

**ZONGULDAK BÜLENT ECEVİT ÜNİVERSİTESİ**

**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**EREĞLİ-DEVREK(ZONGULDAK) KARAYOLU GÜZERGAHI JEOLJİK VE  
JEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ İLE  
İSTİNAT YAPILARININ TASARIMI VE KIYASLAMA ANALİZLERİ**

**JEOLJİ MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**BURAK ÇELEBİ**

**TEMMUZ 2019**

**ZONGULDAK BÜLENT ECEVİT ÜNİVERSİTESİ**

**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**EREĞLİ-DEVREK(ZONGULDAK) KARAYOLU GÜZERGAHI JEOLJİK VE**

**JEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ İLE**

**İSTİNAT YAPILARININ TASARIMI VE KIYASLAMA ANALİZLERİ**

**JEOLJİ MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Burak ÇELEBİ**

**DANIŞMAN: Dr. Öğr. Üyesi İbrahim BUZKAN**

**İKİNCİ DANIŞMAN: Doç. Dr. Ahmet KARAKAŞ**

**ZONGULDAK**

**Temmuz 2019**

**KABUL:**

Burak ÇELEBİ tarafından hazırlanan “Ereğli-Devrek (Zonguldak) Karayolu Güzergahi Jeolojik ve Jeoteknik Özellikleri İle İstinat Yapılarının Tasarımı Ve Kıyaslama Analizleri” başlıklı bu çalışma jürimiz tarafından değerlendirilerek Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans Tezi olarak oybirliğiyle kabul edilmiştir. 26/07/2019

**Danışman:** Dr. Öğr. Üyesi İbrahim BUZKAN

Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü

**Üye** : Doç. Dr. Ersin KOLAY

Yozgat Bozok Üniversitesi, Mühendislik Mimarlık Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü

**Üye** : Dr. Öğr. Üyesi Gürkan BACAĞ

Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü

**ONAY:**

Yukarıdaki imzaların, adı geçen öğretim üyelerine ait olduğunu onaylarım. ....../....../2019

  
Prof. Dr. Ahmet ÖZARSLAN  
Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

*“Bu tezdeki tüm bilgilerin akademik kurallara ve etik ilkelere uygun olarak elde edildiğini ve sunulduğunu; ayrıca bu kuralların ve ilkelerin gerektirdiği şekilde, bu çalışmadan kaynaklanmayan bütün atıfları yaptığımı beyan ederim.”*



Burak ÇELEBİ

## ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

### EREĞLİ-DEVREK (ZONGULDAK) KARAYOLU GÜZERGAHI JEOLJİK VE JEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ İLE İSTİNAT YAPILARININ TASARIMI VE KIYASLAMA ANALİZLERİ

**Burak ÇELEBİ**

**Zonguldak Bülent Ecevit Üniversitesi**

**Fen Bilimleri Enstitüsü**

**Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi İbrahim BUZKAN**

**İkinci Danışman: Doç. Dr. Ahmet KARAKAŞ**

**Temmuz 2019, 167 sayfa**

İstinat yapılarına genel olarak bakacak olursak; istinat yapıları çoğunlukla engebeli arazilerde, heyelan riskinin çok olduğu veya mevcut zeminin kayma riskinin fazla olduğu yerlerdeki malzemenin akmasını ve kaymasını engelleyerek arazinin mevcut halini korumak amacıyla inşa edilirler. Günümüzde de bu eğimli araziler üzerinde, gerek insan kaynaklı, gerek doğa olayları sonucunda oluşmuş değişimler gözlenmektedir. Bu değişim etkilerini en aza indirmek amacıyla bu tarzda risk taşıyan bölgelere, çeşitli tiplerde istinat duvarları tasarlanarak inşa edilmektedir. Aynı zamanda topoğrafik olarak engebeli arazilerdeki derin kazılarda, mevcut toprak itkilerini önlemek veya en aza indirmek için, kıyı bölgelerindeki karayolu inşaatlarında karayolunun zemin stabilitesini sağlamak amacıyla da istinat yapıları inşa edilmektedir.

Bu çalışmada; inceleme alanı olan Ereğli-Devrek (Zonguldak) karayolu topoğrafik olarak sarp, engebeli bir sahada inşası tasarlanan bir karayolu yapım işi olduğu için bölgede çeşitli sorunlarla karşılaşmaktadır. Bölge Pontid dağ silsilesinde olmasından dolayı, arazi eğimi

## ÖZET (devam ediyor)

oldukça yüksektir. Çalışma sahasındaki yüksek yamaç eğimleri; tabaka eğimleri ile aynı olduğunda, düşük taşlaşma derecesi gösteren kayaçların varlığı, tabakaların kil araldanması içermeleri ve bol yağışlar yamaç duraylılığını bozmakta olup heyelan riskini artırmaktadır. Bu nedenle; bu bölgelerde alınan örneklerden elde edilen jeoteknik veriler ile yapılan şev stabilite analiz sonuçlarına göre uygun tipte istinat yapıları tasarlanmıştır. Bu duvarların hangisinin en uygun olacağına, jeolojik, kullanım ömrü ve ekonomik kriterler göz önüne alınarak karar verilmiştir. Daha sonra seçilen duvar tipi inşa edilmiştir. Burada, çalışma alanının deprem kuşağında yer almasından dolayı, istinat yapılarının inşasında depremden kaynaklanan dinamik yükler de göz önünde bulundurularak hesaplamalar yapılmıştır.

Bu çalışmada, yapılan analizler ve bunlara bağlı olarak çıkan hesaplamaların kullanıldığı altı farklı istinat tipi hakkında bilgi verilmektedir. Bunlardan taş istinat duvarı, betonarme istinat duvarı ve geogrid donatılı istinat duvarı çalışma alanına uygunluğu neticesinde sahada inşa edilmiştir. Hesaplamalarda Rankine, Coulomb ve Mononobe-Okabe yöntemlerinden faydalanılmıştır.

**Anahtar Kelimeler:** İstinat yapıları, Jeolojik-Jeoteknik çalışmalar, Karayolu inşaatı, Şev stabilitesi

**Bilim Kodu:** 606.04.01

## **ABSTRACT**

**M.Sc. Thesis**

### **DESIGN AND COMPARISON ANALYSIS OF GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL PROPERTIES AND RETAINING STRUCTURES OF EREGLI- DEVREK (ZONGULDAK) HIGHWAY ROUTE**

**Burak ÇELEBİ**

**Zonguldak Bülent Ecevit University  
Graduate School of Natural and Applied Sciences  
Department of Geological Engineering**

**Thesis Advisor: Assist. Prof. İbrahim BUZKAN  
Co-Advisor: Assist. Prof. Ahmet KARAKAŞ**

**July 2019, 167 pages**

If we look at the retaining structures in general; Retaining structures are mostly built on hilly terrain to protect the existing state of the land by preventing material from flowing and slipping where there is a high risk of landslides or where the existing floor is at a high risk of slipping. Today, changes on these slopes have been observed as a result of both human and natural events. In order to minimize the effects of these changes, various types of retaining walls are designed and constructed in risky areas. At the same time, in deep excavations on topography of hilly terrain, retaining structures are being constructed in order to ensure the soil stability of the highway in the road constructions to prevent or minimize the existing soil repulsions.

In this study; As Ereğli-Devrek (Zonguldak) highway, which is the area of investigation, is a road construction work that is designed to be constructed on a topography steep, rugged area, various problems are encountered in the region. Due to the Pontid mountain range is quite high. High slope slopes in the study area; When the slopes are the same, the presence

## **ABSTRACT (continued)**

of rocks with low degree of petrification, clay intercalation of the layers and abundant rainfall impair the stability of the slope and increase the risk of landslides. Therefore; According to the results of the slope stability analysis with the geotechnical data obtained from the samples taken in these regions, the appropriate type of retaining structures were designed. Which of these walls will be the most suitable, geological, useful life and economic criteria have been taken into consideration. Then the selected wall type was built. Here, due to the fact that the study area is located in the earthquake zone, the calculations were made considering the dynamic loads caused by the earthquake in the construction of retaining structures.

In this study, information is given about the six different types of retaining using the analyzes and the resulting calculations. Stone retaining wall, reinforced concrete retaining wall and geogrid reinforced retaining wall were built in the field as a result of their suitability to the study area. Rankine, Coulomb and Mononobe-Okabe methods were used in the calculations.

**Key Words:** Retaining structures, geological-geotechnical studies, highway construction, slope stability

**Science code:** 606.04.01



## TEŞEKKÜR

Bu çalıőmanın gerçekleőmesinde değerli bilgilerini, katkı ve desteklerini esirgemeyen danışman hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. İbrahim BUZKAN'a teşekkür ederim.

Ayrıca tez jürimde yer alan, olumlu katkılarda bulunan değerli hocalarım Yrd. Doç. Dr. Gürkan BACAK ve Doç. Dr. Ersin KOLAY' a teşekkür ederim.

Tüm hayatım boyunca desteklerini esirgemeyen annem Nermin ÇELEBİ ve babam Mustafa ÇELEBİ' ye teşekkür ederim.



## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
KABUL .....	iii
ÖZET.....	iii
ABSTRACT .....	v
TEŞEKKÜR.....	vii
İÇİNDEKİLER.....	ix
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	xv
ÇİZELGELER DİZİNİ .....	xxi
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ .....	xxiii
BÖLÜM 1 GİRİŞ.....	1
BÖLÜM 2 ÇALIŞMA ALANININ TANITILMASI.....	3
2.1 ÇALIŞMA ALANININ YERİ.....	3
2.2 ULAŞIM VE YERLEŞİM.....	5
2.3 İKLİM VE BİTKİ ÖRTÜSÜ .....	5
BÖLÜM 3 BÖLGESEL JEOLJİ VE ÇALIŞMA ALANININ JEOLJİSİ .....	7
3.1 BÖLGESEL JEOLJİ.....	7
3.1.1 Paleozoyik Yaşlı Birimler .....	7
3.1.2 Mesozoyik Yaşlı Birimler .....	7
3.1.3 Senozoyik Yaşlı Birimler .....	7
3.2 ÇALIŞMA ALANI JEOLJİSİ .....	9
3.2.1 Tasmaca Formasyonu .....	9
3.2.2 Cemaller Formasyonu.....	10
3.3 ÇALIŞMA ALANINDAKİ KAYAÇLARIN PETROGRAFİSİ.....	12
3.4 ÇALIŞMA ALANINDAKİ KAYAÇLARIN JEOKİMYASI.....	18
3.5 ÇALIŞMA ALANININ HİDROJEOLJİSİ.....	19
3.6 YAPISAL JEOLJİ.....	20

## İÇİNDEKİLER (devam ediyor)

	<u>Sayfa</u>
3.6.1 Kıvrımlar .....	24
3.6.2 Faylar .....	25
<b>BÖLÜM 4 YAPILAN ÇALIŞMALAR .....</b>	<b>27</b>
4.1 LABORATUVAR ÇALIŞMALARI .....	27
4.1.1 Örnek Alma .....	27
4.1.2 Deneyler.....	27
4.1.3 Jeoteknik Bulgular .....	32
<b>BÖLÜM 5 ŞEVLERİN YAPISI VE TANIMLANMASI.....</b>	<b>35</b>
5.1 ŞEVLERİN TANIMI.....	35
5.2 ŞEVLERLE İLGİLİ BAZI TERMİNOLOJİLER .....	36
5.3 ŞEV GÖÇMELERİNİN SINIFLANDIRILMASI.....	37
5.4 ŞEVLERDE MEYDANA GELEN KÜTLE HAREKETLERİNİN ÖNLENMESİ.....	37
5.5 ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ ÇALIŞMALARI .....	41
5.5.1 Şev Stabilitesi Bulguların Değerlendirilmesi .....	69
<b>BÖLÜM 6 İSTİNAT YAPILARINA ETKİYEN YANAL ZEMİN BASINÇLARI .....</b>	<b>71</b>
6.1 YANAL ZEMİN BASINÇLARINI HESAPLAMA YÖNTEMLERİ .....	71
6.1.1 Coulomb Teorisi Yöntemi .....	71
6.1.1.1 Coulomb Aktif Toprak Basıncı .....	72
6.1.1.2 Coulomb Pasif Toprak Basıncı .....	73
6.1.2 Rankine Teorisi Yöntemi.....	74
6.1.2.1 Rankine Aktif Toprak Basıncı.....	74
6.1.2.2 Rankine Pasif Toprak Basıncı .....	75
6.1.3 Mononobe- Okabe Yaklaşımı.....	76
6.1.4 Toplam Aktif Toprak Basıncının Bulunması .....	77
6.1.5 Toplam Pasif Toprak Basıncının Bulunması.....	78
6.2 İSTİNAT YAPILARINA ETKİ EDEN KUVVETLER .....	79
6.2.1 Aktif Toprak İtkisi .....	79

## İÇİNDEKİLER (devam ediyor)

Sayfa

6.2.2 Pasif Toprak İtkisi .....	81
6.2.3 Sürşarj Yükü Kuvveti .....	83
6.2.4 Su Kuvveti .....	83
6.3 İSTİNAT YAPILARININ STABİLİTE ANALİZLERİ .....	86
6.3.1 Kayma Denetimi .....	86
6.3.2 Devrilme Denetimi .....	88
6.3.3 Taban Basıncı Denetimi .....	89
6.3.4 Toptan Göçme Denetimi .....	90
6.3.4.1 İsveç Dilim Yöntemi .....	91
6.3.4.2 Bishop Yöntemi.....	93
<b>BÖLÜM 7 İSTİNAT YAPILARININ ÖZELLİKLERİ VE ÖN BOYUTLANDIRILMASI..</b>	<b>95</b>
7.1 TAŞ İSTİNAT DUVARLARI.....	95
7.1.1 Taş Duvarlarda Kullanılan Taşların Sınıflandırılmaları .....	96
7.1.2 Taş Duvarların Yapı Malzemesi Olan Taşın Özellikleri .....	96
7.1.3 Taş Duvarların Yapı Malzemesi Olan Harcın Özellikleri .....	96
7.1.4 Taş Duvarların Temelleri.....	97
7.1.5 Taş Duvar Yüzüne Derz Yapılması.....	97
7.1.6 Taş İstinat Duvarlarının Arkasındaki Drenaj Sistemleri .....	98
7.1.7 Taş İstinat Duvarlarının Ön Boyutlandırılması .....	100
7.1.7.1 Harçlı Taş İstinat Duvarlarının Ön Boyutlandırılması.....	101
7.1.7.2 Harçlı Taş İksa Duvarlarının Ön Boyutlandırılması .....	102
7.1.7.3 Taş İstinat Duvarlarının Formüller Yardımıyla Pratik Boyutlandırılması .....	103
7.2 BETONARME İSTİNAT DUVARLARI.....	104
7.2.1 Betonarme İstinat Duvarlarının Ön Boyutlandırılması .....	106
7.3 BETONARME PAYANDALI İSTİNAT DUVARLARI .....	108
7.3.1 Betonarme Payandalı İstinat Duvarları Ön Boyutlandırılması .....	108
7.4 PALPLANŞ PERDE.....	109
7.4.1 Palplanş Perde Ön Boyutlandırılması .....	112
7.5 GABİON DUVAR.....	113
7.5.1 Gabion Duvar Çeşitleri.....	114

