekleştirilen limit denge analizleri sonucunda A-A kesitinde güvenlik sayısı Bishop'a göre 1.932 (Şekil 82) ve Janbu'ya göre 1.849(Şekil 83) olarak hesaplanmıştır. B-B kesitinde ise güvenlik sayısı değeri Bishop'a göre 1.540 (Şekil 84) ve Janbu'ya göre 1,408 (Şekil 85) olarak hesaplanmıştır.

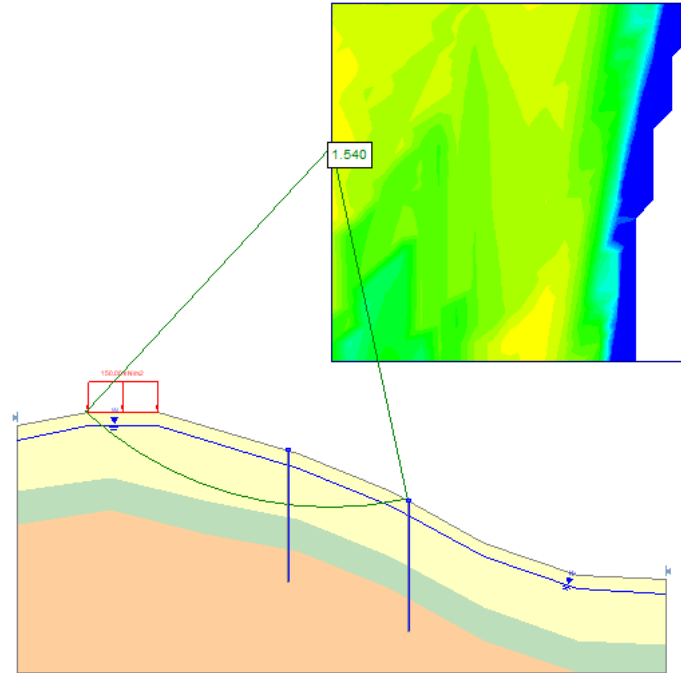
Türk Standartları TS 8853'e göre uzun dönem şev stabilite analizlerinde güvenlik sayısı 1.2'den büyük olmalıdır. Bu bağlamda 25 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık ile şev stabilitesinin sağladığı gözlemlenmektedir. Deprem etkisi altında uygulanan fore kazık sisteminin de gerekli stabiliteyi sağlayıp sağlamadığını görmek için depremli durum altında analizler tekrarlanmıştır.



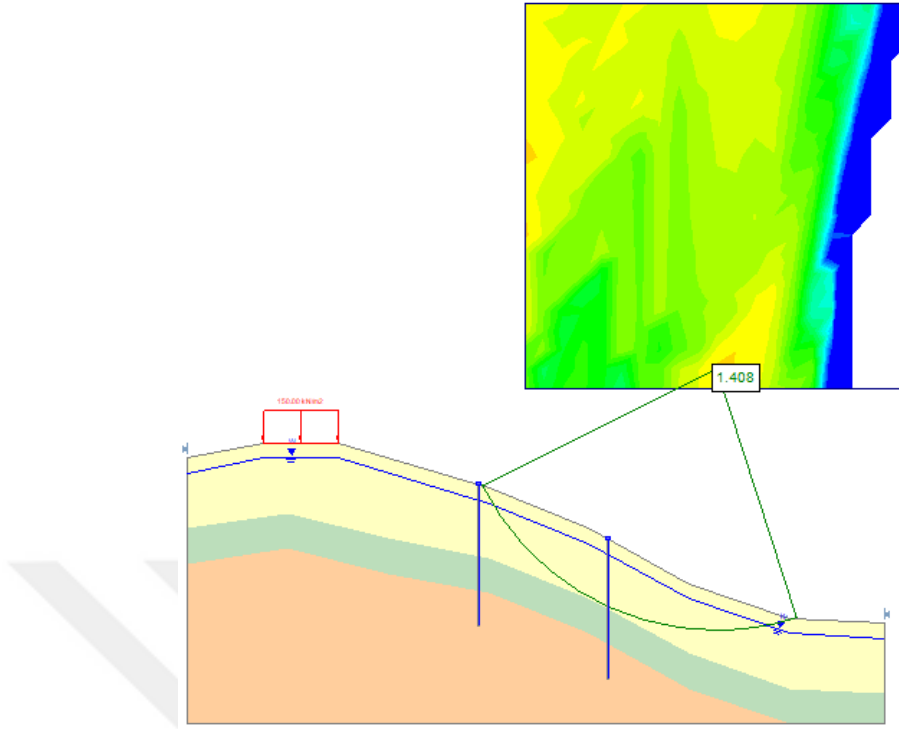
Şekil 82. Bishop'a göre deprem etkisi olmadan 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 83. Janbu'ya göre deprem etkisi olmadan 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)

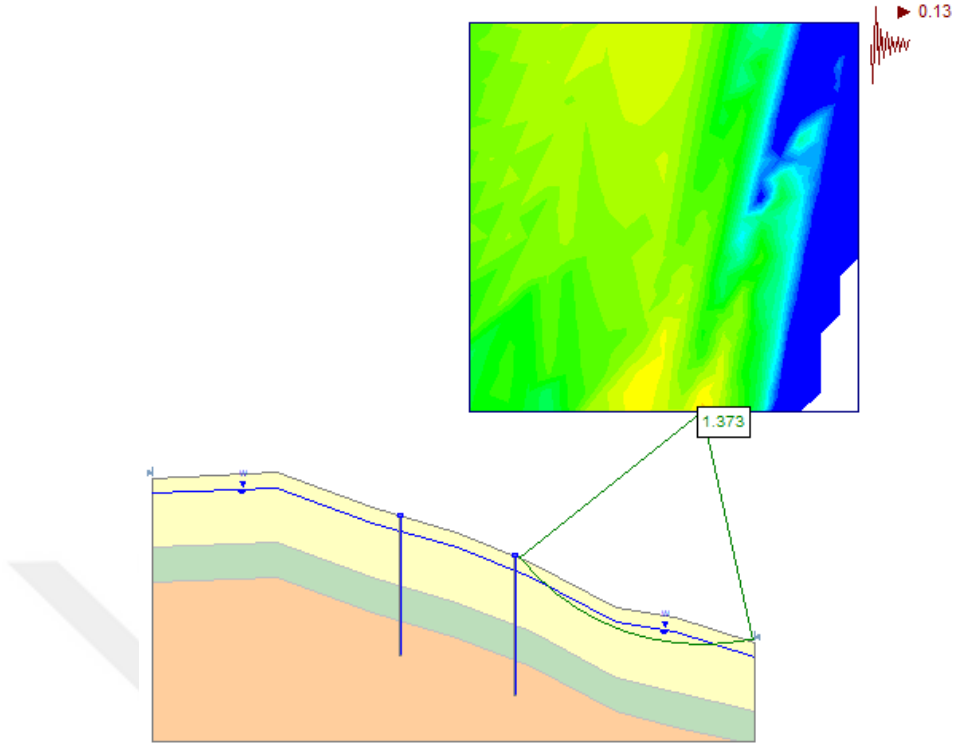


Şekil 84. Bishop'a göre deprem etkisi olmadan 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

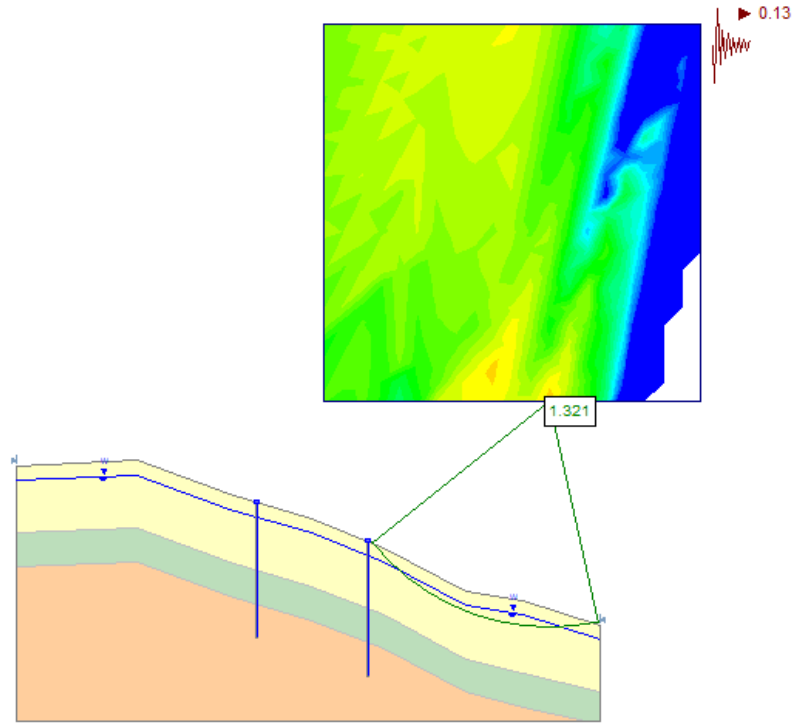


Şekil 85. Janbu'ya göre deprem etkisi olmadan 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

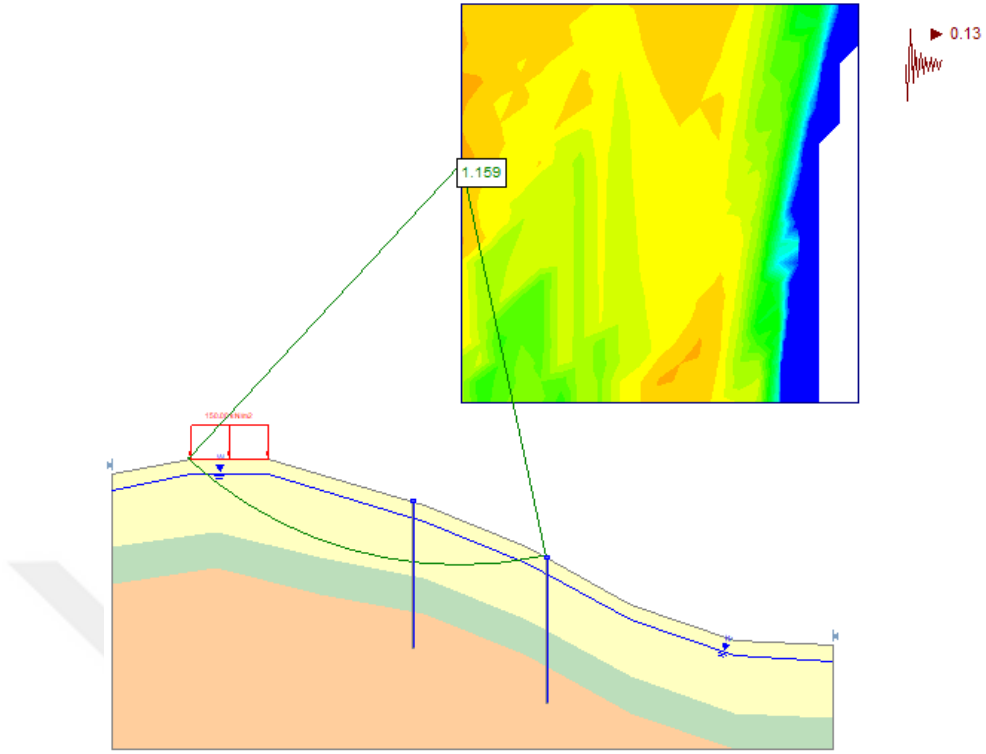
25 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi için deprem etkisi eklenerek analizler tekrarlanmıştır. Tekrarlanan analiz sonuçlarına göre A-A kesitinde güvenlik sayısı değeri Bishop'a göre 1.373 (Şekil 86) ve Janbu'ya göre 1.321 (Şekil 87) olarak hesaplanmıştır. B-B kesitinde ise güvenlik sayısı değerleri Bishop'a göre 1.159 (Şekil 88) ve Janbu'ya göre 1.065 (Şekil 89) olarak hesaplanmıştır.