## İÇİNDEKİLER (devam ediyor)

	<u>Sayfa</u>
7.5.1.1 Gabion Sepet .....	115
7.5.1.2 Şilte Gabion.....	116
7.5.1.3 Jumbo Gabion .....	117
7.5.1.4 Çuval Gabion.....	117
7.5.1.5 Tel Ağ.....	117
7.5.2 Gabion Duvar Avantajları .....	118
7.5.3 Gabion Duvar ve Hesaplama Yöntemleri.....	118
7.5.3.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Hesaplama Yöntemleri.....	119
7.5.3.2 Kohezyonlu Zeminlerde Hesaplama Yöntemleri .....	120
7.5.3.3 Gabion Yapısına Etki Eden Sürşarj Yükü Hesaplama Yöntemi .....	121
7.5.3.4 Gabion Yapısına Etki Eden Taban Basıncı Hesaplama Yöntemi .....	122
7.5.4 Gabion Duvar Arkası Dolgu ve Gabion Duvar Temel Zemini .....	122
7.5.4.1 Gabion Duvar Temel Zemini .....	122
7.5.4.2 Gabion Duvar Arkası Dolgusu .....	123
7.5.5 Gabion Duvar Drenaj.....	124
7.5.5.1 Filtre Kumaşı.....	125
7.5.6 Gabion İstinat Duvarı ve Özellikleri .....	125
7.5.6.1 Gabion İstinat Duvarı Dolgu Özellikleri .....	125
7.5.6.2 Gabion İstinat Duvarı Eğimi .....	126
7.5.6.3 Gabion İstinat Duvarı Yüksekliği .....	126
7.6 GEOGRİD DONATILI İSTİNAT DUVARI .....	128
7.6.1 Donatılı Zemin Kavramı.....	128
7.6.2 Donatılı Elemanları.....	128
7.6.2.1 Geosentetikler.....	129
7.6.2.1.1 Geogridler.....	129
7.6.3 Donatılı Zemin Uygulamaları.....	130
7.6.3.1 Donatılı Zemin İstinat Yapıları .....	131
7.6.3.1.1 Donatılı Zemin İstinat Yapılarında Dolgu .....	132
7.6.3.1.2 Donatılı Zemin İstinat Yapılarında Donatı Malzemesi .....	133
7.6.4 Geosentetik Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Stabilite Analizleri.....	134

## İÇİNDEKİLER (devam ediyor)

Sayfa

7.6.4.1 İç Stabilite Analizleri .....	134
7.6.4.2 Dış Stabilite Analizleri .....	138
7.6.5 Donatılı İstinat Duvarlarının Üstünlükleri, Eksikleri ve Maliyet Durumu.....	139
7.6.5.1 Donatılı İstinat Duvarlarının Üstünlükleri .....	139
7.6.5.2 Donatılı İstinat Duvarlarının Eksik Yanları .....	140
7.6.5.3 Donatılı İstinat Duvarlarının Maliyeti.....	140
<b>BÖLÜM 8 İSTİNAT DUVALARI SAYISAL UYGULAMA ÖRNEKLERİ .....</b>	<b>141</b>
8.1 TAŞ İSTİNAT DUVARI SAYISAL UYGULAMA ÖRNEĞİ.....	141
8.2 BETONARME İSTİNAT DUVARI SAYISAL UYGULAMA ÖRNEĞİ .....	145
8.3 GEOGRİD DONATILI İSTİNAT DUVARI SAYISAL UYGULAMA ÖRNEĞİ.....	150
<b>BÖLÜM 9 SONUÇ VE ÖNERİLER.....</b>	<b>157</b>
<b>KAYNAKLAR.....</b>	<b>161</b>
<b>BİBLİYOGRAFYA .....</b>	<b>165</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ .....</b>	<b>167</b>





## ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
Şekil 2.1 İnceleme alanı yer bulduru haritası.....	4
Şekil 2.2 Çalışma alanının genel görünümü.....	4
Şekil 2.3 Çalışma alanı yol inşası görünümü. ....	5
Şekil 3.1 Zonguldak Taşkömür Havzası stratigrafik kolon kesiti.....	8
Şekil 3.2 Çalışma alanının jeoloji haritası.....	11
Şekil 3.3 Tasmaca formasyonundaki marn ince kesit tek nikol görüntüsü.....	12
Şekil 3.4 Tasmaca formasyonundaki marn ince kesit çift nikol görüntüsü. ....	13
Şekil 3.5 Tasmaca formasyonundaki mikritik kalsit dolgulu marnın ince kesit tek nikol görüntüsü. ....	13
Şekil 3.6 Tasmaca formasyonundaki mikritik kalsit dolgulu marnın ince kesit çift nikol görüntüsü. (Mik: Mikritik kalsit dolgusu). ....	14
Şekil 3.7 Yemişliçay formasyonundaki andezit ince kesit tek nikol görüntüsü.....	14
Şekil 3.8 Yemişliçay formasyonundaki andezit ince kesit çift nikol görüntüsü. ....	15
Şekil 3.9 Yemişliçay formasyonundaki andezit ince kesit tek nikol görüntüsü.....	15
Şekil 3.10 Yemişliçay formasyonundaki andezit ince kesit çift nikol görüntüsü. ....	16
Şekil 3.11 Çalışma alanındaki marn kayacı örneği. ....	17
Şekil 3.12 Çalışma alanında yarma örneğinde hâkim andezit kayacı. ....	17
Şekil 3.13 Winchester ve Floyd (1977) diyagramında volkanitlerin kimyasal analiz sonuçlarının dağılımı .....	19
Şekil 3.14 Wood (1980)'e ait tektonik ortam sınıflandırmasında volkanitlerin kimyasal analiz sonuçlarının dağılımı.....	19
Şekil 3.15 Çalışma alanının Türkiye Tektonik Birliklerindeki Konumu .....	22
Şekil 3.16 Karadeniz ile Doğu Akdeniz arasında jeolojik evrimi gösteren ölçeksiz enine kesitler.....	24
Şekil 4.1 Nokta yük deneyinde kullanılan basınç ünitesi ve uçların geometrisi .....	28
Şekil 4.2 Alınan numune örneğinin deney sonuçları. ....	29
Şekil 4.3 Alınan numune örneğinin deney sonuçları. ....	30
Şekil 4.4 Alınan numunelerin toplu sonuçları.....	31
Şekil 4.5 RocData programının arayüzü. ....	32
Şekil 4.6 RocData sigici tayini. ....	33
Şekil 4.7 RocData GSI tayini. ....	33

## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam ediyor)

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
Şekil 4.8 RocData mi tayini. ....	34
Şekil 4.9 RocData D tayini.....	34
Şekil 5.1 Yapay bir şev örneği. ....	35
Şekil 5.2 Doğal bir şev örneği. ....	36
Şekil 5.3 Şev terminolojilerinin gösterimi. ....	36
Şekil 5.4 Şev Hareketi Sınıflandırması .....	37
Şekil 5.5 Çalışma sahasında kazı yöntemi ile iyileştirme. ....	38
Şekil 5.6 Çalışma sahasında yüzey drenajı. ....	39
Şekil 5.7 Şev stabilitesine etki eden faktörler .....	40
Şekil 5.8 37+990 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.....	42
Şekil 5.9 37+990 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi. ..	43
Şekil 5.10 37+990 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.....	44
Şekil 5.11 40+020 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi. ....	45
Şekil 5.12 40+020 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi.....	46
Şekil 5.13 40+020 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi. ....	47
Şekil 5.14 42+840 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.....	48
Şekil 5.15 42+840 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi. ....	49
Şekil 5.16 42+840 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.....	50
Şekil 5.17 34+880 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.....	51
Şekil 5.18 34+880 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi. ....	52
Şekil 5.19 34+880 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.....	53
Şekil 5.20 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sağ şevin Bishop metodu ile analizi.....	54
Şekil 5.21 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sol şevin Bishop metodu ile analizi.....	55
Şekil 5.22 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sağ şevin Fellenius metodu ile analizi.....	56
Şekil 5.23 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sol şevin Fellenius metodu ile analizi.....	57
Şekil 5.24 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sağ şevin Janbu metodu ile analizi. ....	58
Şekil 5.25 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sol şevin Janbu metodu ile analizi. ....	59
Şekil 5.26 34+940 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.....	60
Şekil 5.27 34+940 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi. ....	61
Şekil 5.28 34+940 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.....	62

## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam ediyor)

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
Şekil 5.29 36+580 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi. ....	63
Şekil 5.30 36+580 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi. ....	64
Şekil 5.31 36+580 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi. ....	65
Şekil 5.32 38+680 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi. ....	66
Şekil 5.33 38+680 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi. ....	67
Şekil 5.34 38+680 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi. ....	68
Şekil 6.1 Aktif durum için Coulomb yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler .....	72
Şekil 6.2 Pasif durum için Coulomb yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler.....	73
Şekil 6.3 Aktif durum için zemin kamasına etkiyen kuvvetler .....	74
Şekil 6.4 Pasif durum için Rankine yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler .....	76
Şekil 6.5 Statik aktif toprak itkisi ve uygulama noktası.....	79
Şekil 6.6 Dinamik aktif toprak itkisi ve uygulama noktası.....	80
Şekil 6.7 Statik pasif toprak itkisi ve uygulama noktası .....	81
Şekil 6.8 Dinamik pasif toprak itkisi ve uygulama noktası.....	82
Şekil 6.9 Dinamik durumda sürşarj yükü kuvveti ve uygulama noktası.....	83
Şekil 6.10 Hidrostatik su kuvveti ve uygulama noktası .....	84
Şekil 6.11 Eurocode 8 Deprem yönetmeliğine göre hidrodinamik su kuvveti. ....	85
Şekil 6.12 İstinat duvarına etki eden yükler. ....	86
Şekil 6.13 İstinat duvarlarında kaymaya karşı konulan dış tipleri. ....	87
Şekil 6.14 Bir istinat duvarı örneğine etki eden önleyici ve devirmeye çalışan kuvvetler .....	88
Şekil 6.15 İstinat duvarına etki eden yükler ve taban basıncı dağılımı.....	89
Şekil 6.16 Temelde taşıma gücü durumları.....	90
Şekil 6.17 İstinat duvarlarında mümkün olabilecek göçme türleri. ....	91
Şekil 6.18 İsveç dilim yöntemi kesiti .....	92
Şekil 6.19 Bishop yöntemi kesiti.....	93
Şekil 6.20 $m_a$ değerinin ( $\tan\Phi'G.S, \alpha$ ) ya göre değişimi .....	94
Şekil 7.1 İnceleme alanındaki taş duvar görüntüsü. ....	95
Şekil 7.2 Taş duvar içerisindeki derz görünüşleri .....	98
Şekil 7.3 İstinat duvarı arkasında toplanan suları atmak için duvarda bırakılan delikler . ....	98
Şekil 7.4 İnceleme alanındaki taş duvar içindeki barbakan görüntüsü. ....	99
Şekil 7.5 İnceleme alanındaki inşası tamamlanmış bir taş duvar görüntüsü.....	100
Şekil 7.6 Harçlı taş istinat duvarı ve özelliklerinin gösterimi .....	101

## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam ediyor)

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
Şekil 7.7 Harçlı taş istinat duvarında duvar kalınlığını belirlemek için kullanılacak tablo ...	101
Şekil 7.8 Harçlı taş iksa duvarı ve özelliklerinin gösterimi .....	102
Şekil 7.9 Harçlı taş iksa duvarında duvar kalınlığını belirlemek için kullanılacak tablo .....	102
Şekil 7.10 Taş istinat duvarının formüsel olarak pratik boyutlandırılması .....	103
Şekil 7.11 Zeminin basınç emniyet gerilmelerine göre kuru, harçlı istinat ve iksa duvarlarında temele verilecek (a) ampatman değerleri (cm) .....	103
Şekil 7.12 Çalışma alanında betonarme istinat duvarı inşası görüntüsü. ....	104
Şekil 7.13 Çalışma alanında betonarme istinat duvarı ve temelinin tamamlanmış görüntüsü. ....	105
Şekil 7.14 Betonarme istinat duvarlarında taban dişi .....	105
Şekil 7.15 Betonarme istinat duvarlarının genel kullanım yerleri, (a) ve (b) yamaç yolları (c) büyük dolgu gerektiren yollar, (d) büyük yarma gerektiren yollar, (e) zemin tutma, (f) kanallar, (g) taşkın duvarları, (h) köprü kenar ayakları. ....	106
Şekil 7.16 Konsol istinat duvarı ön boyutlandırılması .....	107
Şekil 7.17 Konsol istinat duvarı prtatik ön boyutlandırılması .....	107
Şekil 7.18 Payandalı betonarme istinat duvarı görünümü. ....	108
Şekil 7.19 Payandalı betonarme istinat duvarı ön boyutlandırması .....	109
Şekil 7.20 Palpaş perde görünümü. ....	109
Şekil 7.21 Palpaş perdenin yakından görünümü. ....	110
Şekil 7.22 Palpaş perde uygulama gösterimi .....	111
Şekil 7.23 Gömme ve bağlı perde palpaş uygulama gösterimi .....	111
Şekil 7.24 Palpaş perde ve perdeye etki eden kuvvetlerin gösterimi .....	112
Şekil 7.25 Serbest toprak destek yöntemindeki çakma derinliği ve palpaş perdeye etki eden aktif, pasif kuvvetler ve ankraja gelen kuvvet .....	113
Şekil 7.26 Ağırlık tipi gabion dayanma duvarı .....	114
Şekil 7.27 Yarı ağırlık tipi gabion dayanma duvarı .....	114
Şekil 7.28 a) Dolgunun stabilize edildiği gabion duvar b) Gabion tel örgüyle yapılan donatılı dayanma duvarı .....	114
Şekil 7.29 Karayolu şevli arazideki zemin kaymalarının önlenmesi için gabion uygulaması. ....	115
Şekil 7.30 Diyaframlı gabion sepet görünümü .....	115
Şekil 7.31 Diyaframsız gabion sepet görünümü .....	116
Şekil 7.32 Şilte gabion uygulamasına örnek. ....	116
Şekil 7.33 Şilte gabion sepet görünümü .....	116

## ŞEKİLLER DİZİNİ (devam ediyor)

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
Şekil 7.34 Jumbo gabion gösterimi .....	117
Şekil 7.35 Çuval gabion gösterimi .....	117
Şekil 7.36 Karayolunda gabion tel ağ örneği. ....	118
Şekil 7.37 Coulomb teorisine göre gabion dayanma yapılarına etki eden yükler .....	120
Şekil 7.38 Sürşarj yükün uniform basınç olarak etkimesi durumu .....	122
Şekil 7.39 Gabion dayanma duvarı taban basıncı .....	122
Şekil 7.40 45° lik ile artırılmış genişliğe sahip gabion dayanma duvar temeli. ....	123
Şekil 7.41 Gabion dayanma duvarında drenaj sistemi .....	125
Şekil 7.42 Filtre kumaşının duvar arkası ile dolgu zemin arasında kullanılması durumu .....	125
Şekil 7.43 Gabion duvarın olması gereken eğim aralığı gösterimi .....	126
Şekil 7.44 Gabion dayanma duvarı tasarım şekilleri.....	127
Şekil 7.45 Gabion dayanma duvarının etkili yüksekliği .....	127
Şekil 7.46 Gabion dayanma duvar tasarım örneği .....	128
Şekil 7.47 Çalışma alanındaki serilmiş geogrid örneği.....	130
Şekil 7.48 Çalışma alanındaki inşası süren geogrid donatılı istinat duvarı.....	131
Şekil 7.49 Geosentetik donatılı zemin istinat duvarını oluşturan elemanlar .....	132
Şekil 7.50 Donatılı zemin duvarlar için donatı ara mesafesinin tipik dizilimi.....	133
Şekil 7.51 İç stabilite analizlerinde göz önüne alınacak olası göçme mekanizması .....	134
Şekil 7.52 Geosentetik donatılı zemin istinat duvarına etkiyen gerilmeler.....	136
Şekil 7.53 Sırasıyla kayma, devrilme, taşıma gücü ve toptan göçme şemasının gösterimi ...	139
Şekil 7.54 Yapı yüksekliği-ekonomi ilişkisi .....	140
Şekil 8.1 Analizi yapılacak taş istinat duvarın özellikleri ve boyutları.....	141
Şekil 8.2 Analizi yapılacak taş istinat duvarın boyutlandırılması.....	142
Şekil 8.3 Analizi yapılacak taş istinat duvarına etki eden yükün gösterimi.....	143
Şekil 8.4 Zemin taşıma gücü denetimi için bulunan değerlerin gösterimi.....	145
Şekil 8.5 Betonarme konsol istinat duvarının enkesiti.....	147
Şekil 8.6 Betonarme konsol istinat duvarına etki eden aktif basınçlar ve aktif kuvvetler .....	148
Şekil 8.7 Geogrid donatı uzunlukları ve düşey aralıkları.....	154



## ÇİZELGELER DİZİNİ

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
Çizelge 3.1 Volkanit agrega örneklerinin petrografik özellikleri .....	16
Çizelge 5.1 Şev stabitesi sonuçları ile güvenlik sayıları. ....	69
Çizelge 6.1 Etkin yer ivmesi katsayıları.....	77
Çizelge 7.1 Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlere ait içsel sürtünme açıları .....	121
Çizelge 7.2 Gabion dayanma duvar arkası dolgu malzeme özellikleri .....	124
Çizelge 7.3 Gabion sepet dolgu malzeme yoğunluk değerleri.....	126
Çizelge 7.4 Geogrid emniyet faktörleri.....	137
Çizelge 7.5 Geotekstil emniyet faktörleri .....	137
Çizelge 8.1 Taş istinat duvarına etki eden kuvvetlerin oluşturduğu moment değerleri. ....	143
Çizelge 8.2 Hesaplama ve tasarımda kullanılacak donatı düşey aralıkları. ....	152
Çizelge 8.3 Geogrid donatı boyları hesap tablosu.....	153
Çizelge 9.1 1 m lik taş istinat duvarı için maliyet hesabını gösteren çizelge.....	159
Çizelge 9.2 1 m lik geogrid donatılı istinat duvarı için maliyet hesabını gösteren çizelge....	159
Çizelge 9.3 1 m lik betonarme konsol istinat duvarı için maliyet hesabını gösteren çizelge.	159





## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

### SİMGELER

$\sum F_{\text{Direnen}}$	: Direnen kuvvetlerin toplamı
$\sum F_{\text{Kaydıran}}$	: Kaydırmaya çalışan kuvvetlerin toplamı
$\sum M_{A,D}$	: Devirmeye çalışan toplam moment
$\sum M_{A,K}$	: Koruyucu toplam moment
$\sum M_A$	: Toplam moment
$\sum M_{A,\text{Deviren}}$	: Devirmeye çalışan kuvvetlerin A noktasına göre toplam momenti
$\sum M_{A,\text{Direnen}}$	: Direnen kuvvetlerin A noktasına göre toplam momenti
A	: Tipik maliyet
A0	: 1. Deprem bölgesi yer ivmesi katsayısı
A <sub>m</sub>	: Gabion duvar kesit alanı
A <sub>t</sub>	: QND'nin alanını temsil etmektedir.
b	: Dilimin kalınlığı
B	: İstinat duvarı temelinin uzunluğu
B <sub>m</sub>	: Donatılı istinat duvarı maliyeti olmak üzere
C	: Kohezyon katsayısı
c'	: Efektif kohezyon
CC	: İnşaat maliyeti
CF	: Ön yüz kaplama elemanları maliyeti
CF'	: ön yüz elemanlarının taşınma ve inşa maliyeti
cg	: Gabion yapıdaki tel örgünün tüm kohezyon etkisi
Ch	: Yatay deprem katsayısı
CL	: Taşıma işleri maliyeti
CMT	: Malzemelerin test edilmesi maliyeti
CR	: Donatı birleşim elemanları maliyeti
CR'	: Donatının taşınması ve yerleştirilmesi maliyeti
CS	: Zemin dolgusu maliyeti

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam ediyor)

CS'	: Taşıma, yerleştirme, sıkıştırma ve malzemelerin test edilmesini içeren dolgu maliyeti
Cv	: Düşey deprem katsayısı
D	: Palplanş gömülü derinliği
d	: Palplanş istinat duvarı teorik çakma derinliği
da	: Ankraj bloğu yüksekliği
e	: Dış merkezlik uzunluğu
E1, E2	: Normal ara dilim kuvvetleri
FD	: Devrilme denetimi
Fi	: Gabion istinat duvarını kaydırmaya çalışan kuvvetlerin bileşkesi
FK	: Kayma denetimi
Fs	: Gabion istinat duvarının kaymasına karşı direnç gösteren kuvvetlerin bileşkesi
G.S Bishop	: Bishop yöntemi güvenlik sayısı
G.S Feelenius	: İsveç dilim yöntemi güvenlik sayısı
G.Sb	: Biyolojik etkilere karşı emniyet faktörüdür.
G.Sc	: Kullanım süresinde sünmeyi önlemek için emniyet faktörü
G.Sdevrilme	: Devrilme denetimi için güvenlik sayısı
G.Sg	: Global güvencilik sayısı
G.Si	: Uygulama sırasında hasar emniyet faktörü
G.Skayma	: Kayma denetimi için güvenlik sayısı
G.Skl	: Kimyasal etkilere karşı emniyet faktörü
G.Ss	: Sıyrılmaya karşı güvenlik sayısı
GSk	: Kopmaya karşı güvenlik sayısıdır.
H	: Duvar yüksekliği
h	: Dilimin üst orta noktası ile alt orta nokta arasındaki düşey mesafe
Ha	: Gabion duvar temel tabanından uygulanma yüksekliği
hK	: Kayalıkta alınacak duvar yüksekliği
HK	: Kayalıkta hamule yüksekliği
HT	: Toprakta hamule yüksekliği
hT	: Toprakta alınacak duvar yüksekliği
I	: Limanların bina önem katsayısı

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam ediyor)

I1	: Betonarme konsol istinat duvarı ön ampatman uzunluğu
I2	: Betonarme konsol istinat duvarı arka ampatman uzunluğu
K	: Taş duvar kalınlığı
Kas	: Statik aktif toprak basıncı katsayısı
Kat	: Deprem durumundaki aktif toprak basıncı katsayısı
Kp	: Kohezyonlu zeminlerde pasif toprak basıncı
Kpd	: Dinamik aktif toprak basıncı katsayısı
Kps	: Statik pasif toprak basıncı
Kpt	: Deprem durumundaki pasif toprak basıncı katsayısı
l	: Dilim yayının uzunluğu
L	: İstinat duvarı temelinin genişliği
LANK	: Ankraj bloğu yeri
LE	: Ankraj bölgesi içerisindeki donatı boyu (efektif boy)
LO	: Kıvrım boyu veya bindirme uzunluğu
LR	: kayma kaması içi boyu (Aktif bölge içerisindeki donatı boyu)
M	: Gabion eğilme momenti
MA	: A noktasına göre toplam moment
Mi	: Gabion istinat duvarını döndürmeye çalışan kuvvetlerin momenti
MO	: A noktasına etki eden duvarı devirmeye çalışan momentler
MR	: Devrilmeye karşı direnç gösteren momentler
Ms	: Gabion istinat duvarınının dönmesine karşı diren gösteren kuvvetlerin momentidir.
N'	: Dilimin alt yüzeyine etki eden efektif normal kuvvet
N	: İstinat duvarına etki eden düşey yükler toplamı
N	: Normal kuvvet, $N=W \times \cos\alpha$
P	: Kar
Pa	: Kohezyonlu zeminlerde aktif statik basıncı
pad	: Dinamik aktif toprak itkisi ise
pad(z)	: Herhangi bir z derinliğinde meydana gelen dinamik aktif toprak basıncı
Pas	: Statik aktif toprak basıncı
Pat	: Toplam aktif zemin basıncı

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam ediyor)

Pax	: Aktif toprak itkisi yatay bileşeni
Pay	: Aktif toprak itkisi düşey bileşeni
Ph	: Yatay bileşke kuvvet
Pp	: Pasif toprak kuvveti
Ppd	: Dinamik durumdaki pasif zemin basıncı
Ppd	: Dinamik pasif toprak itkisi ise
ppd(z)	: Herhangi bir z derinliğinde meydana gelen dinamik pasif toprak basıncı
Pps	: Pasif toprak basıncı
Ppt	: Toplam pasif toprak kuvveti
Pu	: Gabion duvarın her metre küpünün ağırlığı
Pv	: Düşey bileşke kuvvet
Pw	: Belirli bir H yüksekliğinde meydana gelecek hidrostatik su basıncı
Pwd	: Hidrodinamik su kuvveti
Pws	: Hidrostatik kuvvet ise
q0	: Yayılı yük basıncı
qad(z)	: Herhangi bir z derinliğinde meydana gelen dinamik sürşarj yükü basıncı
Qas	: Statik durumda sürşarj yükü itkisi
qf	: Terzaghi taşıma gücü
R	: Toplam bileşke kuvveti
R	: Kayma dairesi yarıçapı
R1, R2	: İncelenen dilimin yanındaki dilimlerden etkiyen bileşke kuvvetler
Rx	: Toplam bileşke kuvvetin yatay bileşeni
Rz	: Toplam bileşke kuvvetin düşey bileşeni
S	: Taban alanı
Sa	: Gabion duvar aktif zemin basıncı
Sh	: Gabion duvar aktif zemin basıncı yatay bileşeni
Su	: Gabion duvar aktif zemin basıncı düşey bileşeni
T	: Ankraja gelen kuvvet
T	: Dilim taban yüzeyindeki kayma mukavemeti
TC	: Toplam maliyet
Tf	: Kaymaya karşı direnç gösteren kuvvetlerin toplamı

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam ediyor)

$T_{müs}$	: Müsaade edilir çekme mukavemeti,
$T_{nih}$	: Donatının nihai çekme kuvveti
$u$	: Boşluk Suyu Basıncı
$W$	: Taban mukavemet momenti
$W_{1,2,3}$	: İstinat duvarının parçalarının ağırlıkları
$W_{zemin}$	: Zeminin sahip olduğu ağırlık
$x$	: Her bir dilimin ağırlık merkezi ile daire merkezi arasındaki yatay mesafe
$X_m$	: Duvar kesit ağırlık merkezi $G_m$ nin $x$ koordinatı
$X_t$	: Duvar kesit ağırlık merkezi $G_t$ nin $x$ koordinatı
$Y_m$	: Duvar kesit ağırlık merkezi $G_m$ nin $y$ koordinatı
$Y_t$	: Duvar kesit ağırlık merkezi $G_t$ nin $y$ koordinatı
$z_{PA}$	: Aktif toprak basıncının etki ettiği belirli bir $z$ derinliği
$\alpha$	: Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı
$\beta$	: Duvar arkasındaki dolgunun yatayla yapmış olduğu açı
$\gamma$	: Zeminin birim hacim ağırlığı
$\gamma_b$	: Zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı
$\gamma_s$	: Suyu doymuş zeminin birim hacim ağırlığı
$\gamma_w$	: Suyun birim hacim ağırlığı
$\delta$	: Duvar arka yüzeyi ile zemin arasındaki sürtünme açısı
$\eta$	: Gabion duvar toptan göçme güvenlik sayısı
$\lambda$	: Eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı
$\sigma_a$	: Toplam yatay gerilme
$\sigma_a$	: Yatay gerilme
$\sigma_a(l)$	: Hareketli yüklerden dolayı oluşan yanıl basınç
$\sigma_a(q)$	: Sürşarjdan dolayı oluşan yanıl basınç
$\sigma_a(s)$	: Zemin veya dolgudan dolayı oluşan yanıl basınç
$\sigma_{max}$	: Zeminde oluşan maksimum gerilme
$\sigma_{min}$	: Zeminde oluşan minimum gerilme
$\sigma_v$	: Düşey gerilme
$\sigma_z$	: Zemin emniyet gerilmesi
$\tau$	: Gabion kesme gerilmesi
$\Phi'$	: Efektif içsel sürtünme açısı

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam ediyor)

- $\Psi$  : Deprem katsayılarına bağılı olarak hesaplanan açı  
 $\omega$  : Geodivar ön yüz açısı  
 $\Phi$  : İçsel sürtünme açısı



## BÖLÜM 1

### GİRİŞ

Jeoloji ve jeoteknik mühendisliğinde zeminin sahip olduğu dinamik ve statik kuvvetler her zaman bir inceleme konusu olmuştur. Doğadaki ham arazinin eğimli olmasından dolayı bu eğimli arazi yakınlarına inşa edilecek herhangi bir yapının zarar görmemesi için bu eğimli arazinin göçmesinin veya kaymasının engellenmesi gerekmektedir. Bundan dolayıdır ki eğimli zemin arkasındaki toprağın kaymasını, göçmesini veya akmasını engellemek ve aynı zamanda da zeminin stabilitesini sağlamak amacıyla istinat duvarlarının yapılması gereklidir. Yapılacak bu istinat duvarlarının arkalarındaki yükü tutabilmeleri ve buna bağlı olarak güvenli olmaları için inşa edilecek sahadaki zemine ait parametrelerin iyi analiz edilip belirlenmesi büyük önem teşkil etmektedir. İstinat duvarlarının tasarımı bu belirlenecek parametrelere bağlıdır. Bu parametrelerin belirlenmesine yönelik ilk çalışmalar 18.yy'la kadar dayanmaktadır.