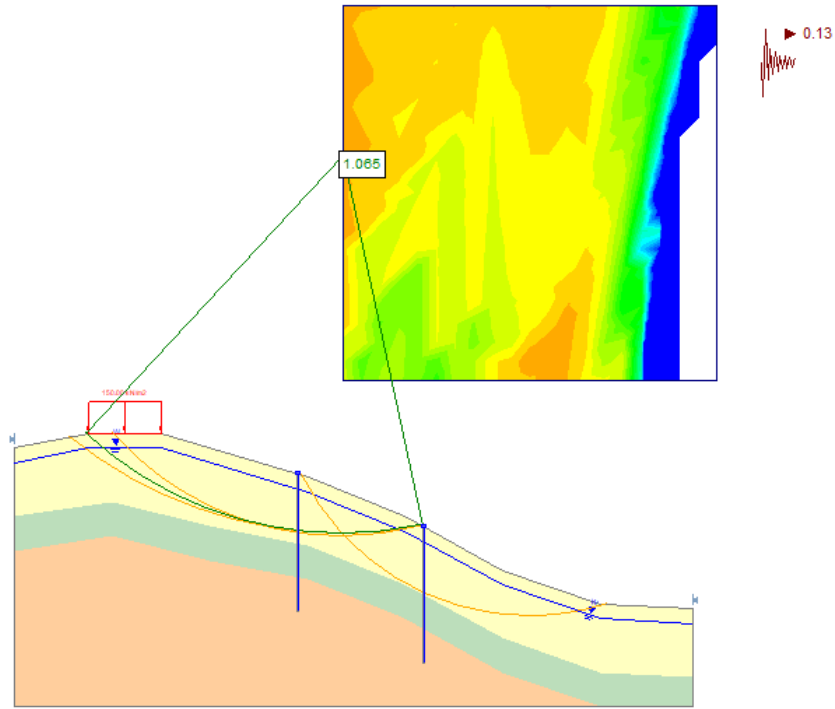
Şekil 86. Bishop'a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 87. Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 88. Bishop'a göre depremli durumda 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

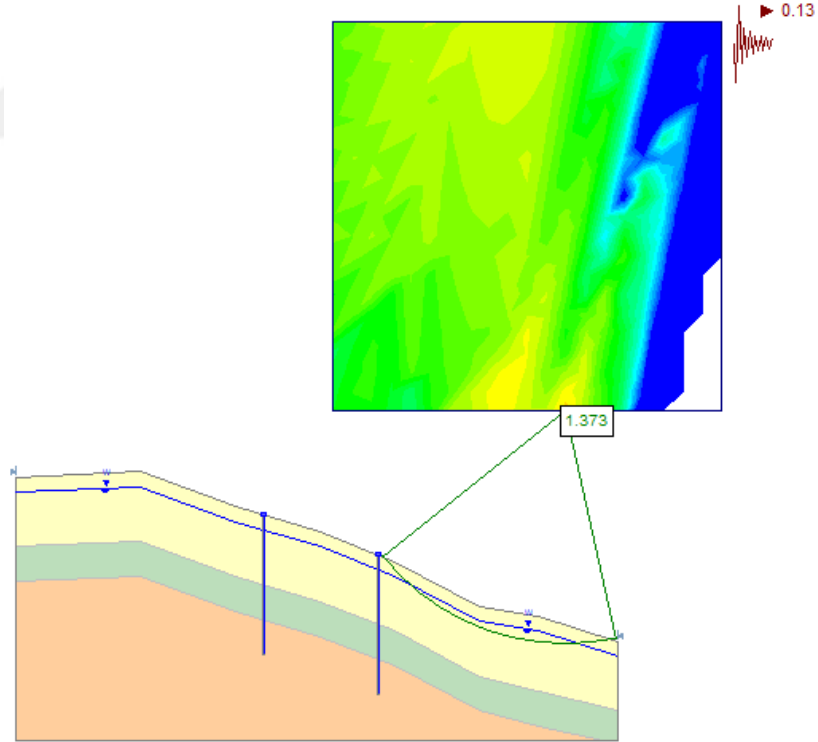


Şekil 89. Janbu'ya göre depremli durumda 25 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

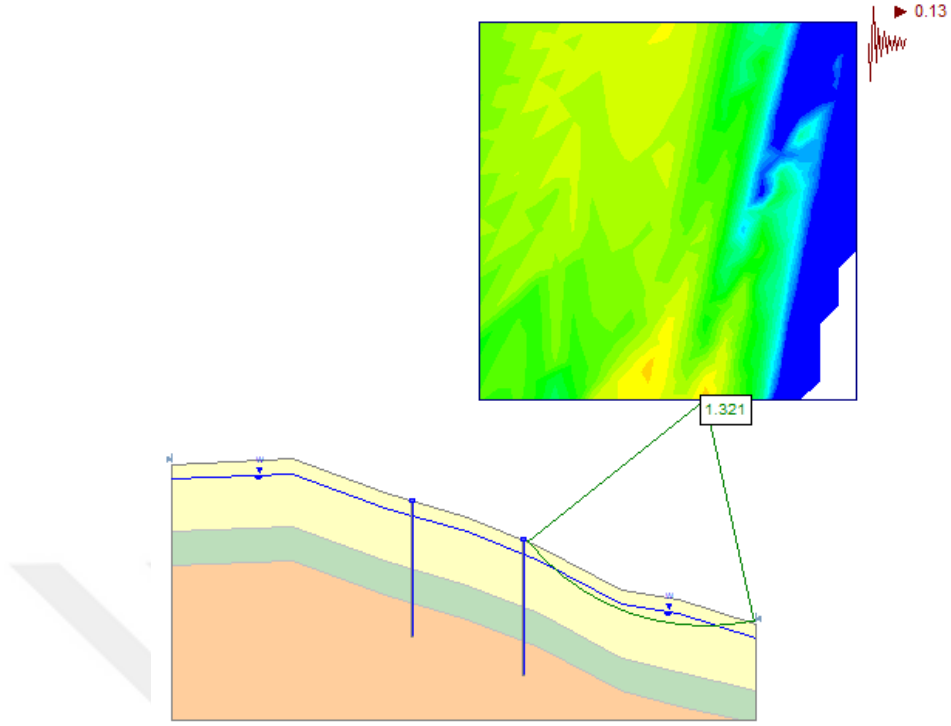
Depremlı durum analizinde stabiliteyi sağlamak amacıyla, kazık boyları 28 metre olarak seçilmiş ve bu sayede kazıkların sağlam tabakanın 5 metre kadar derinine batması hedeflenmiştir.

Bu tasarım doğrultusunda yapılan depremlı durum analizlerinde, A-A kesitinde Bishop yöntemi için güvenlik sayısı 1.373 (şekil 90), Janbu yöntemi için ise 1.321 (şekil 91) olarak bulunmuştur. B-B kesitinde ise, Bishop yöntemi için güvenlik sayısı 1.159 (şekil 92), Janbu yöntemi için 1.065 (şekil 93) olarak hesaplanmıştır. Bu değerler 25 m boyunda kazıklar iin aynı olsa da sağlam kayaya 5 m soketlenmesi amacıyla kazık boyu 28 m olarak seçilmiştir.

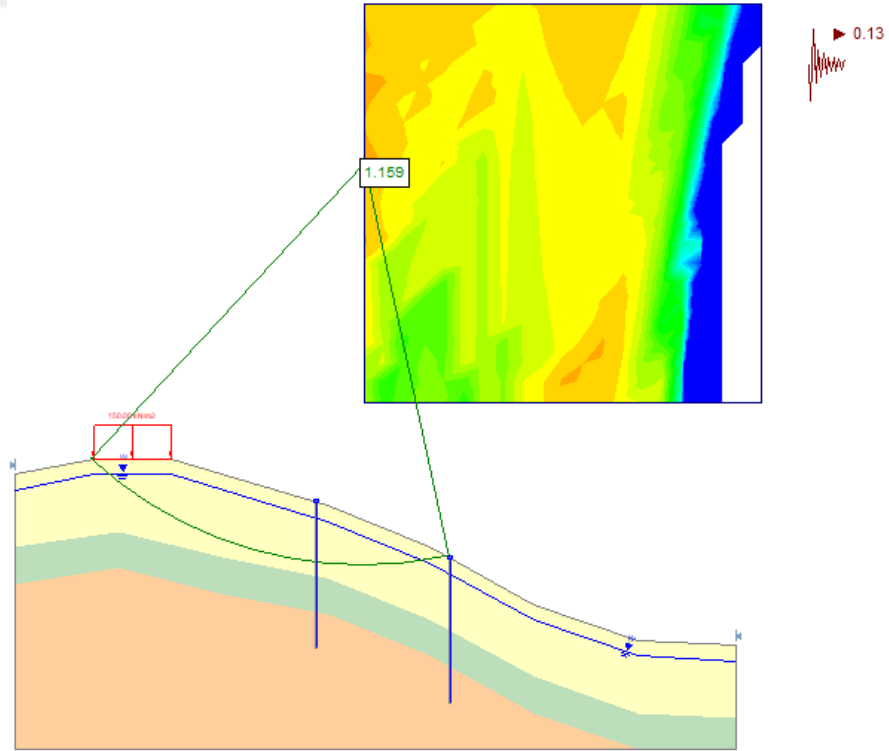
Bu sonuçlar, her iki kesitte de Türk Standartları TS 8853’de sağlanması istenilen ‘1.0’ değerini karşılamaktadır. Tasarım değişiklikleri sayesinde, deprem etkisi altında dahi yeterli stabilitenin sağlandığı ve güvenlik sınırlarının üzerinde değerler elde edildiği görülmektedir. Bu yaklaşım, yapı güvenliğinin artırılması adına etkili bir yöntem olduğunu kanıtlamaktadır.



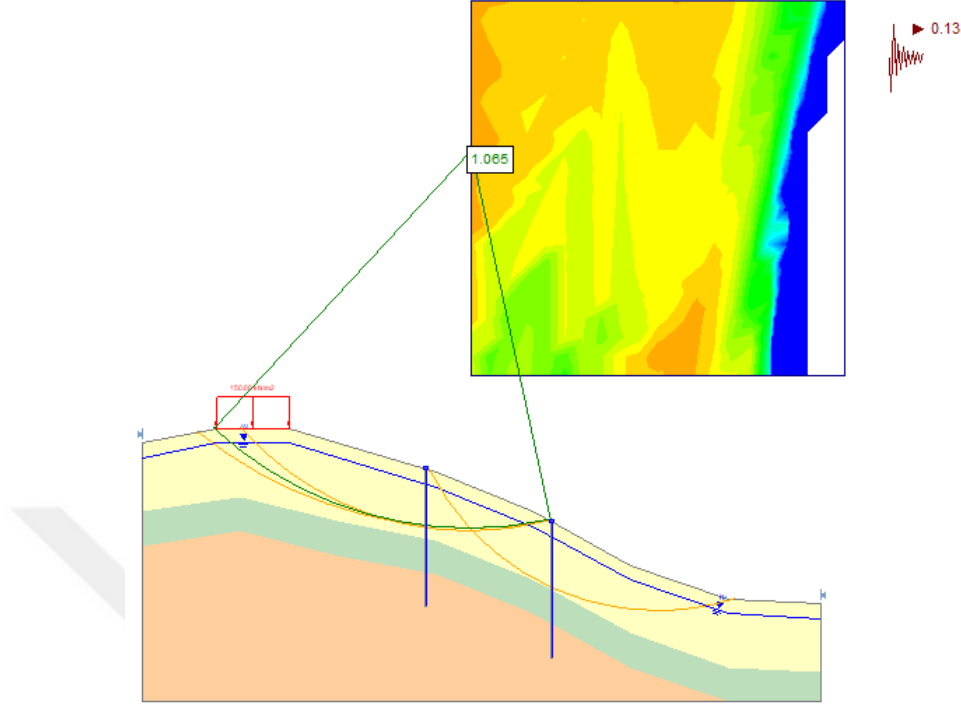
şekil 90. Bishop’a göre depremlı durmda 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 91. Janbu'ya göre depremli durumda 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



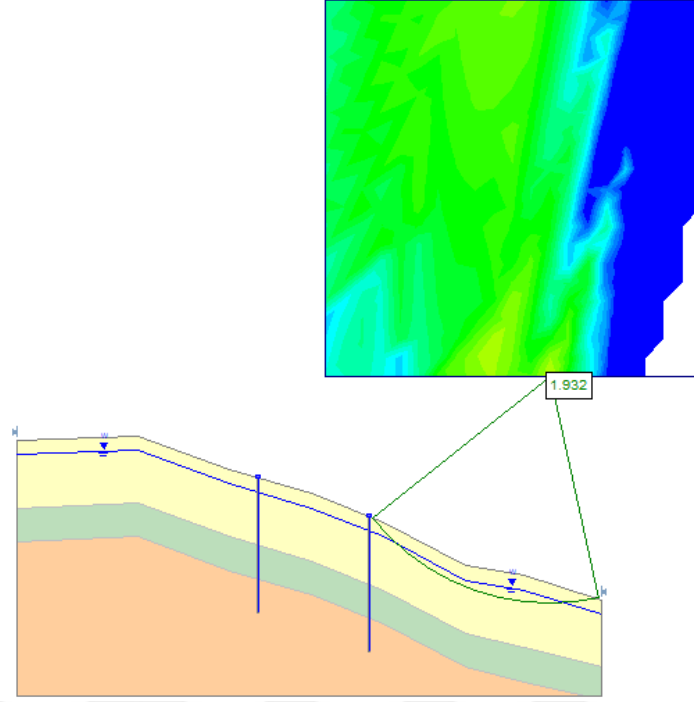
Şekil 92. Bishop'a göre depremli durumda 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)



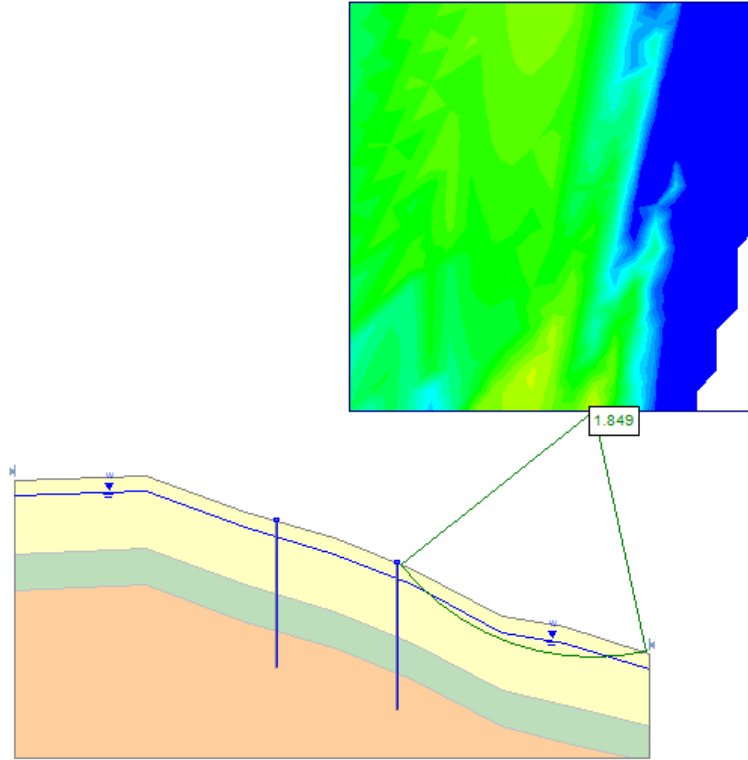
Şekil 93. Janbu'ya göre depremli durumda 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

Yapılan analizler sonucunda, 28 metre boyunda ve 1.3 metre aralıklı çift sıra kazık tasarımının en optimum sonuçları verdiği gözlemlenmiştir. Bu tasarım doğrultusunda gerçekleştirilen depremsiz durum analizlerinde, güvenlik sayıları A-A kesitinde Bishop yöntemi için 1.972 (Şekil 94), Janbu yöntemi için 1.848 (Şekil 95) olarak belirlenmiştir. B-B kesitinde ise, Bishop yöntemi için 1.543 (Şekil 96), Janbu yöntemi için 1.408 (Şekil 97) olarak hesaplanmıştır.