İstinat yapılarına etkileyen zemin basıncının iki sınır değeri vardır. Bunlar duvarın dolgudan dışarıya doğru küçük bir miktar yer değiştirmesi durumunda, arka zeminin göçmesi anında oluşan aktif zemin basıncı ve duvarın dolguya doğru hareket etmesi durumunda, arka zeminin kabarması ile oluşan pasif zemin basıncıdır. Yanal zemin basınçları ve bunların duvar üzerindeki etkileri ile ilgili klasik çalışmalar, Coulomb (1776) ve Rankine (1857) tarafından yapılmıştır.

Coulomb duvar, öne veya arkaya doğru hareket ederken, duvar arkasında oluşan ve kayan zemin kütlelerinin dengesini dikkate almıştır. Coulomb teorisinden sonra 1857 yılında Rankine teorisi ortaya çıkmıştır. Rankine teorisi ise duvar ile zemin arasında herhangi bir sürtünmenin olmadığını ve duvarın düşey olduğu tezini ortaya atmıştır.

Rankine ve Coulomb teorileri statik haldeki yani depremsiz duruma göre istinat yapılarının tasarımını esas almıştır. Deprem olması durumunda istinat duvarlarında meydana gelecek olan

zemin basınçlarını tespit etmeye yönelik ilk çalışma Mononobe-Okabe tarafından 1924 yılında yapılmıştır.

İstinat yapılarının tasarımında bu teorilerin iyi anlaşılması ve uygulanması gereklidir. Aynı zamanda ülkemizin bir deprem ülkesi olması sebebiyle de istinat yapılarının tasarımının daha da önem kazandığı anlaşılmaktadır.

Bu tez çalışmasında taş istinat duvarı, betonarme konsol istinat duvarı, payandalı istinat duvarı, palplanş istinat duvarı, gabion istinat duvarı ve geosentetik donatılı istinat duvarlarının ön boyutlandırılmaları, zemin parametrelerine göre tasarımı, depremlili ve depremsiz durumlara göre tasarımı ve güvenlik analizleri yapılacak olup bu sonuçlar birbirleriyle karşılaştırılıp değerlendirilecektir. Ereğli-Devrek (Zonguldak) karayolu güzergâhındaki formasyonların topoğrafik-jeolojik-jeoteknik özelliklerine göre Coulomb, Rankine ve Mononobe-Okabe yöntemlerinden yararlanılarak duvar tasarımları yapılacak olup incelenecektir.



## BÖLÜM 2

### ÇALIŞMA ALANININ TANITILMASI

#### 2.1 ÇALIŞMA ALANININ YERİ

Çalışma alanı; Batı Karadeniz bölgesinde yer alan Zonguldak İli, Ereğli ilçesi, Yazıcılar Köyü, Ovaköy ve Çevlik köyünün olduğu yerleri kapsamaktadır. Ereğli, Zonguldak'a bağlı bir ilçe olup yüzölçümü olarak 976,3 km<sup>2</sup> dir. İnceleme alanının Kuzeydoğusunda Akkay Köyü, Doğusunda Çaylıoğlu Köyü, Batısında Dedeler Köyü, Güneyinde ise Ormanlı Beldesi yer almaktadır (Şekil 2.1).

Çalışma alanı yerleşim açısından incelenecek olursa genel olarak Karadeniz bölgesine hâkim olan dağınık kentleşme özelliklerini taşımaktadır. Karadeniz'e özgü olan çok fazla eğimli alanlar bulunmaktadır. Dolayısıyla kentleşme de bu yamaçlarda gelişmiştir. İnceleme alanında 1994 yapılmış olan bir baraj (Kızılcapınar Barajı) ve baraj gölü de bulunmaktadır. Baraj yapıldıktan sonra baraj gölü havzasının kıyısındaki birçok ev su altında kalmıştır (Şekil 2.2). Bölgede yağışa bağlı olarak su seviyesi çok fazla değişkenlik göstermektedir. İlkbaharda maksimum seviyeye ulaşırken yazın ise minimum seviyesine inmektedir.

Çalışma alanı nüfus bakımından oldukça azdır. 2018 yılı verilerine göre 370 kişidir. Çalışma alanı yeşilliği ile ön plana çıkmaktadır. Çalışma alanının çok dağlık ve eğimli bir arazi yapısına sahip olmasının nedeni jeolojik olarak çok kırıklı bir yapıda olmasından kaynaklanmaktadır.

Çalışma alanında yaşayan insanların başlıca geçim kaynağı tarım, ahır ve mera hayvancılığı ile arıcılıktır. Çalışma alanında bulunan baraj turizm için önemli yer tutmaktadır ancak geçim kaynağı olarak tarım ve hayvancılığa oranla daha düşük bir paya sahiptir.



Şekil 2.1 İnceleme alanı yer bulduru haritası.



Şekil 2.2 Çalışma alanının genel görünümü.

## 2.2 ULAŞIM VE YERLEŞİM

Çalışma alanına Ereğli-Devrek karayolu ile ulaşmak mümkündür. Çalışma alanı) Zonguldak Ereğliye 26 km, Devrek İlçesine 46,9 km mesafededir. Ayrıca, Zonguldak İline 35 km, Düzce İline 91 km ve Karabük İline 141 km mesafede olan çalışma alanı Ankara'ya 265 km ve İstanbul'a 314 km uzaklıktadır.



Şekil 2.3 Çalışma alanı yol inşası görünümü.

## 2.3 İKLİM VE BİTKİ ÖRTÜSÜ

Çalışma alanına ılıman Karadeniz iklimi hakimdir. Her mevsimi ılık ve yağışlı olan Ovaköy ve çevresinde kurak mevsime rastlanılmamaktadır. En fazla yağış sonbahar ve kış mevsimlerinde görülür. Mevsimler ve gece-gündüz arasında önemli bir sıcaklık farkı bulunmamaktadır.

Yıllık ortalama sıcaklıklarda önemli bir farklılaşma yoktur. Bölgede Mayıs ayı sonu ile Ağustos ayı sonu arasındaki aylarda en fazla güneşli günler yaşanmaktadır.

Yıllık yağış ortalamasının 76.33 mm olduğu Ovaköyde, en yağışlı ay 146.00 mm ile Aralık ayı iken en düşük yağış oranı 54. mm ile Mayıs ayıdır.



## BÖLÜM 3

### BÖLGESEL JEOLojİ VE ÇALIŞMA ALANININ JEOLojİSİ

#### 3.1 BÖLGESEL JEOLojİ

##### 3.1.1 Paleozoyik Yaşlı Birimler

Batı Karadeniz Bölgesinde Paleozoyik yaşlı birimler olarak, Hamzafakıllı Formasyonu, Göktepe Formasyonu, Yılanlı Formasyonu, Alacağzı Formasyonu, Kozlu Formasyonu, Karadon Formasyonu ve Çakraz Formasyonu bulunmaktadır.

##### 3.1.2 Mesozoyik Yaşlı Birimler

Batı Karadeniz Bölgesinde Mesozoyik yaşlı birimler olarak, Himmetpaşa Formasyonu, Zonguldak Formasyonu, Kilimli Formasyonu, Velibey Formasyonu, Sapça Formasyonu, Tasmaca Formasyonu, Cemaller Formasyonu, Gidros Formasyonu, Gökçetepe Formasyonu, Başköy Formasyonu, Dinlence Formasyonu, İkse Formasyonu, Kazpınar Formasyonu, Limonkale Formasyonu, Sarıkorkmaz Formasyonu ve Alaplı Formasyonu bulunmaktadır.

##### 3.1.3 Senozoyik Yaşlı Birimler

Batı Karadeniz Bölgesinde Mesozoyik yaşlı birimler olarak, Yahyalar Formasyonu ve Çaycuma Formasyonu bulunmaktadır.



## 3.2 ÇALIŞMA ALANI JEOLJİSİ

Çalışma alanının buğüne kadar yapılan jeolojik-jeoteknik çalışmalar sonucunda; Tasmaca Formasyonu ve Cemaller Formasyonundan oluştuğı belirlenmiştir (Şekil 3.1).

Çalışma alanının incelendiğı bölge Üst Kretase yaşlı Yemişliçay formasyonuna aittir. Çalışma alanında Yemişliçay formasyonun yanısıra Kretase yaşlı Tasmaca ve Cemaller formasyonları da gözlenmiştir. Üst Kretase yaşlı Yemişliçay Formasyonunda hakim olan birimler tüf, tüfit, aglomera, konglomera, kumtaşı, şeyl ve volkanitlerdir. Formasyona hakim olan renkler ise bordo, yeşil ve sarıdır. Formasyon inceleme alanını da içerisinde alarak genel olarak D-B uzanımlı yaklaşık olarak 150 km'lik bir geniş alanı kapsamaktadır. İnceleme alanına içerisindeki Yemişliçay Formasyonunun kalınlığı ortalama olarak 1000 metreyi bulmaktadır. Alt dokunağı Sapça Formasyonu, üst dokunağı ise Hidros Formasyonudur. Sapça formasyonu ortalama kalınlığı 0-400 m iken Sapça formasyonunun ortalama kalınlığı ise 0-290 m dir.

Volkanik kayalar bakımından zengin olan bu formasyonlar, Üst Kertase yaşlı yay volkanizmasının etkisiyle gelişmiş ve buna bağılı olarak ortaya çıkmış volkano-sedimanter oluşumlardır. Bu oluşumlar sığ ve derin deniz çökeltilerini karakterize ederler. İnceleme alanında gözlemlenen volkanitler yeşil, grimsi yeşil, yer yer kırmızımsı tonlarda, masif, genellikle altere olmamış andezit kayalarından oluşur. Sahadaki yarmalarda ortalama 30-35 m'lik kalınlık, 250-300 m'lik yatayda yayılım sundukları gözlenmiştir.

### 3.2.1 Tasmaca Formasyonu

Saner (1979) tarafından adlanması yapılan bu birim, batıda çok incedir. Hatta hiç çökelmemiş alanlar bile bulunmaktadır. Zonguldak Paleozoyiğı'nin güneyinde kalınca bir istif olarak izlenir. Amasra-Bartın dolayında izlenmez ancak, bu formasyon Kilimli formasyonunun belli bir kısmına karşılık geldiğı düşünülmektedir.

Marn, kilitaşı ardalanmasından meydana gelen mavi, gri renkli bir istiftir. Kalınlığı 400 m dolayındadır. Altındaki Sapça formasyonu üzerinde geçişli izlenir.

Fazlaca sığ olmayan, yavaş yavaş derinleşen bir denizi karakterize eder. Yaşı Senomaniyendir.

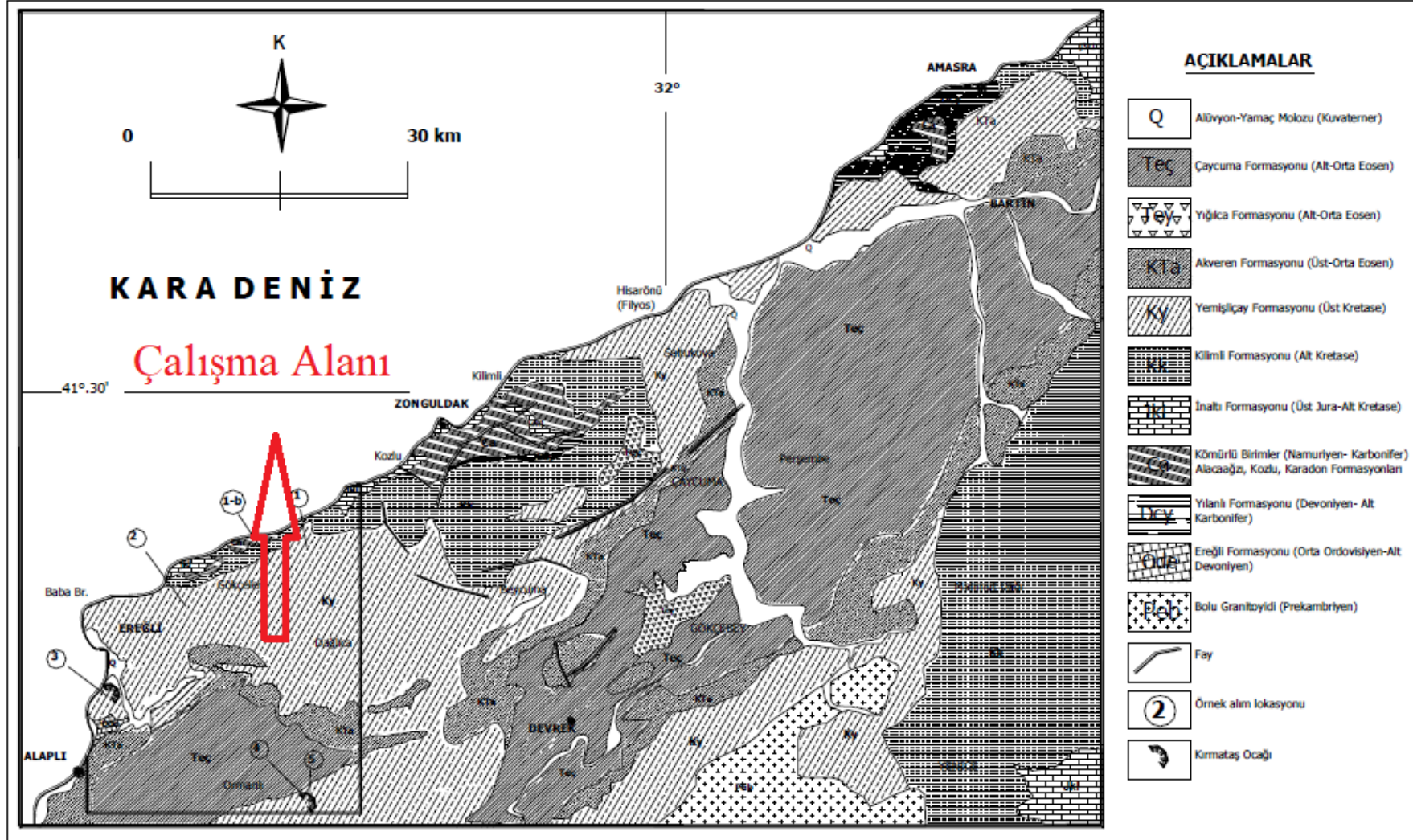
### 3.2.2 Cemaller Formasyonu

Yergök ve diğeri (1987) tarafından adlanması yapılan bu birim, Batıda Eğirli-Köseazından başlayarak doğuya doğru Bartın-Amasra dolayına kadar mostralara vermektedir.

Kumtaş, çamurtaş aralanmasından başka yer yer konglomera ve değişik boyutlarda olistolitler içeren bir istifdir. Çamurtaşları genellikle yeşilimsi gri, kırmızımsı gri, kumtaşları ise gri renklidir. Yer yer değişik boyut ve yaşlarda bloklar içermektedir. Amasra dolayında ince çökel halinde (10-15 m) sığ deniz özelliği göstermesine karşın, Ereğli-Zonguldak arasında turbiditlere özgü çökelme yapılan gözlenmekte, çoğun tabakalar Bauma istifi şeklinde yaygın olarak izlenmektedir. Bu formasyonun kalınlığı Ereğli-Zonguldak dolayında 250 m olmasına karşın Amasra dolayında 10-15 m kalınlıktadır. Taban ilişkisi tüm havzada alttaki birimlerin üzerine açısız uyumsuzlukla geldiği gözlenmektedir.

Zonguldak-Ereğli dolayında türbiditik özellikler ve büyük ölçekli çekim kayma ve yıkılmaları göstermesi bakımından, derin kanyonlar boyunca bol miktarda kaba malzeme gelmesinden sonra abisal düzlükler boyunca depolanmasından oluşan bir çökel topluluğu olmaktadır. Ancak aynı birim Amasra dolayında oldukça sığ teşekkül etmiş karbonatlı kumtaşlarından meydana gelmiştir. İçindeki fosillere göre yaşı Senomaniyendir.

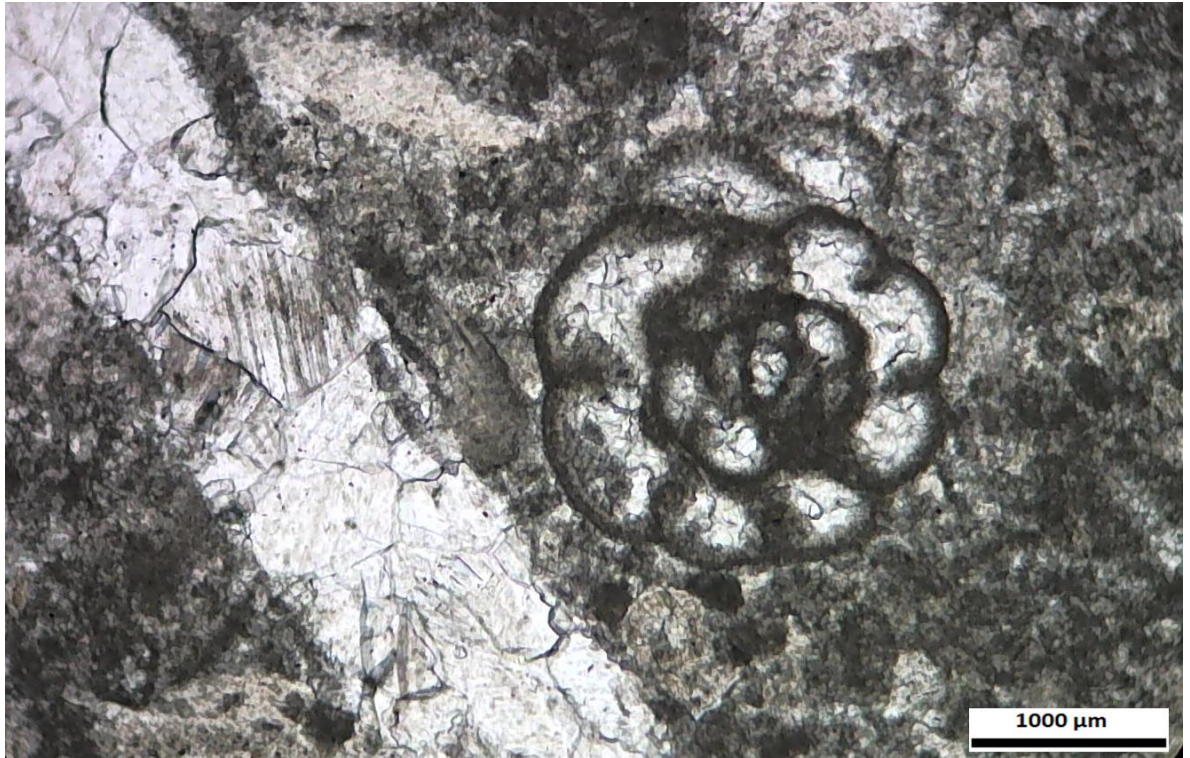




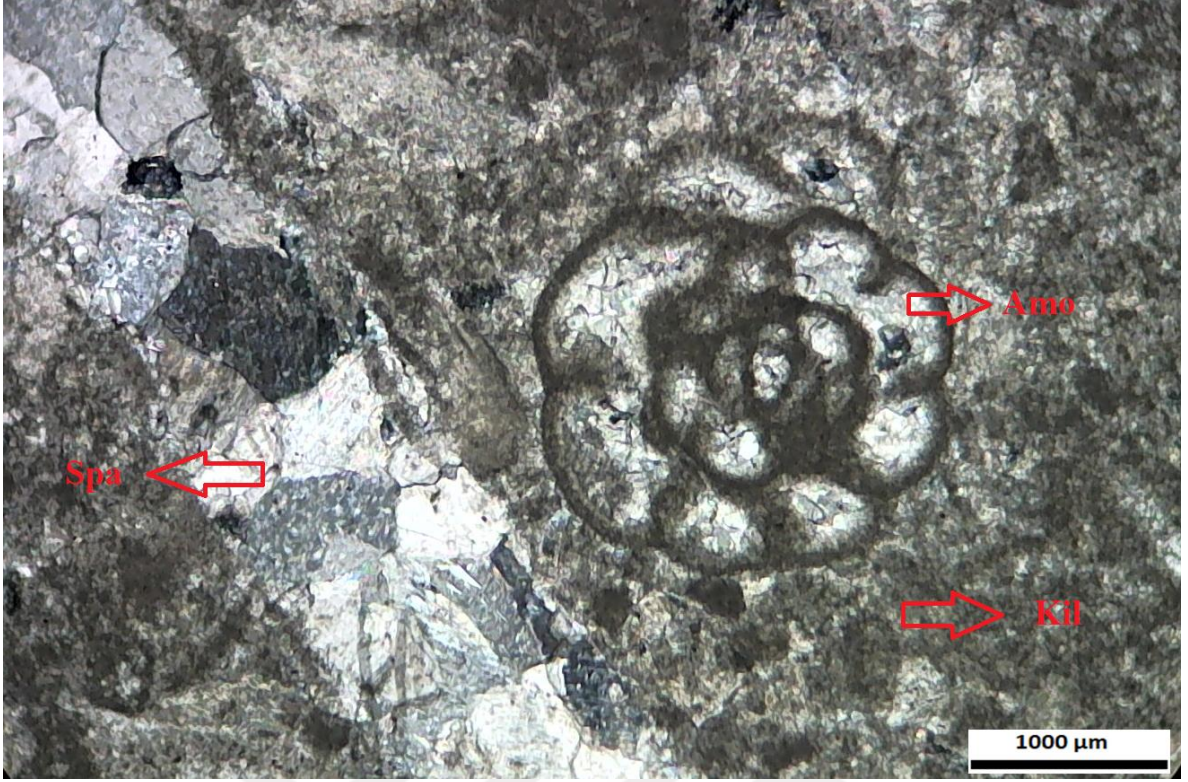
Şekil 3.2 Çalışma alanının jeoloji haritası (Bacak 2011).

### 3.3 ÇALIŞMA ALANINDAKİ KAYAÇLARIN PETROGRAFİSİ

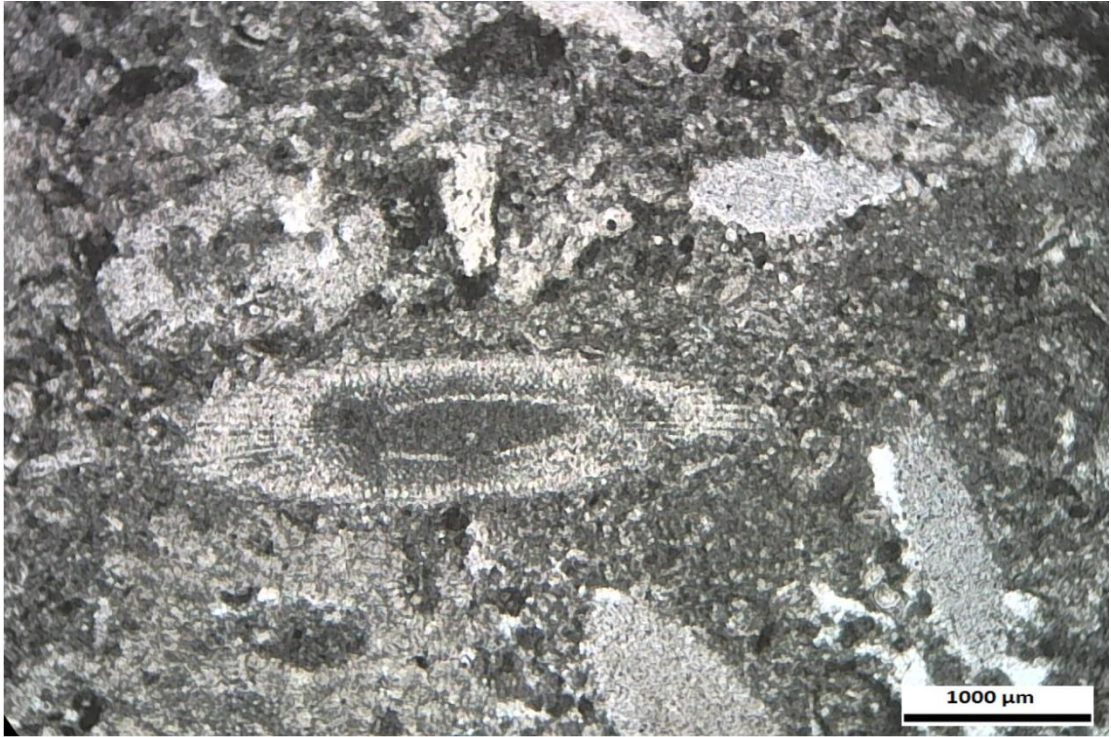
Çalışma alanını Tasmaca ve Cemaller formasyonuna dahildir. Tasmaca formasyonu litolojik olarak kumtaşı, kilitaşı ve marndan oluşmaktadır. Mineralojik çalışmalar Tasmaca Formasyonu'nun genel olarak kuvars, kalsit, feldispat ve kil minerallerinden oluştuğunu gostermektedir. Cemaller formasyonu glokonili seviyeler silisiklastik ağırlıklı birimler içerisinde yer alırlar. Sahada izlenebilen glokonili kumtaşlarının kalınlıkları 70-110 m arasında değişmektedir. Senomaniyen yaşlı Cemaller formasyonu içerisindeki bu glokonilimerceğin en iyi izlendiği yer Keloğlu mahallesidir. Civarında olülen kesitte toplam kalınlık 110 m dir. Buistif tabanda 174 m kalınlıkta, %5 veya daha az oranda glokoni içeren ve Siluriyen yaşlı kayalar uzerinde açısal uyumsuz olan bir siltli-killi seviye ile başlar. Bunun uzerine gelen kumlu siltli ve yer yer de karbonatlı düzeyler gözlenmiştir.