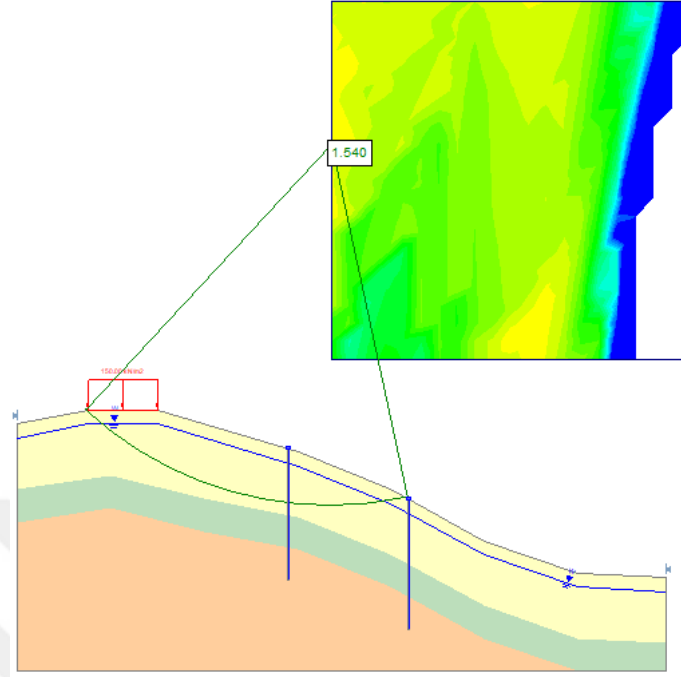
Elde edilen bu sonuçlar, tasarım kriterlerinin hem depremli hem de depremsiz durumlar için başarıyla sağlandığını ve stabilitenin güvenli düzeylerde olduğunu göstermektedir. Bu nedenle, tasarımın ihtiyaçları karşıladığı kanaatine varılarak, ek bir analize gerek duyulmamaktadır. Tasarımın uygulanabilirliği ve etkinliği, mevcut temel mühendislik ve güvenlik standartlarına uygundur, dolayısıyla projenin bu aşaması nihai olarak tamamlanmıştır.



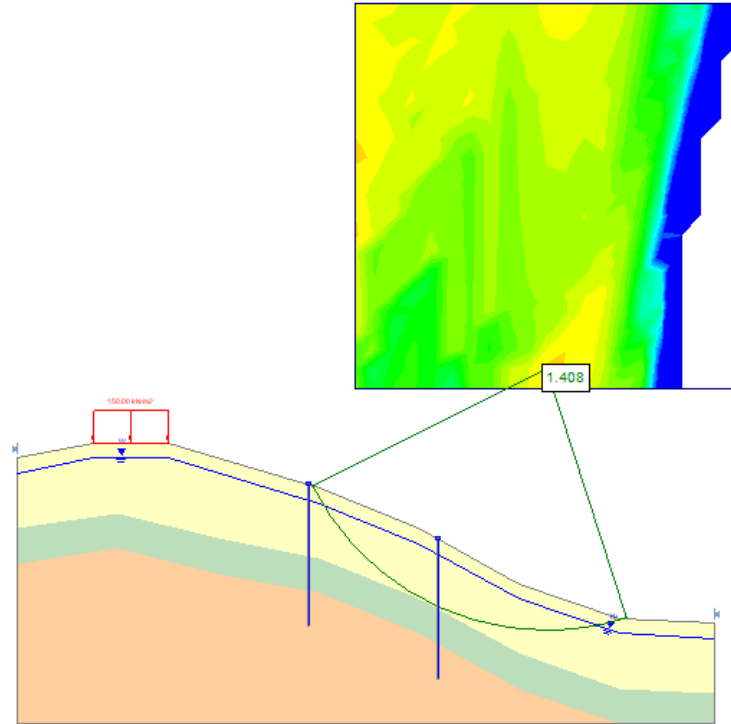
Şekil 94. Bishop'a göre deprem etkisi olmadan 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 95. Janbu'ya göre deprem etkisi olmadan 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (A-A kesiti)



Şekil 96. Bishop'a göre deprem etkisi olmadan 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)



Şekil 97. Janbu'ya göre deprem etkisi olmadan 28 m boyunda 1.3 m aralıklı çift sıra fore kazık için güvenlik sayısı (B-B kesiti)

Tablo 8’de, dinamik yük etkisi olmadan yapılan analiz sonuçları, hem A-A kesiti hem de B-B kesiti için karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Bu analizler, çift sıra fore kazık sisteminin istenilen güvenlik sayısını sağladığını göstermektedir. Ancak, dinamik yüklerin etkisiyle güvenlik sayısının azalabileceği düşünülerek, kazık boyları uzatılmış ve kazık aralıkları azaltılmıştır.

Tablo 8. Dinamik yük etkisi olmadan şev stabilite analizi güvenlik sayıları (Limit Denge Analizi)

Sistem	Fore kazık boyu (m)	Kazıklar arası mesafe (m)	Güvenlik Sayısı			
			A-A kesiti		B-B kesiti	
			Bishop	Janbu	Bishop	Janbu
Doğal durum	-	-	0.873	0.839	0.760	0.730
Tek sıra fore kazık	20	1.5	0.953	0.888	0.826	0.772
Tek sıra fore kazık	25	1.8	0.953	0.888	0.826	0.772
Tek sıra fore kazık	25	1.5	0.953	0.888	0.826	0.772
Çift sıra fore kazık	25	1.8	1.238	1.148	1.097	1.009
Çift sıra fore kazık	25	1.5	1.411	1.304	1.261	1.151
Çift sıra fore kazık	25	1.3	1.932	1.849	1.540	1.408
Çift sıra fore kazık	28	1.3	1.932	1.849	1.540	1.408

Tablo 9’da, dinamik yükler altında SLIDE programı kullanılarak gerçekleştirilen şev stabilite analizlerinin sonuçları karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. 28 metre uzunluğunda ve 1.3 metre aralıklarla tasarlanan çift sıra fore kazık sisteminin dinamik yükler altında istenilen güvenlik seviyesini sağladığını göstermiştir. Bu durum, şev stabilitesinin güvenilir bir şekilde sürdürüldüğünü ve yapının dinamik etkiler altında dahi güvenli olduğunu ortaya koymaktadır.

Tablo 9. Dinamik yükler altında şev stabilite analizi güvenlik sayıları (Limit Denge Analizi)

Sistem	Fore kazık boyu (m)	Kazıklar arası mesafe (m)	Güvenlik Sayısı			
			A-A kesiti		B-B kesiti	
			Bishop	Janbu	Bishop	Janbu
Doğal durum	-	-	0.623	0.598	0.568	0.545
Tek sıra fore kazık	25	1.5	0.697	0.646	0.627	0.581
Çift sıra fore kazık	25	1.5	1.037	0.958	0.959	0.879
Çift sıra fore kazık	25	1.3	1.373	1.321	1.159	1.065
Çift sıra fore kazık	28	1.3	1.373	1.321	1.159	1.065

2.9.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Yapılan Analizler

Çalışmanın bu bölümünde daha önce Slide programı kullanılarak, limit denge analizi yöntemiyle gerçekleştirilen şev stabilite analizleri kapsamında, stabilite çözümü için çift sıra halinde, 28 metre boyunda ve 150 cm aralıklarla yerleştirilmiş fore kazıklar tercih edilmiştir. Bu analizlere ek olarak, seçilen bu tasarımın performansını değerlendirmek amacıyla Plaxis Connect Edition yazılımı kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile detaylı bir analiz gerçekleştirilmiştir.

Plaxis analizinde, arazi koşulları, kazık geometrisi, kazık ve zemin arasındaki etkileşim detaylı bir şekilde modellenmiş ve hesaplamalar doğrultusunda şev stabilitesine yönelik hesaplanan güvenlik sayıları incelenmiştir.

Plaxis yazılımında fore kazıkların modellenmesi için "Embedded Beam Row" seçeneği kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan kazık geometrisi ve malzeme özellikleri, Plaxis yazılımında gerekli parametreler olarak tanımlanmış ve bu parametrelerin detayları Şekil 98'de sunulmuştur.

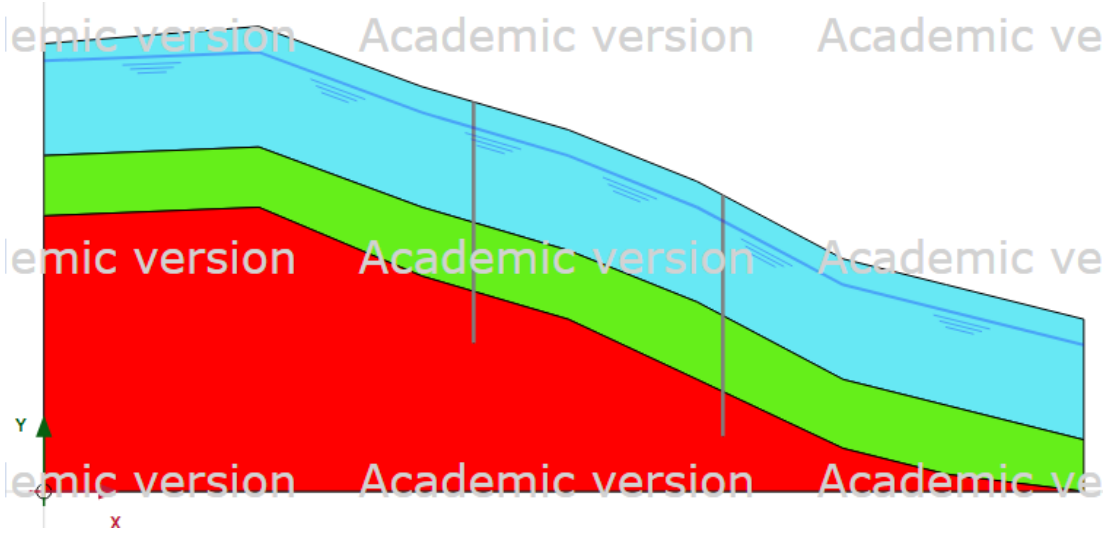
Property	Unit	Value
Material set		
Identification		kazık 1
Comments		
Colour		RGB 199, 82, 143
Material type		Elastic
Properties		
E	kN/m ²	31,19E6
γ	kN/m ³	24,00
Beam type		Predefined
Predefined beam type		Massive circular beam
Diameter	m	1,200
A	m ²	1,131
I	m ⁴	0,1018
L _{spacing}	m	1,500
Rayleigh α		0,000
Rayleigh β		0,000
Axial skin resistance		
Axial skin resistance		Layer dependent
T _{max}	kN/m	1,000E12
Lateral resistance		
Lateral resistance		Unlimited
Base resistance		
F _{max}	kN	850,0
Interface stiffness factor		

Şekil 98. Fore kazık için kullanılan dayanım parametrelerinin girildiği yazılım ara yüzü

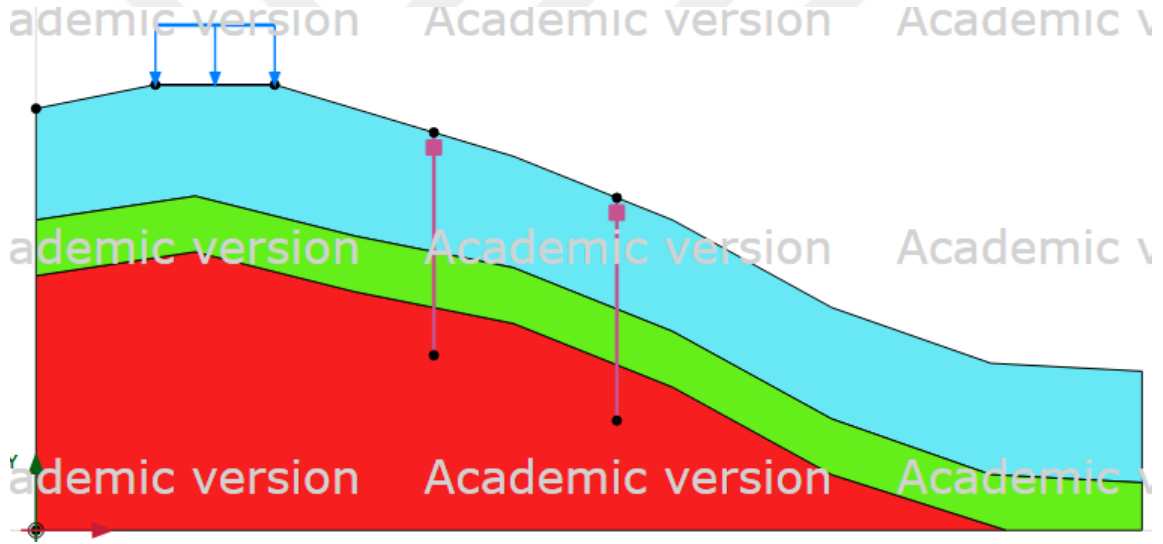
A-A kesitine ait model geometrisi, zemin topografyası ve fore kazıkların yerleşim düzeni Şekil 99’da sunulmuştur. Ayrıca, modelleme sırasında oluşturulan sonlu eleman ağı (mesh) Şekil 101’de gösterilmiştir.