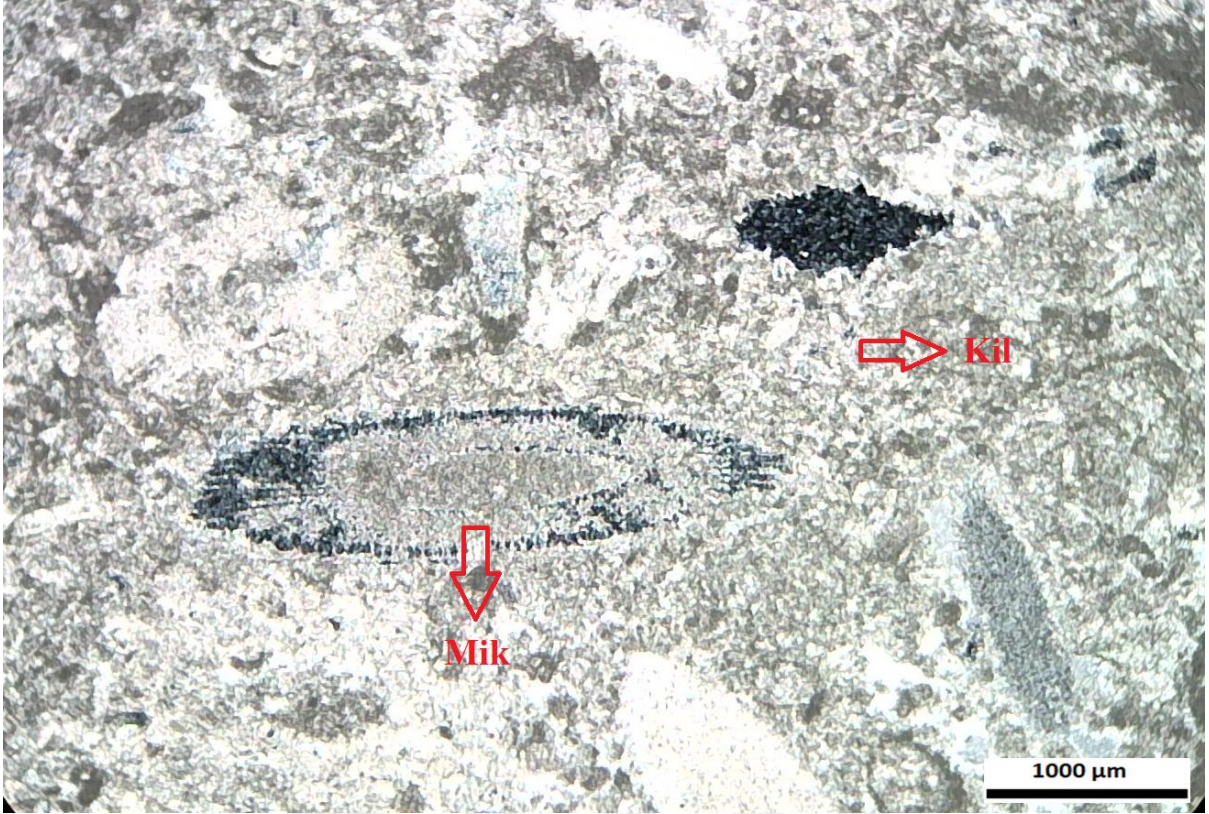
şekil 3.3 Tasmaca formasyonundaki marn ince kesit tek nikol görüntüsü.



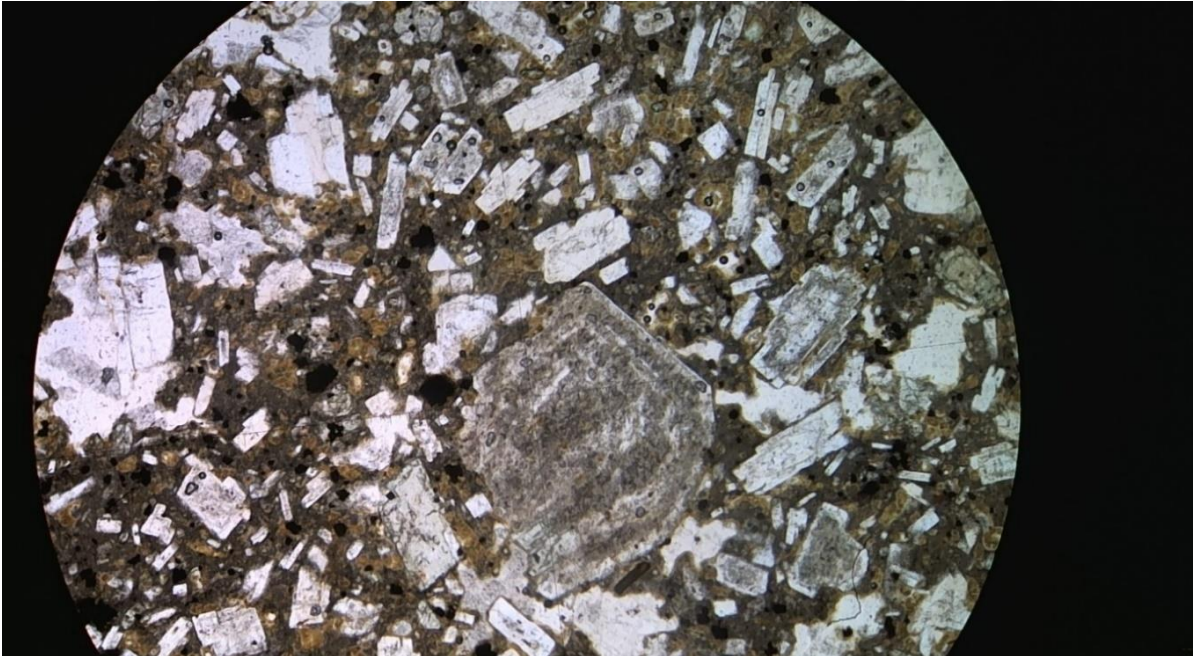
Şekil 3.4 Tasmaca formasyonundaki marn ince kesit çift nikol görüntüsü. (Spa: Sparitik kalsit dolgu, Amo: Anomalinidae fosili)



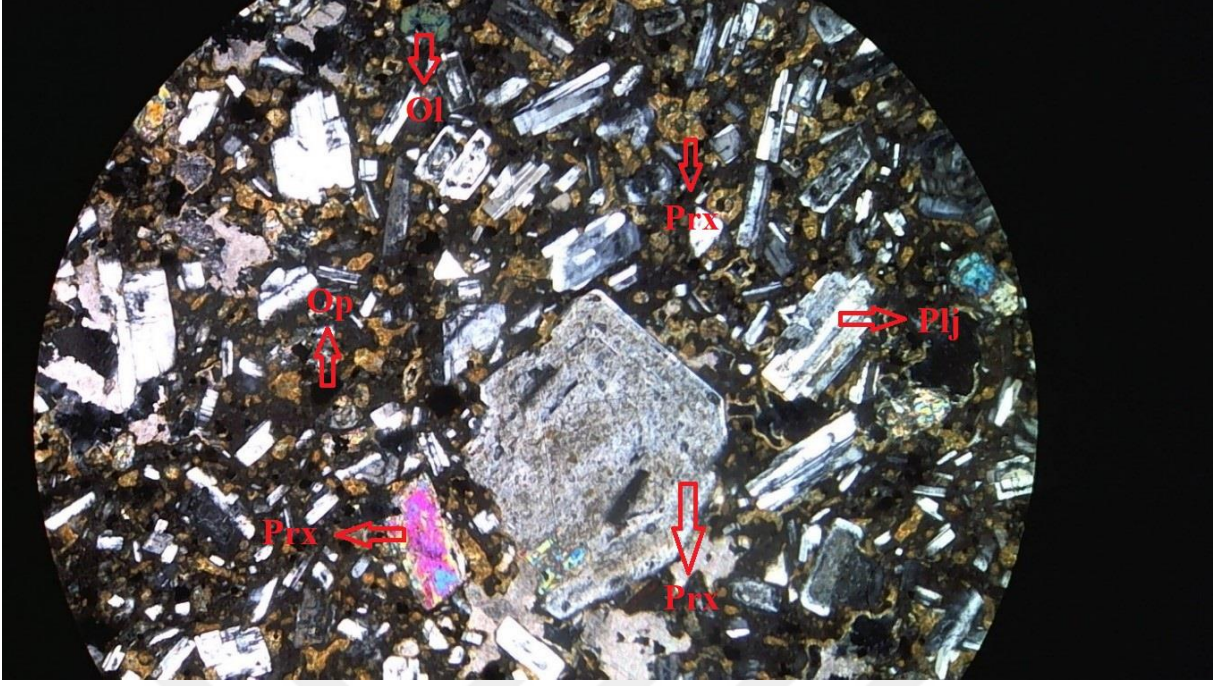
Şekil 3.5 Tasmaca formasyonundaki mikritik kalsit dolgulu marnın ince kesit tek nikol görüntüsü.



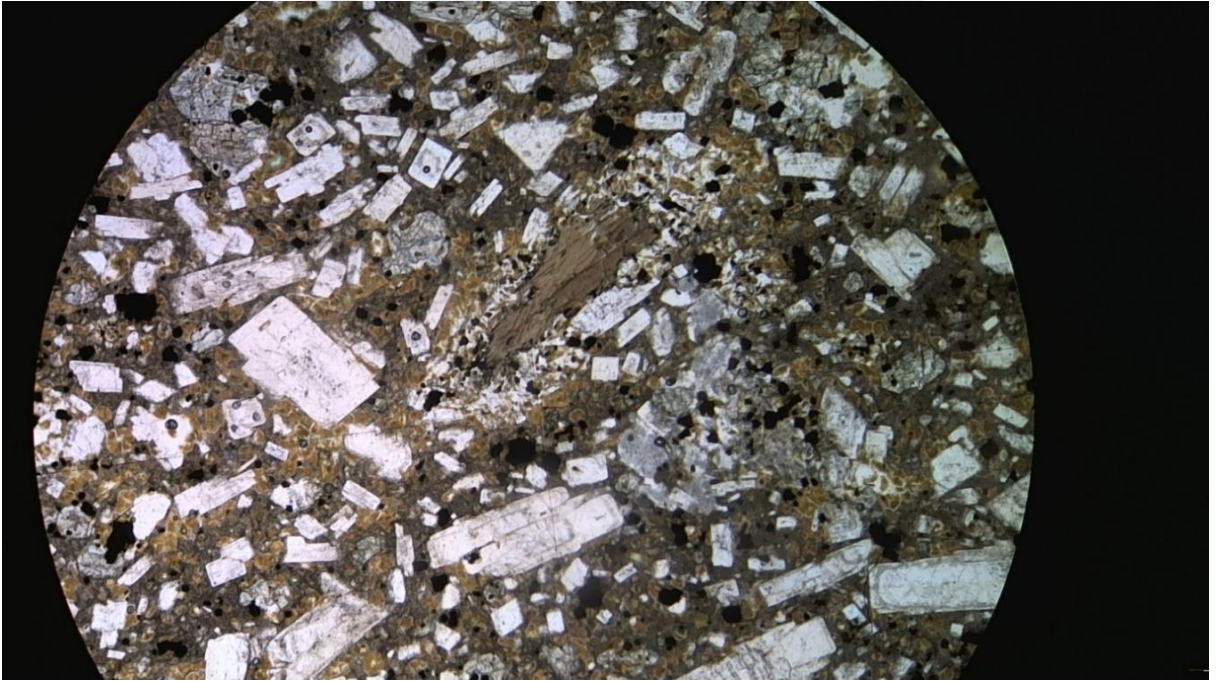
Şekil 3.6 Tasmaca formasyonundaki mikritik kalsit dolgulu marnın ince kesit çift nikol görüntüsü. (Mik: Mikritik kalsit dolgusu).



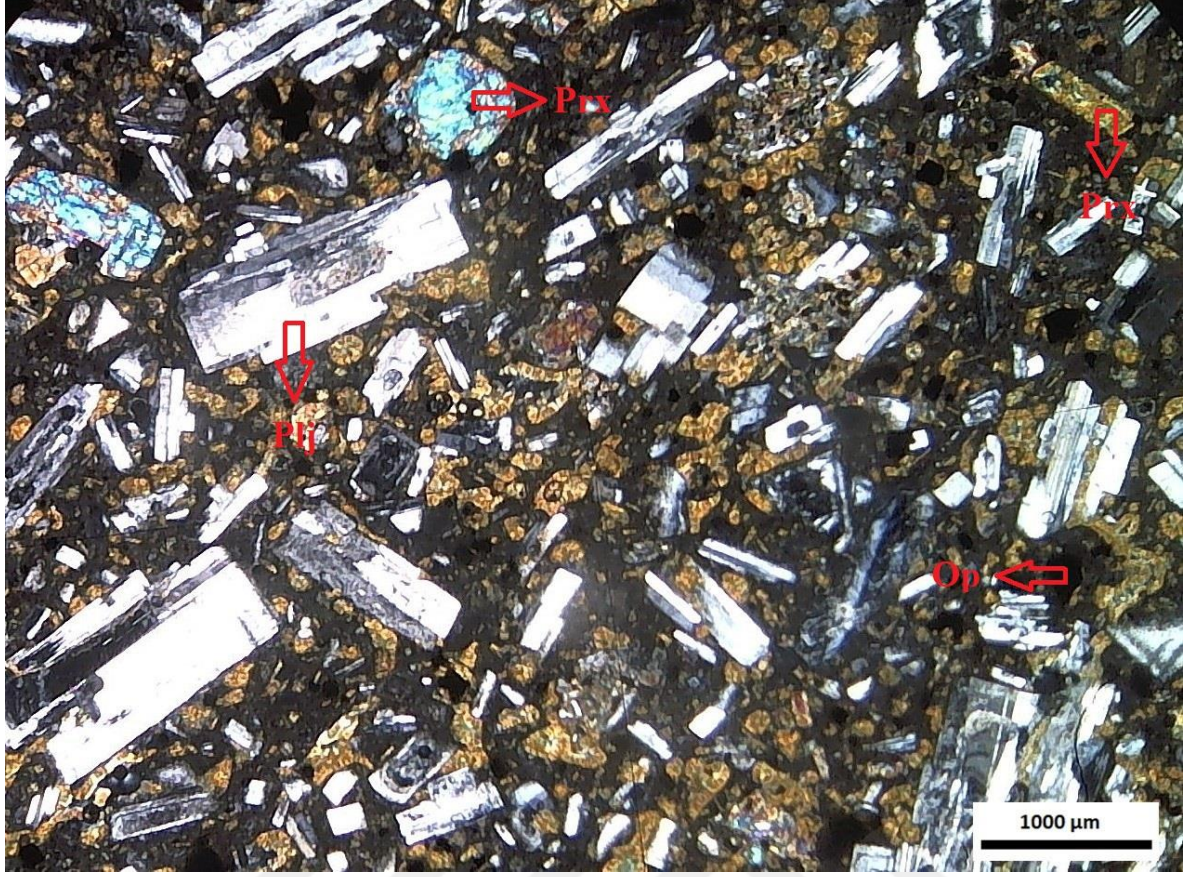
Şekil 3.7 Yemişliçay formasyonundaki andezit ince kesit tek nikol görüntüsü.



Şekil 3.8 Yemişliçay formasyonundaki andezit ince kesit çift nikol görüntüsü. (Ol: Olivin, Prx: Piroksen, Plj: Plajiyoklaz, Op: Opak)



Şekil 3.9 Yemişliçay formasyonundaki andezit ince kesit tek nikol görüntüsü.



Şekil 3.10 Yemişliçay formasyonundaki andezit ince kesit çift nikol görüntüsü. (Prx: Piroksen, Plj: Plajiyoklaz, Op: Opak)

İncelemeler 4 X 10 - X NİKOL de Leica DM 750 P polarizan mikroskopta yapılmıştır.

Çizelge 3.1 Volkanit agrega örneklerinin petrografik özellikleri (Bacak 2011).

No	Kayaç	Yer ve Koordinat	Mineralojik Bileşim	Tane boyu (mm)	Çimento türü	Doku
1	Porfiritik bazaltik andezit	Zong-Kdz. Ereğli yolu 34. km K41°19'48" D31°36'55"	Andezin (mikrolitik) %40 Labrador (porfiritik) %15 Tremolit %20 Ojit (piroksen) %20 Manyetit (opak) % 5	0.12-0.25 0.80-1.20 0.20-0.40 0.15-0.20 0.10-0.20	Silisli	Mikrolitik Porfirik
1b	Bazaltik andezit	Zong-Kdz. Ereğli yolu 35. km K41°19'47" D31°36'55"	Andezin (mikrolitik) %55 Labrador (porfiritik) %15 Hornblend ( Amfibol) % 20 Ojit (piroksen) %5 Manyetit (opak) %5	0.10-0.15 0.80-1.20 0.50-1.00 0.13-0.25 0.10-0.30	Silisli	Mikrolitik Porfirik
2	Andezit	Zong-Kdz. Ereğli yolu 37. km K41°17' 22" D30° 30'57"	Andezin (mikrolitik) %60 Andezin+labrador (porfirik) %15 Aktinolit (amfibol) %18 Ojit (piroksen) %2 Manyetit (opak) %5	0.24-0.40 1.00-2.00 0.10-0.30 0.20-0.30 0.05-0.10	Silisli	Mikrolitik Porfirik

4	Bazaltik Andezit	Ormanlı-Yazıcılar Köyü Mevkii K41°14'31'' D31°36'19''	Andezin-labrador (porfirik) %25 Labrador (mikrolitik) %20 Ojitt-Hipersten (piroksen) %15 Hornblend (amfibol) %15 Manyetit (opak) %25	1.00-2.10 0.10-0.20 0.10-0.50 0.30-0.50 0.10-0.30	Silisli	Mikrolitik Porfirik ve Lokal fluidal
5	Bazaltik Andezit	Ormanlı-Yazıcılar Köyü Mevkii K41°14'31'' D31°36'20''	Labrador (porfirik) %15 Labrador-Andezin (mikrolitik) %50 Aktinolit (Amfibol) %10 Hornblend (Amfibol) %6 Ojitt (piroksen) %15 Manyetit (opak) %4	0.80-2.00 0.10-0.20 0.08-0.30 0.40-0.80 0.20-0.70 0.05-0.20	Silisli	Mikrolitik Porfirik Lokal aglomera Porfirik



**Şekil 3.11** Çalışma alanındaki marn kayacı örneği.



**Şekil 3.12** Çalışma alanında yarma örneğinde hâkim andezit kayacı.

### 3.4 ÇALIŞMA ALANINDAKİ KAYAÇLARIN JEOKİMYASI

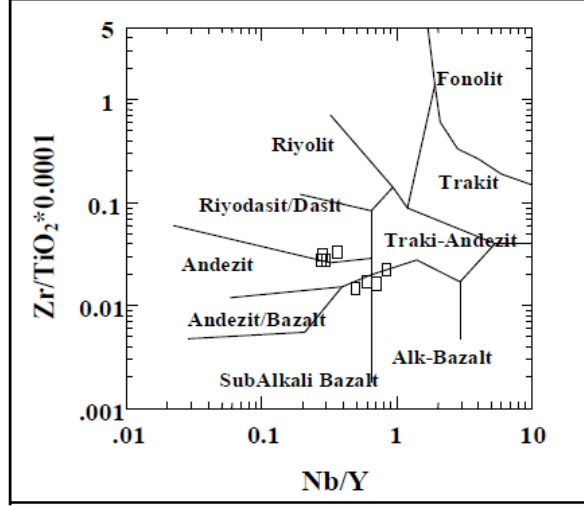
Karadeniz, gerek petrole kaynak ve hazne kayaç ve gerekse eş oluşumunda Cu-Pb-Zn yataklarına ve uranyum zenginleşmelerine yan kayaç oluşturan siyah şeylerin bazılarında model olarak gösterilmektedir (Tissot ve Weite, 1978, Toürtelot, 1979, Vine ve Tonrtetot, 1970 Bell 1978). Petrol ve adı geçen eş oluşumlu cevherleşmelerin kökenini açıklamak açısından Karadeniz ve güncel çökellerinin organik ve inorganik jeokimyası birçok çalışmacının ilgisini çekmiştir.

Karadeniz'in güncel, çökellerinin jeokimyası, çeşitli yönleri ile başta Sovyet, çalışmacılar olmak üzere birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Bu çalışmalardan başlıcaları; Hirst'ün (1974) 11 durak noktasından alınmış 172 örnek ile yaptığı jeokimyasal çalışmadır.

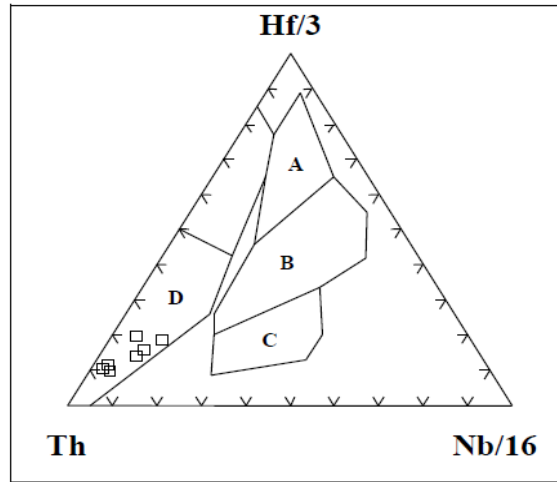
Batı Karadeniz bölgesi Zonguldak yöresindeki Kretase-Eosen yaşlı volkano-tortul birimler subalkalen andezit, tuf ve kumtaşlarından meydana gelmektedir. Bu kayaçlarda egemen olarak smektit, kaolinit, eser miktarda klorit, illit, mordenit, analsim, feldspat, kuvars, opal-CT, amfibol ve kalsit bulunduğu petrografi, X-ışınları difraktometresi (XRD), Diferansiyel Termal Analizi-Termal Gravimetresi (DTA-TG), Taramalı Elektron Mikroskopu (SEM-EDX) ve jeokimyasal analiz yöntemleri ile saptanmıştır.

Petrografik araştırmalarda andezitik ve tüflü birimlerde yer alan cam kıymıkça zengin hamur ile feldspat ve klinopiroksen fenokristallerin alterasyonu sonucu kaolenleşme, kloritleşme, serizitleşme, albitleşme, Fe-Ti oksitleşmesi ile zeolit, epidot ve illitin oluştuğu gözlenmiştir. Feldspat ve camın, smektit ve kaolinit ile birlikteliği ve feldspatların yönlenmesi, kırılma eksenlerine doğru kaolinit levhalarının paralelleşmesi otijenik olarak oluşmuş smektit veya kaoliniti göstermektedir. Yukarı doğru alterasyon derecesinin artması ile alterasyonu takip eden muhtemel diyajenez ve hidrotermal aktiviteden dolayı Al, Fe, Ti kazanılmış ve Si, Na, K, Ca tüketilmiştir.





Şekil 3.13 Winchester ve Floyd (1977) diyagramında volkanitlerin kimyasal analiz sonuçlarının dağılımı (Bacak 2011).



Şekil 3.14 Wood (1980)'e ait tektonik ortam sınıflandırmasında volkanitlerin kimyasal analiz sonuçlarının dağılımı (A: N-tip, B: E-tip okyanus bazaltı, C: Alkali levha içi bazaltı, D: Tüketilen levha sınırlı bazaltı) (Bacak 2011).

### 3.5 ÇALIŞMA ALANININ HİDROJEOLJİSİ

Çalışma alanında bulunan birimler su taşıma özelliklerine göre geçirimsiz birimlerden oluşmaktadır (Öktü vd. 1996).

## Geçirimsiz Birimler

İnceleme alanında bulunan Üst Kretase yaşlı filiş karakterinde kumtaşı, kiltası, marn, silttaşı şeklinde çökelen birimlerinde yapılan saha gözlemleri ile geçirimsiz özellikte olduğu saptanmıştır (Öktü vd. 1996). Tasmaca ve Cemaller formasyonunda oluşan birimlerin hepsi filiş fasiyesinde oluşmuş kayalardır. Kil ve silt tabakalarından dolayı geçirimsizdirler. Velibey formasyonunda ek olarak andezit birimide bu formasyonu geçirimsiz yapmaktadır.

## 3.6 YAPISAL JEOLJİ

Batı Karadeniz Bölgesi jeolojik zaman içerisinde meydana gelen Alpin ve Hersiniyen orojenik hareketlerin etkisi altında kalmıştır. Paleozoyik formasyonlarda birincil deformasyonu, Kretase öncesinde en büyük orojenik hareketi olan Hersiniyen orojenezi oluşturmuştur. Kretase oluşumlarının çökelişinden sonra ise Paleozoyik ve Mesozoyik yaşlı formasyonlar, Alpin orojenezinin etkisiyle ikinci bir deformasyona uğramışlar ve güncel görünümünü kazanmışlardır. Bu orojenik hareketlerin etkisi altında kalması sonucunda inceleme alanındaki kayalarda kırılmalar ve kırılmalar gelişmiştir. Bu olayların gelişmesi sonucunda da değişik tipte kırılmalar ve faylar meydana gelmiştir. İnceleme alanında genellikle Karadeniz'in kıyı çizgisine aşağı yukarı paralel gidişler izlenmektedir. Zonguldak, Devrek, Bartın, Kurucayı dolayında gidişler D-B yönündedir.

Silüriyen ve Devoniyen yaşlı kayalar çökelişleri ile üst kısımlara doğru gelişen bir regresyon sonucunda sığlaşma meydana gelmiştir. Silüriyen ve Devoniyen yaşlı birimlerin ufak kırılmaları ve Zonguldak-Kokaksu yöresinde Yılanlı formasyonu ile Alacağzı formasyonunun tedrici geçişi Hersiniyen orojenezi Akadiyen fazının fazlaca etkin olmadığını belirtmektedir. Aynı şekilde Karbonifer esnasında meydana gelen kalın kaba detritik malzeme havzaya karadan bol malzemenin taşındığını göstermektedir. Karasallaşma ve bataklık ortamına geçiş süreci Permian'de de devam etmiştir. Kırmızı renkli karasal hatta çöl sedimanlarından oluşan Çakraz formasyonu meydana gelmiştir.

Mesozoyik başından beri meydana gelen hareketler Alpin Orojenezinin erken safhalarında başlamış ve Mesozoyik başında kara haline gelen alan artık yavaş yavaş su altına girmiştir. Kretase başından itibaren Karabük yakınları daha derin ve hareketli havza özelliği göstermekte, Ereğli-Zonguldak-Devrek-Kurucayı arası ise yer yer sığlaşan, yer yer derinleşen, blok

hareketleri ve geniş volkanik faaliyetlerin başlamasıyla karışık bir sedimantasyon örneği göstermektedir. Alt Kretase-Üst Kretase geçişinde bir diskordans, Maestrihtiyen başında bir transgresyonu gösteren ikinci bir diskordans bulunmaktadır. Mesozoyik'ten Tersiyere geçiş Ereğli-Bartın arasında havza tedrici olmasına karşın Karabük havzasında Maestrihtiyen sonu bir diskordans bulunmakta ve Çingiller formasyonunun karasal istifi ile beraber bulunmaktadır. Daha sonra Paleojen birimleri Pirene ve Helvesiyen fazları ile kıvrımlanmakta bu birimler üzerine Neojen yaşlı çökeller Karabük havzasında diskordanslı olarak yer almaktadır (Yergök vd. 1987).





Şekil 3.15 Çalışma alanının Türkiye Tektonik Birliklerindeki Konumu (Okay ve Tüysüz 1999).

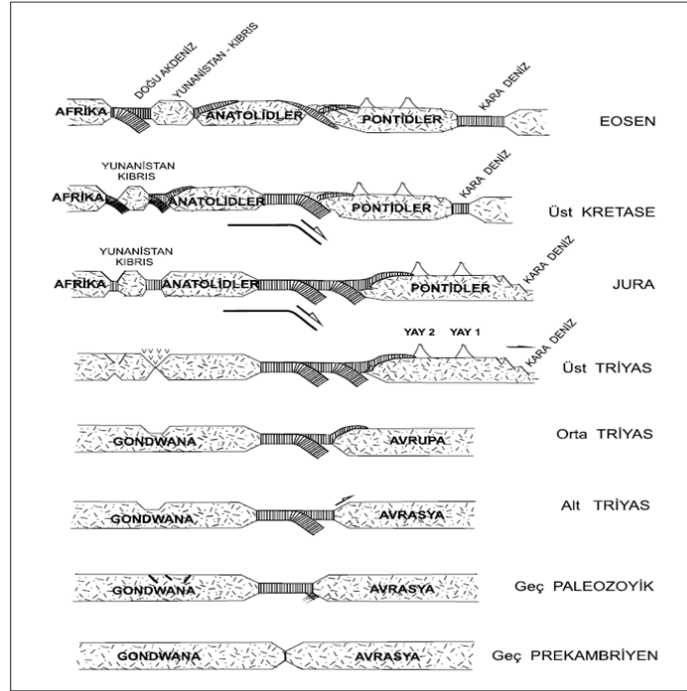
Türkiye'nin beş ana tektonik birliğinden (Şengör ve Yılmaz 1981) en kuzeyde yer alan Pontidler (Ketin 1966) yada Rodop-Pontid Fragmanı (Şengör ve Yılmaz, 1981) olarak bilinir. Bu birliğin İstanbul ile Kastamonu arasındaki batı kısmı Okay (1989) tarafından Doğu Pontidler'den ayrılarak İstanbul Zonu olarak adlanmıştır. Batı Pontidler ya da İstanbul Zonu'nu jeolojik açıdan Pontidler diğer kesimlerinden ayıran başlıca özellik, temelinde Paleozoyik yaşlı bir çökel istifin bulunmasıdır. Jeoloji literatüründe "İstanbul Paleozoyiği", "İstanbul-Zonguldak Paleozoyik istifi" ya da "Batı Pontid Temeli" gibi adlarla bilinmektedir.