B-B kesitine ait model geometrisi, zemin topografyası, kazıkların yerleşimi ve ek olarak B-B kesitinde mevcut olan binadan kaynaklı sürşarj yükü Şekil 100’de gösterilmiştir. B-B kesitine ait mesh görüntüsü ise Şekil 102’de gösterilmiştir.

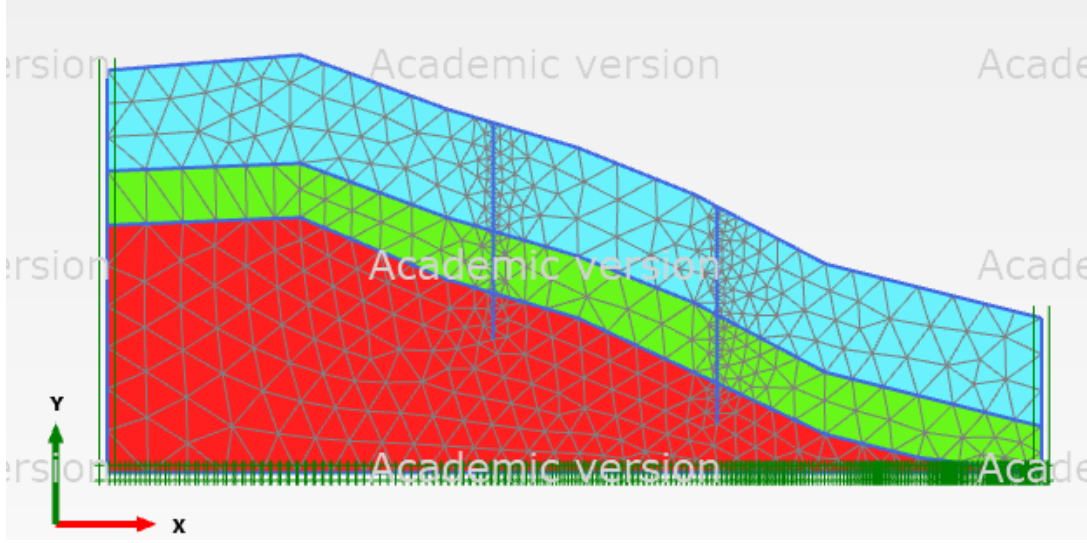
Mesh işlemi, modelin çözüm bölgesinin küçük elemanlara bölünmesiyle gerçekleştirilmiştir. Bu süreçte, geometrik özelliklere ve zemin parametrelerine uygun şekilde eleman boyutları seçilmiş ve özellikle kazık çevresi gibi kritik bölgelerde daha yoğun bir ağ oluşturulmuştur. Meshleme, gerilme, deformasyon ve diğer mühendislik parametrelerinin her bir eleman için ayrı ayrı hesaplanmasını sağlamaktadır.



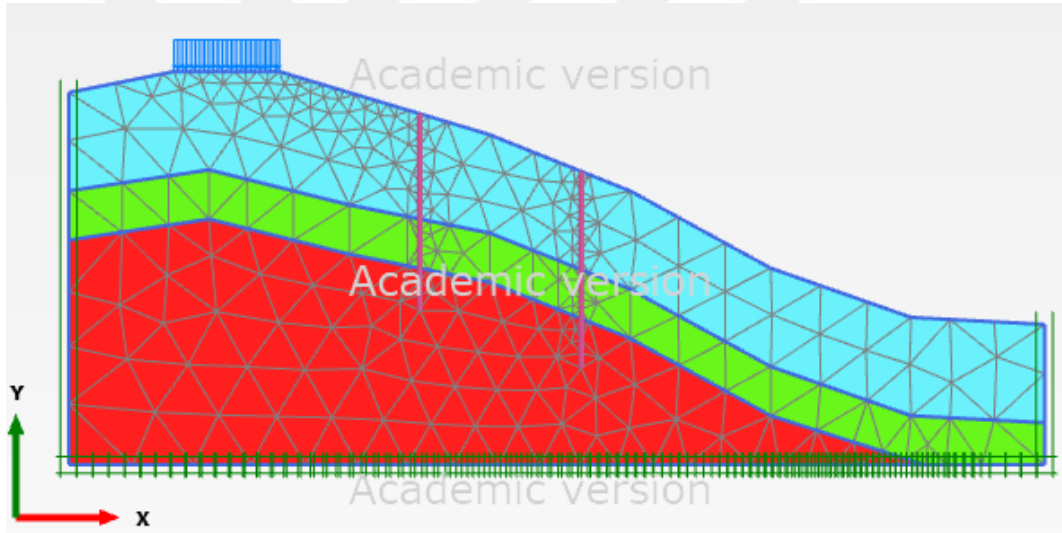
Şekil 99. Model Geometrisi ve fore kazıkların yerleşimi (A-A kesiti)



Şekil 100. Model Geometrisi ve fore kazıkların yerleşimi (B-B kesiti)



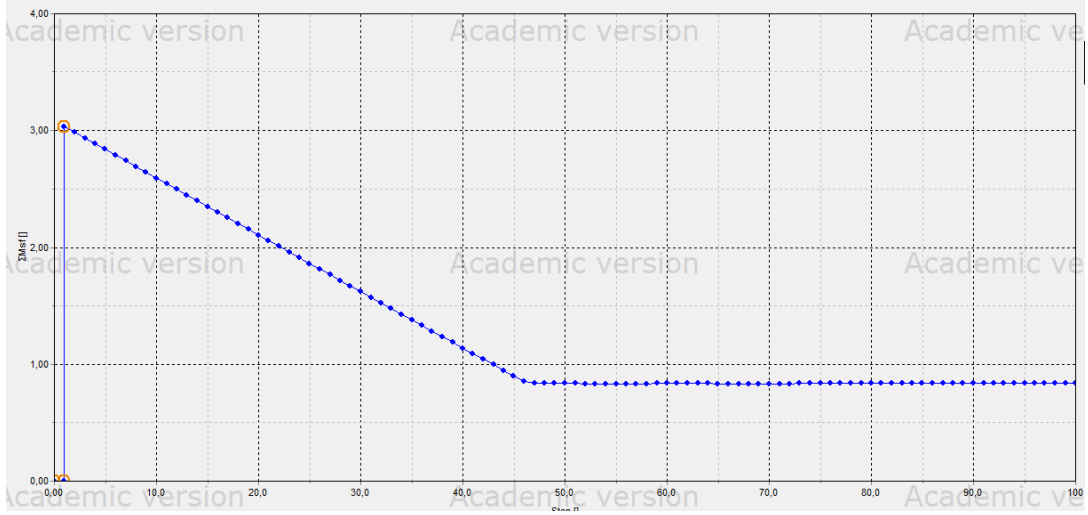
Şekil 101. Mesh görünümü (A-A) kesiti



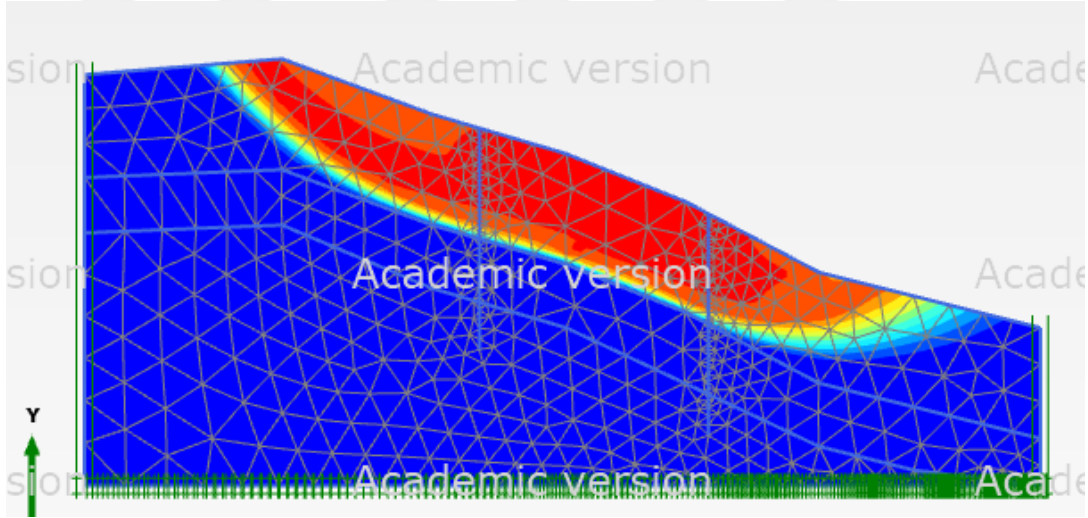
Şekil 102. Mesh görünümü (B-B) kesiti

Şekil 103'te, A-A kesiti için yapılan doğal durum analizleri sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği sunulmaktadır. Analiz sonucunda, A-A kesiti için güvenlik sayısı 0,835 olarak hesaplanmıştır. Bu değer, Slide yazılımı ile yapılan limit denge analizi sonucu elde edilen güvenlik sayısına yakın bir sonuç vermiştir.

Şekil 104'te ise analiz sonucunda oluşan renk konturları gösterilmektedir. Bu renk konturları, zemin içerisinde gerilme ve deformasyon dağılımını görsel olarak ifade etmektedir.



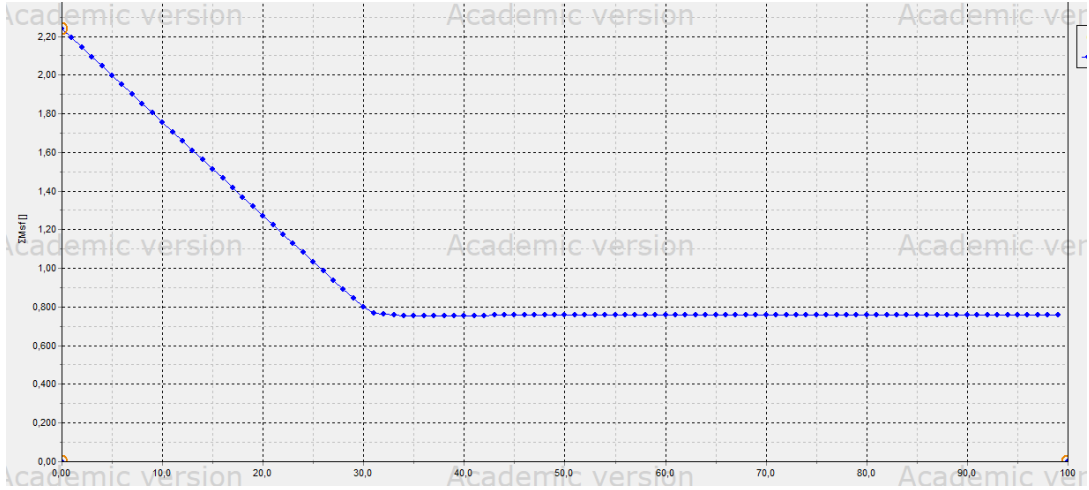
Şekil 103. A-A kesiti doğal durum analizi sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği



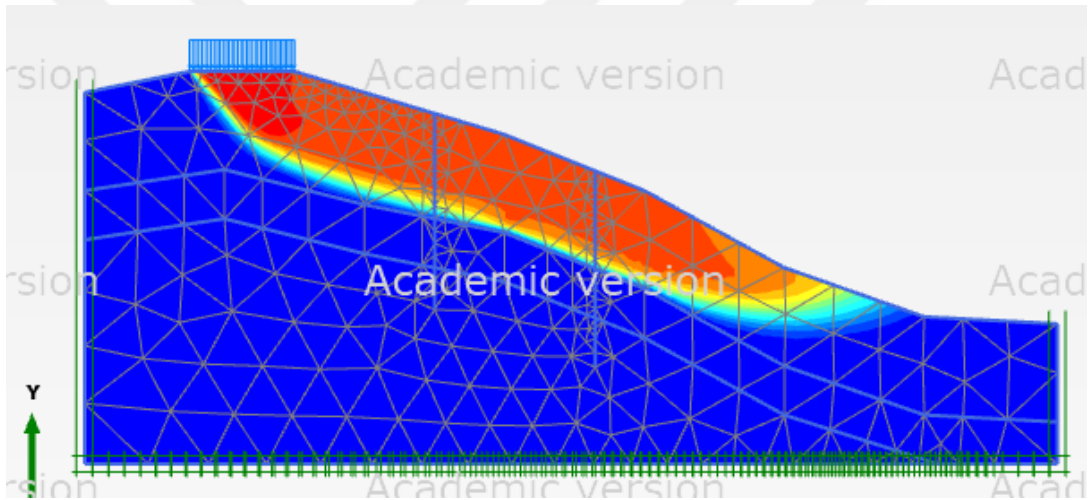
Şekil 104. A-A kesiti doğal durum analizi sonucunda elde renk konturları

Şekil 105'te, B-B kesiti için yapılan doğal durum sonlu elemanlar analizleri sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği sunulmuştur. Bu analizde, B-B kesiti için güvenlik sayısı 0,758 olarak hesaplanmıştır.

Şekil 106'da ise B-B kesiti için yapılan sonlu elemanlar analizleri sonucunda elde edilen renk konturları gösterilmektedir. Bu konturlar, zemin içerisindeki deformasyon dağılımını görsel olarak ifade etmektedir. B-B kesitinde, A-A kesitine kıyasla daha fazla deformasyon meydana geldiği görülmüştür. Bunun temel sebebi, analizde B-B kesitine sürşarj yükü eklenmiş olmasıdır. Sürşarj yükü, zemin üzerinde ek bir gerilme oluşturarak deformasyon potansiyelini artırmış ve kesit üzerindeki stabilite koşullarını etkilemiştir.



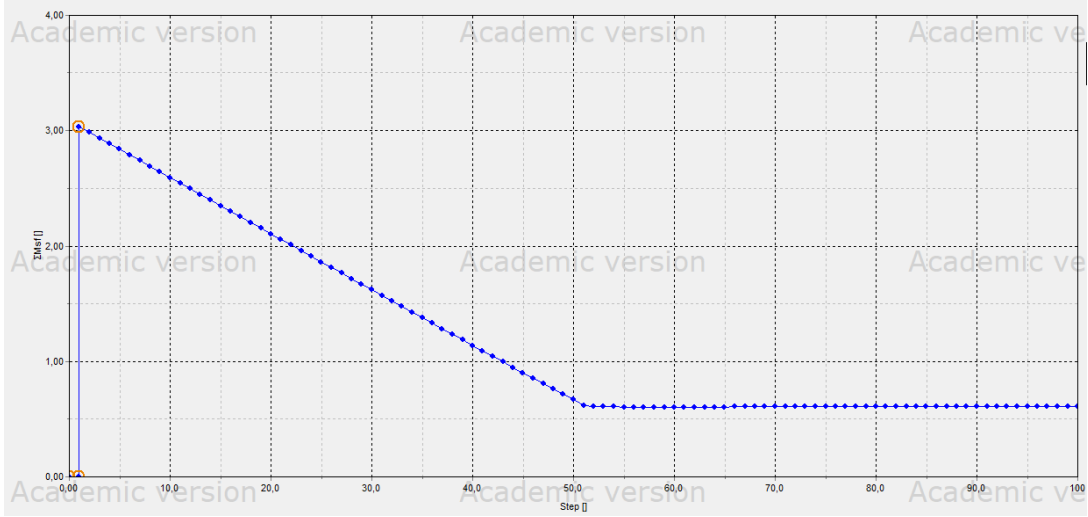
Şekil 105. B-B kesiti doğal durum analizi sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği



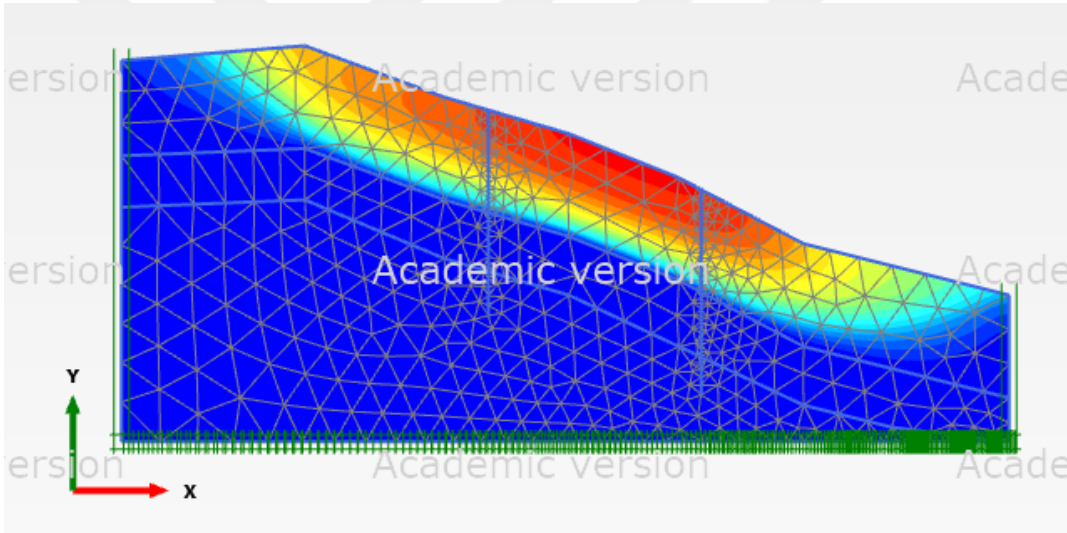
Şekil 106. B-B kesiti doğal durum analizi sonucunda elde edilen renk konturları

Şekil 107'de, A-A kesiti için depremli durum dikkate alınarak yapılan sonlu elemanlar analizinden elde edilen güvenlik sayısı grafiği sunulmuştur. Bu analiz sonucunda, A-A kesiti için güvenlik sayısı 0,607 olarak hesaplanmıştır.

Şekil 108'de ise aynı analiz sonucunda elde edilen renk konturları gösterilmektedir. Bu renk konturları, deprem yükü etkisi altında zeminde meydana gelen gerilme ve deformasyon dağılımını görsel olarak ifade etmektedir. Deprem etkisiyle zeminde oluşan ek deformasyonlar, kesitin stabilite koşullarını önemli ölçüde etkilemiştir.



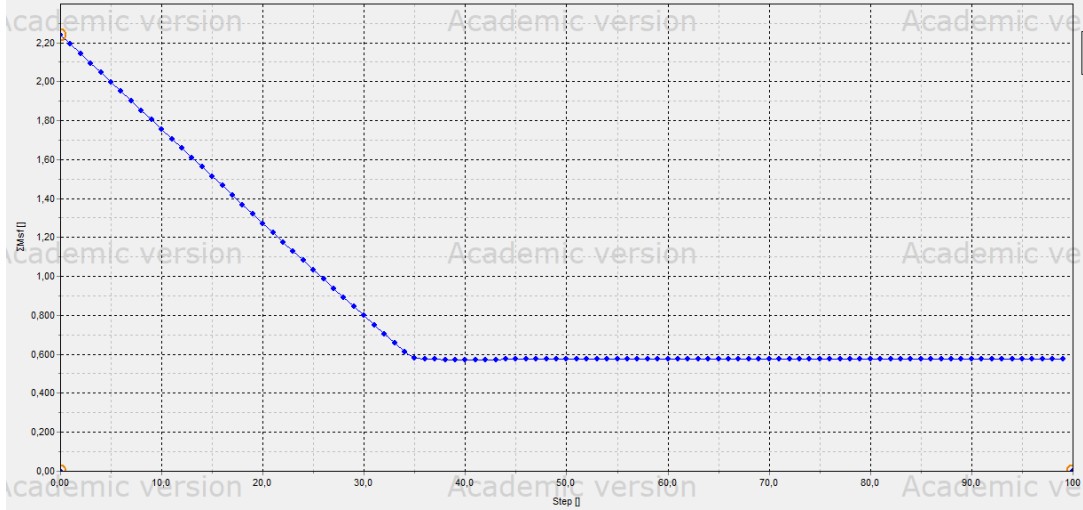
Şekil 107. A-A kesiti depremli durum analizi sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği



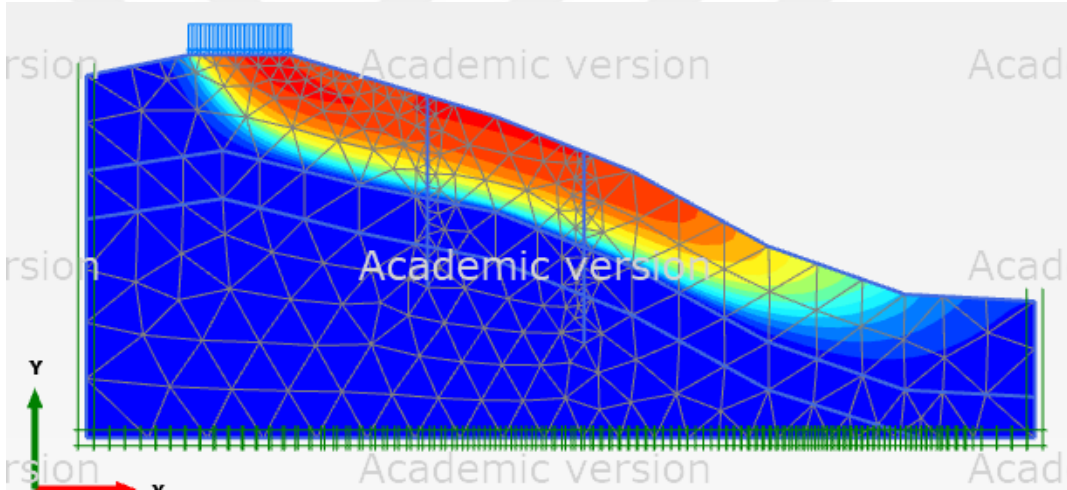
Şekil 108. A-A kesiti depremli durum analizi sonucunda elde renk konturları

Şekil 109'da B-B kesiti için depremli durum dikkate alınarak yapılan sonlu elemanlar analizinden elde edilen güvenlik sayısı grafiği sunulmuştur. Analiz sonucunda, B-B kesiti için güvenlik sayısı 0,575 olarak hesaplanmıştır.

Şekil 110'da ise aynı analiz sonucunda elde edilen renk konturları gösterilmektedir. Depremli durumda yapılan analizler, güvenlik sayısının düştüğünü ve deprem etkisinin kesit üzerindeki stabilite koşullarını olumsuz yönde etkilediğini ortaya koymaktadır.



Şekil 109. B-B kesiti depremli durum analizi sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği



Şekil 110. B-B kesiti depremli durum analizi sonucunda elde renk konturları

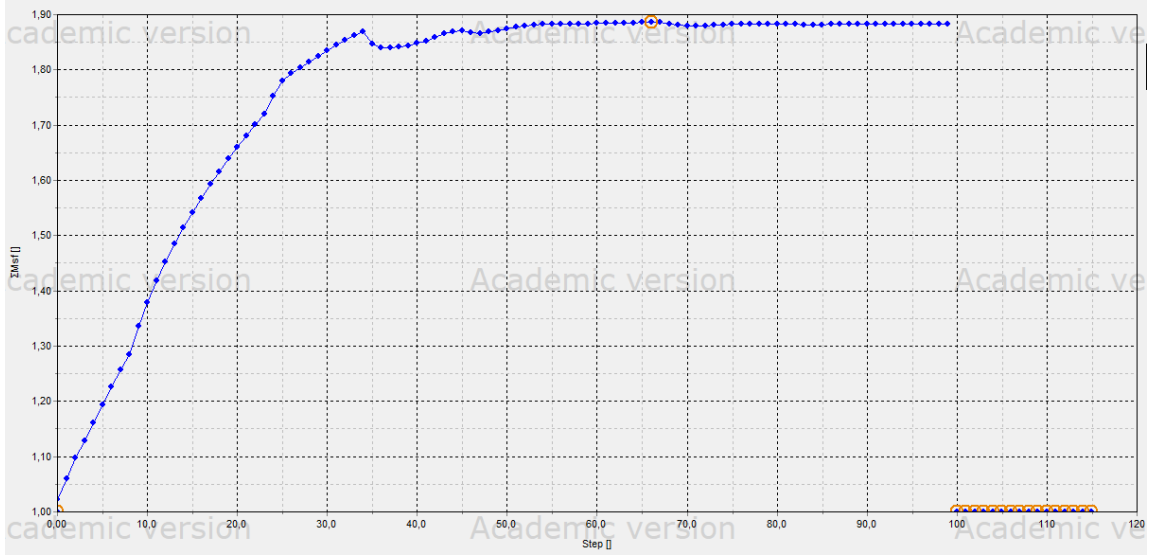
Hem A-A kesitinde hem de B-B kesitinde fore kazıkların etkisini değerlendirmek amacıyla Embedded Beam Row seçeneği aktifleştirilerek sonlu elemanlar yöntemi ile analizler tekrarlanmıştır. Bu kapsamda, fore kazıkların stabiliteye olan etkisi güvenlik sayıları ve renk konturları üzerinden incelenmiştir.

A-A kesiti için gerçekleştirilen analiz sonuçları Şekil 111 ve Şekil 112'de sunulmuştur. Şekil 111'de analiz sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği verilmiş olup, 28 metre boyunda ve 1,5 metre aralıklarla yerleştirilmiş fore kazık sistemi için güvenlik sayısı 1,883 olarak hesaplanmıştır. Bu değer, fore kazıkların stabiliteyi artırmadaki etkinliğini göstermektedir. Şekil 112'de ise A-A kesiti için yapılan sonlu elemanlar analizine ait renk

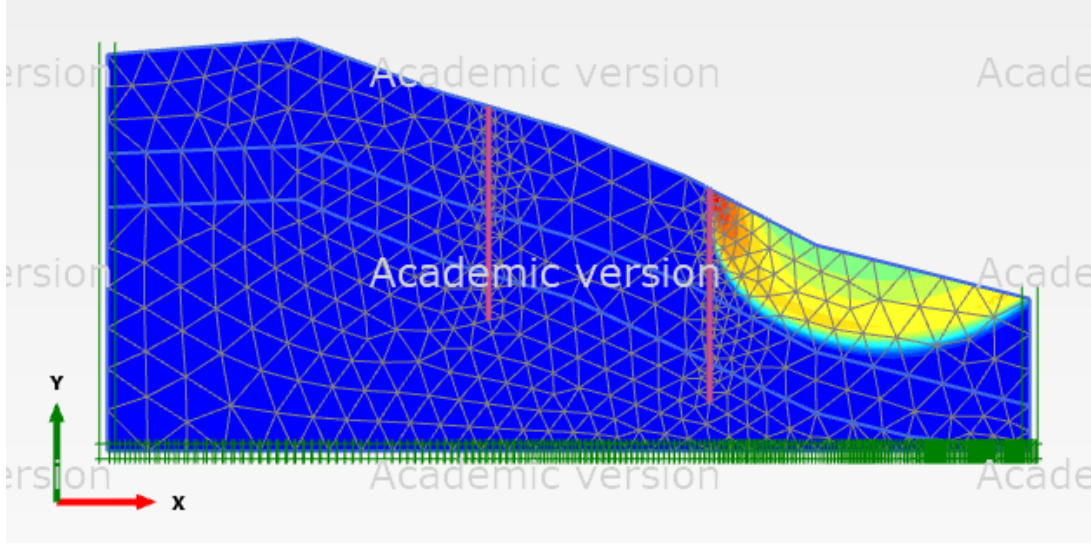
konturları verilmiştir. Renk konturları, kazık sisteminin zemin deformasyonunu önemli ölçüde kontrol ettiğini ve stabiliteyi artırdığını ortaya koymaktadır.

B-B kesiti için gerçekleştirilen analiz sonuçları Şekil 113 ve Şekil 114’te sunulmuştur. Şekil 113’de B-B kesiti için yapılan fore kazıklı analiz sonucunda elde edilen güvenlik sayısı grafiği verilmiştir. Analiz sonucunda güvenlik sayısı 1,515 olarak hesaplanmıştır. Bu değer, B-B kesitinde de fore kazıkların stabilite üzerindeki olumlu etkisini açıkça göstermektedir. Şekil 114’de ise B-B kesiti için yapılan sonlu elemanlar analizine ait renk konturları sunulmuştur. Renk konturlarından, özellikle boru hattının geçtiği bölgede deformasyonların kontrol altında tutulduğu gözlemlenmiştir.

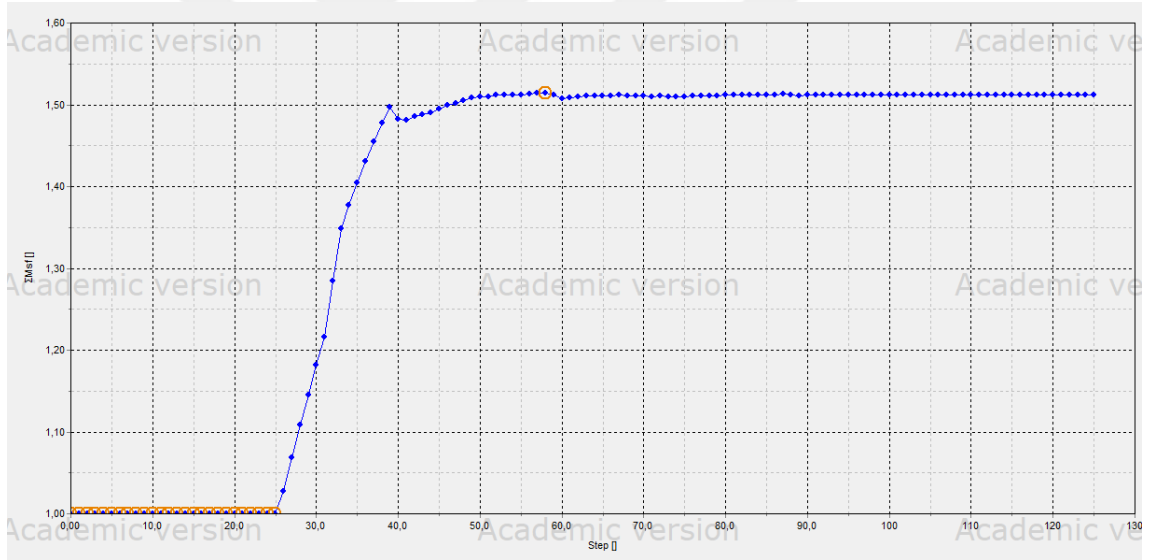
Her iki kesit için yapılan analiz sonuçları, hem güvenlik sayıları hem de renk konturları dikkate alındığında, boru hattının geçtiği bölgede yeterli stabilitenin sağlandığını göstermektedir. Fore kazıkların kullanımı, zemin stabilitesini önemli ölçüde artırmış ve boru hattı gibi kritik yapı elemanlarının güvenliğini sağlamıştır.



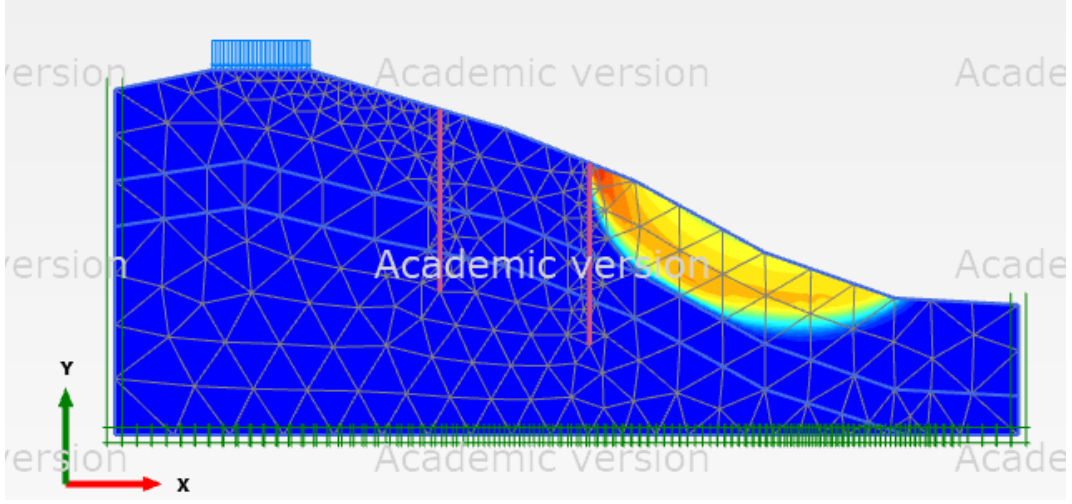
Şekil 111. A-A kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan analiz sonucu elde edilen güvenlik sayısı grafiği



Şekil 112. A-A kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan analiz sonucu elde edilen renk konturları



Şekil 113. B-B kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan analiz sonucu elde edilen güvenlik sayısı grafiği



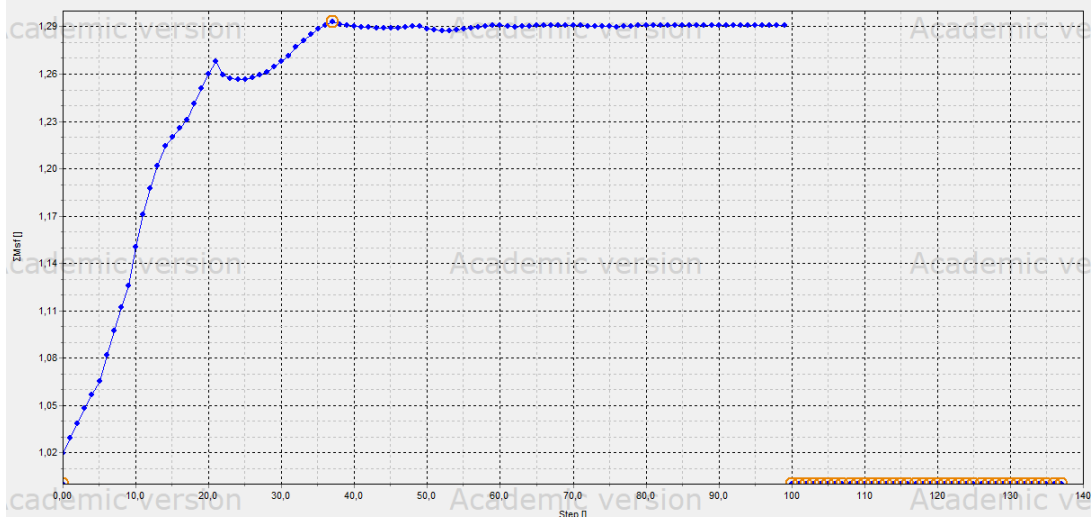
Şekil 114. B-B kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan analiz sonucu elde edilen renk konturları

Fore kazık sisteminin deprem etkisi altında nasıl çalıştığını değerlendirmek amacıyla depremli durum dikkate alınarak analizler tekrarlanmıştır. Bu analizlerde, hem A-A hem de B-B kesitlerinde fore kazık sisteminin stabiliteye olan katkısı incelenmiştir.

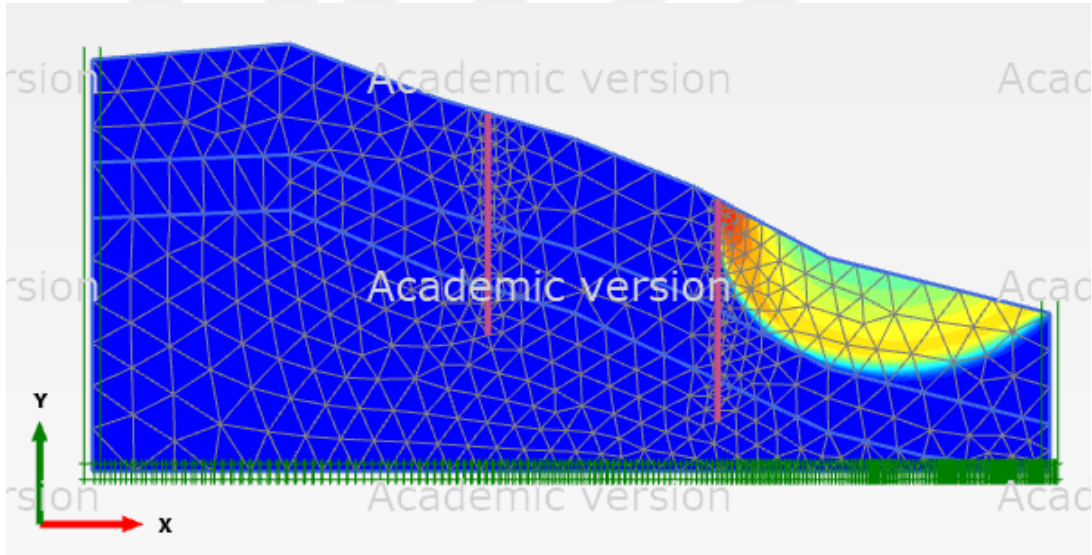
A-A kesiti için gerçekleştirilen depremli durum analizinde, güvenlik sayısı 1,291 olarak hesaplanmıştır. Analiz sonuçlarına ait güvenlik sayısı grafiği Şekil 115'te, renk konturları ise Şekil 116'da sunulmuştur. Analiz sonucunda, fore kazık sisteminin deprem yükü altında stabiliteyi koruduğu ve yeterli güvenliği sağladığı tespit edilmiştir. Renk konturları, deprem etkisiyle oluşan zemin deformasyonlarının fore kazıklar tarafından kontrol edildiğini göstermektedir.

B-B kesiti için yapılan depremli durum analizinde, güvenlik sayısı 1,174 olarak hesaplanmıştır. Bu kesite ait güvenlik sayısı grafiği Şekil 117'de, analiz sonucunda elde edilen renk konturları ise Şekil 118'de sunulmuştur. Depremli durumda güvenlik sayısı bir miktar düşse de, fore kazıkların stabiliteyi sağlama konusundaki etkili performansı gözlemlenmiştir. Özellikle zemin deformasyonlarının kritik bölgelerde sınırlı olduğu belirlenmiştir.

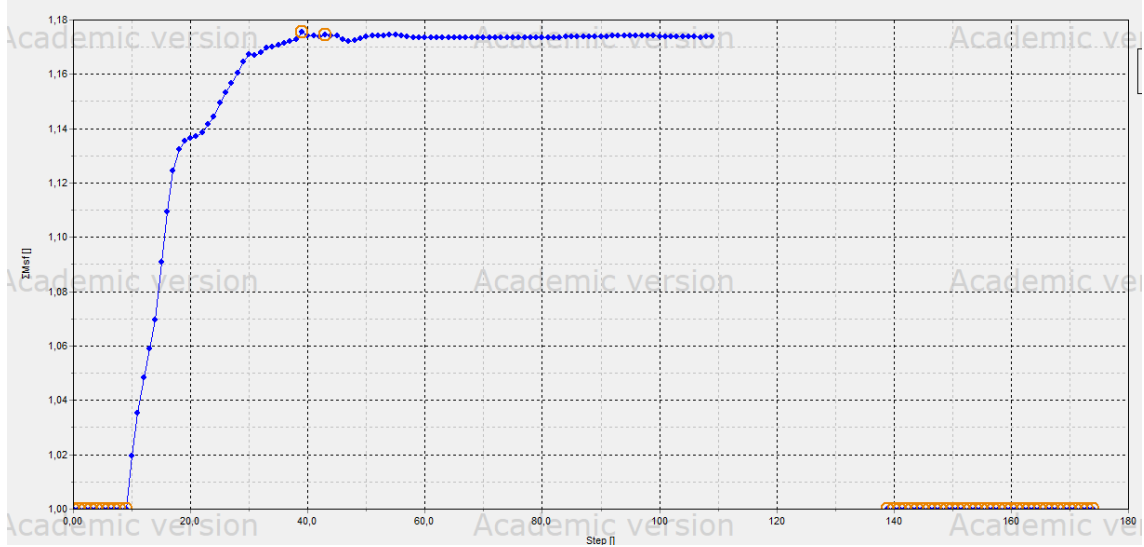
Her iki kesit için elde edilen analiz sonuçları, deprem etkisi altında fore kazık sistemlerinin stabiliteye önemli bir katkı sağladığını ortaya koymaktadır. Depremli durumda güvenlik sayılarında bir miktar düşüş yaşansa da, her iki kesitte de yeterli stabilitenin sağlandığı görülmüştür.



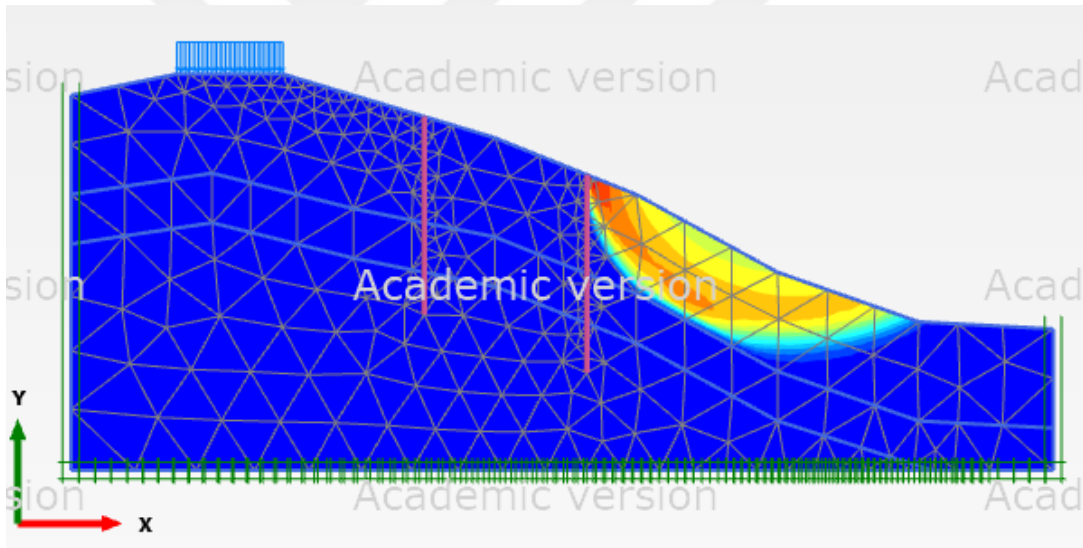
Şekil 115. A-A kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan depremli durum analizi sonucu elde edilen güvenlik sayısı grafiği



Şekil 116. A-A kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan depremli durum analizi sonucu elde edilen renk konturları



Şekil 117. B-B kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan depremli durum analizi sonucu elde edilen güvenlik sayısı grafiği



Şekil 118. B-B kesiti 28 m boyunda 1.3 m aralıklı fore kazık sistemi üzerinde yapılan depremli durum analizi sonucu elde edilen renk konturları

Tablo 10'da PLAXIS paket programı kullanılarak gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizi sonuçlarına göre hesaplanan güvenlik sayısı değerleri sunulmaktadır. Yapılan analizler, limit denge analizleri ile uyumlu sonuçlar vermiştir. SLIDE programı ile gerçekleştirilen limit denge analizleri sonucunda belirlenen kazık boyu ve aralığı, PLAXIS programı ile yapılan analizlerde de test edilmiş ve Türk Standardı TS 8853'e göre tanımlanmış olan depremsiz durum için 1.2, depremli durum için ise 1.0 güvenlik kriterlerinin sağlandığı tespit edilmiştir.

Tablo 10. Sonlu elemanlar analizi ile elde edilen güvenlik sayısı değerleri

Sistem	Forekazık boyu (m)	Kazıklar arası mesafe (m)	Güvenlik Sayısı	
			A-A Kesiti	B-B Kesiti
Doğal Durum	-	-	0.835	0.758
Depremli durum	-	-	0.607	0.575
Fore kazık	28	1.3	1.883	1.515
Fore kazık + Deprem	28	1.3	1.291	1.174

3. SONUÇLAR

Bu çalışmada, heyelan riski altındaki bir bölgede bulunan boru hattının güvenliğini sağlamak amacıyla kapsamlı bir şev stabilite analizi gerçekleştirilmiştir. Analizler hem statik hem de dinamik koşullar altında yapılmış olup, farklı fore kazık konfigürasyonlarının etkinliği değerlendirilmiştir. İlk olarak, bölgenin doğal durumu incelenmiş ve güvenlik sayılarının oldukça düşük olduğu tespit edilmiştir. Bu durum, acil bir stabilite çözümünün gerekliliğini ortaya koymuştur. Slide programı ile gerçekleştirilen limit denge analizi sonuçlarına göre doğal durumda A-A kesitinde Bishop yöntemine göre 0.873, Janbu yöntemine göre 0.839 güvenlik sayıları elde edilirken, B-B kesitinde bu değerler sırasıyla 0.760 ve 0.730 olarak hesaplanmıştır. Dinamik yükler altında A-A kesitinde Bishop yöntemine göre 0.623, Janbu yöntemine göre 0.598 güvenlik sayıları elde edilirken, B-B kesitinde bu değerler sırasıyla 0.568 ve 0.545 olarak hesaplanmıştır. Bu sonuçlar, bölgenin mevcut haliyle hem depremli hem de depremsiz durumda ciddi bir heyelan riski taşıdığını açıkça göstermektedir. Doğal durumda elde edilen bu düşük güvenlik sayıları, hem şevin mevcut stabilitesinin yetersiz olduğunu hem de bölgenin acil bir şekilde stabilite müdahalesine ihtiyaç duyduğunu ortaya koymaktadır.

Stabilite çalışmalarının ilk aşamasında, tek sıra fore kazık uygulaması denenmiştir. 25 metre boyunda ve 1.5 metre aralıklı olarak tasarlanan bu sistem kesitlerde fore kazıkların etki alanında stabilizeyi sağlarken kayma daireleri incelendiğinde kazıkların da alt kotlarında hala stabilitenin yetersiz olduğu gözlemlenmiştir, güvenlik sayılarında bir miktar artış sağlamış olsa da, yeterli stabilizeyi sağlayamamıştır. A-A kesitinde dinamik yükler altında Bishop yöntemine göre 0.697, Janbu yöntemine göre 0.646 güvenlik sayıları elde edilirken, B-B kesitinde bu değerler sırasıyla 0.627 ve 0.581 olarak hesaplanmıştır. Bu sonuçlar, tek sıra fore kazık uygulamasının bölgedeki heyelan riskini tamamen ortadan kaldırmak için yetersiz kaldığını göstermiştir.

Bu nedenle, stabilize çalışmalarının ikinci aşamasında çift sıra fore kazık uygulaması değerlendirilmiştir. İlk olarak, 25 metre boyunda ve 1.5 metre aralıklı çift sıra fore kazık sistemi analiz edilmiştir. Bu konfigürasyon, güvenlik sayılarında önemli bir artış sağlamıştır. A-A kesitinde dinamik yükler altında Bishop yöntemine göre 1.037, Janbu yöntemine göre 0.958 güvenlik sayıları elde edilirken, B-B kesitinde bu değerler sırasıyla 0.959 ve 0.879 olarak hesaplanmıştır. Bu sonuçlar, çift sıra fore kazık uygulamasının stabilizeyi önemli

ölçüde artırdığını göstermiştir. Ancak, özellikle B-B kesitinde elde edilen sonuçlar, bu konfigürasyonun heyelan riskini tamamen ortadan kaldırmak için yeterli olmadığını göstermektedir. Çift sıra fore kazık uygulaması ile sağlanan artışlar, genel stabiliteyi iyileştirse de özellikle dinamik yükler altında daha ileri bir stabilite yöntemine ihtiyaç duyulduğunu ortaya koymaktadır.

Bu nedenle, son aşamada fore kazık boyları uzatılmış ve kazık aralıkları azaltılmıştır. 28 metre boyunda ve 1.3 metre aralıklı olarak tasarlanan çift sıra fore kazık sistemi, en etkili çözüm olarak belirlenmiştir. Bu konfigürasyon ile A-A kesitinde dinamik yükler altında Bishop yöntemine göre 1.373, Janbu yöntemine göre 1.321 güvenlik sayıları elde edilirken, B-B kesitinde bu değerler sırasıyla 1.159 ve 1.065 olarak hesaplanmıştır. Bu sonuçlar, hem A-A hem de B-B kesitlerinde, dinamik yükler altında dahi yeterli güvenlik sayılarına ulaşıldığını göstermiştir. Statik koşullar altında A-A kesitinde Bishop yöntemine göre 1.972, Janbu yöntemine göre 1.848 güvenlik sayıları elde edilirken, B-B kesitinde bu değerler sırasıyla 1.543 ve 1.408 olarak hesaplanmıştır. Bu sonuçlar, önerilen fore kazık sisteminin statik koşullar altında çok yüksek bir güvenlik marjı sağladığını göstermektedir.

Bu çalışmaya ek olarak, PLAXIS paket programı kullanılarak sonlu elemanlar analizleri gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuçlar, limit denge analizleriyle karşılaştırılmıştır. PLAXIS sonuçları, bölgenin doğal durumdaki yetersiz stabilitesini ve fore kazık ile sağlanan iyileştirmeleri açıkça ortaya koymuştur. Doğal durumda, PLAXIS sonuçları A-A kesiti için 0.835, B-B kesiti için ise 0.758 güvenlik sayıları hesaplamıştır. Bu değerler, Bishop ve Janbu yöntemleriyle elde edilen limit denge analiz sonuçlarına oldukça yakın olup, yöntemlerin uyumlu sonuçlar verdiğini göstermektedir. Depremlı durum için PLAXIS analizleri, güvenlik sayılarının belirgin şekilde düştüğünü ortaya koymuş ve A-A kesiti için 0.607, B-B kesiti için ise 0.575 güvenlik sayıları hesaplanmıştır. Bu sonuçlar, bölgenin mevcut stabilitesinin dinamik koşullar altında tamamen yetersiz olduğunu bir kez daha göstermiştir.

Şevin stabilitesi kapsamında önerilen fore kazık sistemi PLAXIS analizlerinde de test edilmiş ve güvenlik sayılarında önemli bir artış sağladığı görülmüştür. 28 metre boyunda ve 1.3 metre aralıklı fore kazık sisteminde, PLAXIS analiz sonuçlarına göre depremsiz durumda A-A kesiti için 1.883, B-B kesiti için ise 1.515 güvenlik sayıları elde edilmiştir. Depremlı durumda ise bu değerler sırasıyla 1.291 ve 1.174 olarak hesaplanmıştır. Bu sonuçlar, PLAXIS analizleri ile Bishop ve Janbu yöntemleriyle elde edilen limit denge analiz sonuçları arasında tutarlı bir ilişki olduğunu göstermiştir. Ayrıca, PLAXIS sonuçları,

önerilen stabilite yönteminin hem statik hem de dinamik koşullar altında bölgedeki stabiliteyi sağlamada yeterli olduğunu bir kez daha doğrulamaktadır.

Sonuç olarak, PLAXIS ve limit denge analizlerinin birlikte değerlendirilmesi, önerilen fore kazık sisteminin bölgedeki heyelan riskini ortadan kaldırmak ve boru hattının güvenliğini sağlamak için etkili bir çözüm sunduğunu ortaya koymuştur. Özellikle 28 metre boyunda ve 1.3 metre aralıklı çift sıra fore kazık sistemi, hem statik hem de dinamik koşullar altında yeterli güvenlik sağlamakta ve TS 8853 kriterlerini karşılamaktadır. Bu çözüm, yalnızca mevcut heyelan riskini minimize etmekle kalmayıp, gelecekteki olası risklere karşı da uzun vadeli bir koruma sunmaktadır. PLAXIS analizleri, sistemin jeolojik ve topografik koşullara uygun bir şekilde tasarlandığını ve çevresel etkilerin minimum düzeyde tutulduğunu da göstermiştir. Tüm bu değerlendirmeler, önerilen fore kazık sisteminin bölgedeki stabiliteyi sağlamak ve boru hattının güvenliğini garanti altına almak için en uygun mühendislik çözümü olduğunu ortaya koymaktadır.

4. ÖNERİLER

Şev ve toprak kaymalarına karşı etkin önlemler alınması önerilmektedir. Bu tür doğa olayları, can ve mal güvenliğini tehdit edebileceği için, özellikle riskli bölgelerde önleyici tedbirlerin uygulanması gerekmektedir. Düzenli bakım ve izleme ile olası tehlikelerin erken tespiti sağlanarak, gerekli müdahalelerin zamanında yapılması hedeflenmelidir. Bu çerçevede, çevre güvenliğini artıracak adımların atılması büyük önem taşımaktadır.



5. KAYNAKLAR

- AFAD. (2018). Türkiye'de Afet Yönetimi ve Doğa Kaynaklı Afet İstatistikleri. İçişleri Bakanlığı Adet ve Acil Durum Başkanlığı, Ankara, Türkiye.
- AFAD Isparta Valiliği İl Afet ve Acil Durum Müdürlüğü. (2019, 09 05). Dsi 18. Bölge Müdürlüğünün Afet Önleme Projesi. <https://isparta.afad.gov.tr/dsi-18-bolge-mudurlugunun-afet-onleme-projesi#> adresinden alındı
- Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı. (2018). Türkiye Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik. Ankara.
- Alemdağ, S. (2016). Toprak dolgulı barajlarda gövde duraylılığının limit denge ve sayısal analiz yöntemleri ile değerlendirilmesi: Türkiye’den bir atık barajı örneği. Gümüşhane Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 6(2), 157-173.
- Avşar, Ö. (2004). Landslide stabilization in weathered tuffite, northern Turkey. (Master's thesis, Middle East Technical University).
- Aydın, S. (2022). Heyelan iyileştirme çalışması: Adnan Menderes Parkı örneği. Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Başkaya, m. (2015). 1929 OF-SÜRMENE FELAKETİ VE BÖLGEYE ETKİLERİ. Karadeniz incelemeleri Dergisi, 18, 177-196.
- Beret, B. (2014). Sera Heyelanı. Türk Coğrafya Dergisi(13-14), 155-160.
- Cernica, J. N. (1995). Geotechnical Engineering: Soil Mechanics Inc., New York. Inc., New York.
- Chakrabarti, B., & Shivananda, P. (2017). wo-Dimensional Slope Stability Analysis with Varying Slope Angle and Slope Height by Plaxis-2D. SAFETY, 1.684(1), 1-512.
- Coduto, D. P. (1999). Geotechnical engineering: Principles and practices.
- Conte, E., vd. (2014). A finite element approach for the analysis of active slow-moving landslides. Landslides, 11, 723-731.
- Çavumirza, L. (2018). Şev stabilitesi analizi ve Kartepe-Uzuntarla (Kocaeli) örneği, Kocaeli Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Master's thesis, Kocaeli.
- Çavuş, A. (2014). Tabzon'da doğa turizmi açısından değerlendirilmesi gereken turistik alan: Sera Gölü. Türk Coğrafya Dergisi(63), 43-50.
- Das, B. M. (2011). Principles of geotechnical engineering. Cengage Learning.
- Duncan, J. M., vd. (2014). Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons.

- Erguvanlı , K. (1994). Mühendislik Jeolojisi (4. b.). Seç Yayın Dağıtım.
- Fidan, S., & Görüm, T. (2020). Türkiye'de ölümcül heyelanların dağılım karakteristikleri ve ulusal ölçekte öncelikli alanların belirlenmesi. *Türk Coğrafya Dergisi*, 74, 123-134.
- Genç, G. (2010). Kazık grupları ile şev stabilite analizi. Trabzon: (Doctoral dissertation, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans, Trabzon).
- Goodman, R. E. (1976). Toppling of rock slopes. In *Proc. Specialty Conf. on Rock Engineering for Foundations and Slopes* (Cilt 2, s. 201-234). içinde Amer. Soc. Civil Eng.
- Griffiths, D. V., & Fenton, G. A. (2004). Probabilistic slope stability analysis by finite elements. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(5), 507-518.
- Griffiths, D. V., & Marquez, R. M. (2007). Three-dimensional slope stability analysis by elasto-plastic finite elements. *Geotechnique*, 57(6).
- Güven, İ.H., vd. (1993), MTA Genel Müdürlüğü 1/100 000 ölçekli açınısama nitelikli Türkiye Jeolojisi haritaları serisi
- Hu, W., vd. (2018). Suction and rate-dependent behaviour of a shear-zone soil from a landslide in a gently-inclined mudstone-sandstone sequence in the Sichuan basin. *Engineering geology*, 237, 1-11.
- Huvaj, N. (2017, 11 19). Şev Stabilitesi. İstanbul: TMMOB İNŞAAT MÜHENDİSLERİ ODASI.
- Huvaj, N., & Oğuz, E. A. (2018). Probabilistic slope stability analysis: a case study. *Sakarya University Journal of Science*, 22(5), 1458-1465.
- Huvaj, N., & Oğuz, E. A. (2018). Probabilistic slope stability analysis: a case study. *Sakarya University Journal of Science*, 22(5), 1458-1465.
- İlyasoğlu, E. (2008). Tünel Giriş Yapılarında Şev Stabilite Analizi, Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.
- Inter-Agency Standing Committee & European Commission. (2023). *INFORM REPORT 2023; Shared evidence for managing crises and disasters*. Luxembourg: Publications Office of the European Union.
- Janbu, N. (1957). Earth pressure and bearing capacity calculation by generalized procedure of slices *Proc. 4 th LCSM II. Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2, s. 17-26. London.
- Karadağ, M. B., & vd. (2019). A Case Study of the Landslide in Çiftlikkoy District Gençlik Street. *Düzce Üniversitesi Bilim ve Teknoloji Dergisi*, 2019(7), 640-649.

- Keleşoğlu, A. D. (tarih yok). Sonlu elemanlar yöntemi ile heyelan analizi: Kireçhane (Trabzon) heyelanı örneği. (Doctoral dissertation, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Trabzon).
- Li, X. (2007). Finite element analysis of slope stability using a nonlinear failure criterion. *Computers and Geotechnics*, 34(3), 127-136.
- Liu, S. Y., vd. (2015). Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods. *Computers and Geotechnics*, 63, 291-298.
- Matsui, M., & Takemura, A. (2005). Empirical characteristic function approach to goodness-of-fit tests for the Cauchy distribution with parameters estimated by MLE or EISE. *Annals of the Institute of Statistical Mathematics*, 57(1), 183-199.
- Matsui, T., & San, K. C. (1992). Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. *Soils and foundations*, 31(1), 59-70.
- Mburu, J. W., vd. (2022). Mburu, J. W., Li, A. J., Lin, H. D., & Lu, C. W. (2022). Investigations of unsaturated slopes subjected to rainfall infiltration using numerical approaches—A parametric study and comparative review. *Sustainability*, 14(21), 14465.
- Morbidelli, R., vd. (2018). Role of slope on infiltration: A review. *Journal of Hydrology*, 557, 878-886.
- Morgenstern, N. U., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79-93.
- Ng, C. W., & Shi, Q. (1998). A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage. *Computers and geotechnics*, 22(1), 1-28.
- Önalp, A., & Arel, E. (2004). *Geoteknik bilgisi II: yamaç ve şev'lerin mühendisliği*. Birsen Yayınevi.
- Özgür, A. (2004). Landslide stabilization in weathered tuffite, northern Turkey. (Master's thesis, Middle East Technical University).
- Öztürk, K. (2002). Heyelanlar ve Türkiye'ye Etkileri. *G.Ü. Gazi Eğitim Fakültesi Dergisi*, 22(2), 35-50.
- Pirone, M., & Urcioli, G. (2018). Analysis of slope-stabilising piles with the shear strength reduction technique. *Computers and Geotechnics*, 102, 238-251.
- Plafker, G., vd. (1971). Geological aspects of the May 31, 1970, Peru earthquake. *Bulletin of the seismological society of America*, 61(3), 543-578.
- Quecedo, M., vd. (2004). Numerical modelling of the propagation of fast landslides using the finite element method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 59(6), 755-794.

- Schuster, R. L., & Highland, L. M. (2002). Landslide hazards: mitigation policies, practices, and effectiveness. In *Landslides*, (s. 18-34). Prag.
- Schuster, R. L., & Highland, L. M. (2007). The Third Hans Cloos Lecture. Urban landslides: socioeconomic impacts and overview of mitigative strategies. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 66, 1-27.
- Selçukhan, O., & Ekinci, A. (2021). Zemin iyileştirme yöntemleri ve yaygın kullanımına bağlı değerlendirilmesi. *Avrupa Bilim ve Teknoloji Dergisi*(23), 481-496.
- Skempton, A. W. (1953). Soil mechanics in relation to geology. *Proceedings of the Yorkshire Geological Society*, 29(1), 33-62.
- Skempton, A. W. (1953). Soil mechanics in relation to geology. *Proceedings of the Yorkshire Geological Society*, 29(1), 33-62.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), 11-26.
- Suradi, M., vd. (2016). An experimental and numerical study of a landslide triggered by an extreme rainfall event in northern Australia. *Landslides*, 13, 1125-1138.
- T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü. (2008). Heyelan Yoğunluk Haritası.
- Tarhan, F. (1996). Mühendislik jeolojisi prensipleri. KTÜ.
- Taşkıran, T., vd. (2015). Şev stabilitesinin iki ve üç boyutlu modeller ile incelenmesi. *Dicle Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Dergisi*, 6(1), 1-8.
- Terzaghi, K., vd. (1996). Soil mechanics in engineering practice. John wiley & sons.
- TMMOB JEOLJİ MÜHENDİSLERİ ODASI. (2011, 02 10). Afşin Elbistan Kömür İşletmesinde Yine Heyelan! https://eski.jmo.org.tr/genel/bizden_detay.php?kod=4487&tipi=3&sube=0
- Trabzon'da doğa turizmi açısından değerlendirilmesi gereken turistik bir alan: Sera Gölü. (2014). *Türk Coğrafya Dergisi*, 63, 43-50.
- T.S.E. (1991). Yamaç ve şevlerin dengesi ve hesap metodları. TS-8853. Ankara: Türk Standartları Enstitüsü.
- URL-1. (2021, 18 Ağustos). Yaralarını Sarmamızın Yıllarca Sürdüğü Türkiye Tarihinde Meydana Gelen En Büyük Doğal Afetler. Onedio: <https://onedio.com/haber/yaralarini-sarmamizin-yillarca-surdugu-turkiye-tarihinde-meydana-gelen-en-buyuk-dogal-afetler-997942> adresinden alındı
- URL-2. (2024 15 Ekim). Google Earth. Trabzon. <https://earth.google.com> adresinden alındı
- Uzun, B. A. (2000). Temel mühendisliğine giriş. Derya Kitabevi.

- Uzuner, B. A. (2005). Temel Zemin Mekaniği. Trabzon: Derya Kitabevi.
- Ün, B., & Yıldız, A. (2021). Şev Stabilitesi Probleminin Geri Analizle Çözümü: Örnek Bir Vaka. Academic Platform-Journal of Engineering and Science, 9(1), 174-181.
- Varnes, D. J. (1958). Landslide types and processes. Landslides and engineering practice, 20-47.
- Varnes, D. J. (1978). Slope movemensts types and processes. Special Report(176), 11-33.
- Yamak, S. (2017). Karayolu şevlerinde boşluk suyu basınç değişikliklerinin şev stabilitesine etkisinin incelenmesi. Ankara, Türkiye: Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Zaruba, Q., & Mencl, V. (1976). Geologie de L'ingenieur. Development in Geotechnical Engineering, 10.
- Zhang, L. L., vd. (2011). Stability analysis of rainfall-induced slope failure: a review. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 164(5), 299-316.
- Zhang, X., vd, W. (2015). Numerical simulation of a flow-like landslide using the particle finite element method. Computational Mechanics, 55, 167-177.
- Zheng, H., vd. (2006). On two definitions of the factor of safety commonly used in the finite element slope stability analysis. Computers and Geotechnics, 33(3), 188-195.

ÖZGEÇMİŞ

İlk, orta ve lise eğitimlerini tamamladıktan sonra 2016 yılında Fırat Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde lisans eğitimine başladı. 2020 yılında lisans eğitiminden mezun olan yazar 2021 yılında Kütahya Dumlupınar Üniversitesinde İş Sağlığı ve Güvenliği anabilim dalında tezsiz yüksek lisans eğitimini tamamladı. 2021 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde tezli yüksek lisans eğitimine başlayan yazar, 2024 yılı Şubat ayından itibaren İstanbul Kültür Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Geoteknik Anabilim Dalında Araştırma Görevlisi olarak çalışmaktadır.