İstanbul Zonu olarak bilinen bu pontid kuşağında Kambriyen'den Karbonifer'e kadar değişkenlik gösteren yaş ve litolojideki kayalar bulunmaktadır. Geniş alanlara yayılan bu alanlardaki litolojiler hem stratigrafik ilişkiler açısından hem de geliştikleri ortamlar açısından çevresine göre farklı özellikler gösterirler. Bu farklılığın oluşmasındaki en belirgin örnek Karbonifer yaşlı kayalarda gözlenir. Bu alanlar, İstanbul çevresinde çört bantlı derin denizel türbiditlerle, Zonguldak çevresinde karasal kırıntılılarla temsil edilmiştir. Bu karasal kırıntılar Zonguldak taş kömürü rezervinin çoğunluğunu oluşturmaktadır.

İstanbul Zonu'nun Türkiye'nin tektonik evrimi içerisinde son derece kritik bir önemi vardır. Bu istifin, Alp-Himalaya kuşağının orta kesiminde yer alan Türkiye'nin temsil ettiği orojenik mozayığın içerisine nasıl ve ne zaman katıldığı hususunda çeşitli görüşler vardır. Bu görüşlerden birisine sahip olan Okay vd. (1994) İstanbul Zonu'nun evrimi için farklı bir görüş ileri sürmüşlerdir. İstanbul Zonu Moezya platformunun eşdeğeri olup yaklaşık kuzey-güney gidişli iki transform fay boyunca güneye doğru hareket etmiş, bu hareket sonucunda da arkasında Karadeniz açılmıştır. Erken Kretase'de başlayan bu hareket İstanbul Zonu'nun güneyindeki İntra-Pontid Okyanusunun tüketilmesi ve Eosen'de İstanbul Zonu ile Sakarya Kıtasının çarpışması ile son bulmuştur.

Batı Karadeniz bölgesinin kuzey kesiminde Turoniyen-Kampaniyen döneminde tüm Güney Karadeniz kuşağını kaplayan yaygın bir magmatik yay gelişmiştir. Bu dönemde, batıda son derece belirgin doğuda ise zayıf bir uyumsuzlukla birbirinden ayrılan iki benzer istif gelişmiştir. Alttaki Turoniyen - Santoniyen istifinin çökeline şiddetli bir volkanizma ve normal faylanma eşlik etmiştir. Alt istifin çökeline takiben Geç Santoniyen'de volkanizma kesilmiş, Ereğli doğusunda kalan ve gerek derin bir denizle kaplanmış olan gerekse o zamana kadar kara halinde olan ya da sığ denizel niteliğini koruyan alanlar aniden çökerek, ince ancak son derece yaygın

bir pelajik karbonatla örtülmüştür. Kampaniyen'de yeniden başlayan volkanizma Maastrichtiyen başında sona ermiştir.



Şekil 3.16 Karadeniz ile Doğu Akdeniz arasında jeolojik evrimi gösteren ölçeksiz enine kesitler.

### 3.6.1 Kıvrımlar

Ereğli-Zonguldak arasında fazla önemli olmayan ufak birkaç antiklinal ve senklinal yapılarının gidişi kuzeydoğu-güneybatı yönündedir. Ancak Gaca köyü güneyinde cehennem Tepe Hösük Gölü dolayında bir antiklinal bulunmaktadır. Bu antiklinal çekirdeğinde Velibey formasyonu yer almaktadır. Velibey formasyonu burada oldukça değişik yönde tabakalanma göstermektedir. Antiklinal kanatlarında Sapça ve Tasmaca formasyonları 10°-30°'lik eğim ve yine diğer kıvrımlarda olduğu gibi KB-GD doğrultuda bir gidiş göstermektedir. Gaca Köyü yakınlarında iki adet ufak kıvrım da bulunmaktadır. Devrek-Zonguldak yeni yolda Yılanlı formasyonu ile Velibey formasyonu arasında tektonik bir hat boyunca Zonguldak formasyonuna ait Kapuz kireçtaşları bulunmuştur. Aynı birimin tüm güney alanlarda yer yer bulunabileceği sonucuna varılmıştır. Bu kataklastik zonun dışında Palezooyiği ilk örten birim Velibey formasyonudur. Diğer birimler Velibey formasyonu üzerine gelmektedir.

### 3.6.2 Faylar

Çalışma alanında en uzun devamlı bindirme, D-B veya GB yönünde gidiş gösteren faylardır. Bu fayların nedeni K-G veya KB-GD yönlü sıkışma veya gerilmeler nedeni ile meydana gelmiştir. Alpin öncesi hareketler sonucu meydana gelen deformasyonlar konusunda fazlaca bir yorumunun olmamasının nedeni Alpin orojenezi etkilerinin bu deformasyonları karmaşık hale soktuğu veya yeni baştan kendi etkilerine uydurduğu nedeninden kaynaklanmaktadır.

Çalışma alanında en önemli bindirme Aydos fayı olarak literatüre geçmiş olan İnebolu yakınlarına kadar takip edilen hatta daha da uzak mesafelere kadar izlenebilen bindirmedir. Kurucaşile'nin 3.5 km kadar güneyinden geçmektedir. Burada Himmetpaşa formasyonu ve Zonguldak formasyonu üzerinde tektonik dilimler halinde Zonguldak formasyonu, Çakraz formasyonu ve Karadon formasyonunun kömürlü seviyelerini taşımaktadır (Yergök vd. 1987).

Ormanlı yakınlarında, Paleozoyik-Mesozoyik istifini Tersiyer istifini karşı karşıya getiren faylanmalar, Şabanlar köyü ile Göçgünşile ile Çakraz nahiyesi arasında haritaya fay olarak işlenen ve fay düzleminde büyük buden yapıları halinde Zonguldak formasyonunu çıkaran tektonik kuşakların hemen hepsi yatay hareketlerin; daha sonra, izah edilen aynı tektonik nedenler sonucu dikleştiği, paleo-şaryaj düzlemleridir (Yergök vd. 1987).





## BÖLÜM 4

### YAPILAN ÇALIŞMALAR

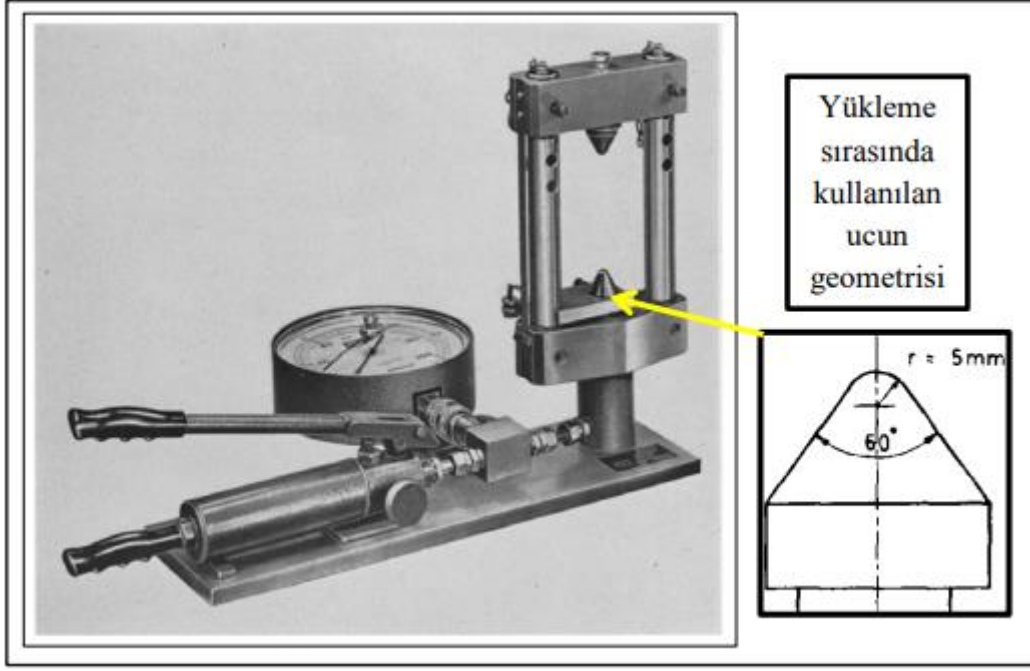
#### 4.1 LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

##### 4.1.1 Örnek Alma

Ereğli-Devrek karayolunun 10km'lik kısmının yapımı sırasında, yamaç duraylılığının gözlemsel olarak risk oluşturabileceği lokasyonlardan, jeoteknik verileri oluşturmak ve şev stabilitesine alt yapıyı oluşturacak verileri sağlayacak kayaç örnekleri alınmıştır. Söz konusu örnekler yapılan sondajlarda kesilen anakayadan alınmıştır. Çalışma sahasında; Üst Kratase Senomaniyen yaşlı, kumtaşı ve marn ardalanmasından oluşan Tasmaca Formasyonu ve Türoniyen-Kampaniyen yaşlı, andezit sütunlarından oluşan Kazpınar Formasyonunda gerçekleştirilen sondajlardan kayaç örnekleri alınmıştır.

##### 4.1.2 Deneyler

Araziden alınan numuneler üzerinde nokta yükü dayanım testleri yapılmıştır. Bu deney, kayaçların dayanımlarına göre sınıflandırılması amacıyla yapılmaktadır. Deney sonucunda elde edilen  $I_s$  değeri bulunur.  $I_s$  değeri düzeltilmemiş nokta yükü dayanımı (MPa) bulunur. Daha sonra 50 mm'lik çapa göre düzeltilmiş nokta yük dayanımı  $I_{s(50)}$  (MPa) değeri bulunur. Bulunan bu değerler şev stabilitesi hesaplamasında kullanılacaktır.



**Şekil 4.1** Nokta yük deneyinde kullanılan basınç ünitesi ve uçların geometrisi (Ulusay vd. 2001).



Belge No: 0187

# ARTER MÜHENDİSLİK

## NOKTA YÜKÜ DAYANIM İNDEKSİ DENEY SONUÇLARI POINT LOAD STRENGTH INDEX TEST RESULT

Müşteri Adı : KARADENİZ MÜHENDİSLİK  
Customer's Name  
Num.Alındığı Yer : Bülent Ecevit Üniversitesi - Burak Çelebi  
Project/Location  
Sondaj-Num. No : AÇ-1  
Boring\Sample No  
Derinlik (m) : 1,00  
Depth

Rev. No/Tarih : 01/06.01.2018 Form No: KFR-4031

Rapor No / Bak.Rap. No : 802ny1  
Report No

Num.Kabul Tarihi : 24,06,2019  
Date of Samp. Accept

Deney Tarihi : 25,06,2019  
Date of Test

Deney Rapor Tarihi : 25,06,2019  
Date of Test Result

Örnek No Sample No	Deney Türü Type of Test	Genişlik Width	Çap Diameter	Yenilme Yüğü Failure Load	Karot Çapı Equiv.Core Diam.	$D_e^2$	$I_s=(P \cdot 10^3) / D_e^2$	F	$I_{s(50)}$ (MPa)
		W (mm)	D (mm)	p (kN)	D (mm)	mm <sup>2</sup>	(MPa)		
1	i		60	14,70					4,08
2	i		60	15,92					4,42
3	i		60	14,96					4,16
4	i		47	9,98					4,52
5	i		47	9,66					4,37
6	i		32	4,10					4,00
7	i		32	4,18					4,09
8	i		32	4,43					4,33
9	i		32	3,92					3,83
10	i		25	2,46					3,94
Ortalama			42,7	8,4					
								$I_{s(50)}(Ort.)$	4,17

i	Düzensiz Şekilli Örnek Deneyi Irregular Lump Test	d	Çapsal Deney Diameter Test
a	Eksenel Deney Axial Test	b	Blok Deney Block Test

\* Bu deney ISRM 1985 standartlarına göre yapılmaktadır.  
This test is being done according to the ISRM 1985 standards.

\* T.C.Çevre ve Şehircilik Bakanlığı logosu 12,02,2009 tarih ve 187 numaralı Laboratuvar İzin Belgesi kapsamında kullanılmaktadır.  
The logo of T.C.Ministry of Environment and Urbanisation is used by the right of 187 numbered Licence for Laboratory Permission confirmed on 12,02,2009.

Deneyi Yapan  
Tested By

Onaylayan  
Approved By

Tayfun ÇİPLAK  
Jeofizik Mühendisi  
Oda Sicil No:6064

Denetçi Mühendis  
Erdem ERPARLAR  
Jeoloji Mühendisi  
D.Belge No: 20191



Belge No: 0187

# ARTER MÜHENDİSLİK

## NOKTA YÜKÜ DAYANIM İNDEKSİ DENEY SONUÇLARI

POINT LOAD STRENGTH INDEX TEST RESULT

Müşteri Adı : KARADENİZ MÜHENDİSLİK  
Customer's Name  
Num.Alındığı Yer : Bülent Ecevit Üniversitesi - Burak Çelebi  
Project/Location  
Sondaj-Num. No : AÇ-2  
Boring\Sample No  
Derinlik (m) : 1,00  
Depth

Rev. No/Tarih : 01/06.01.2018 Form No: KFR-4031

Rapor No / Bak.Rap. No : 802ny2  
Report No

Num.Kabul Tarihi : 24,06,2019  
Date of Samp. Accept

DeneY Tarihi : 25,06,2019  
Date of Test

DeneY Rapor Tarihi : 25,06,2019  
Date of Test Result

Örnek No Sample No	DeneY Türü Type of Test	Genişlik Width	Çap Diameter	Yenilme Yüğü Failure Load	Karot Çapı Equiv.Core Diam.	$D_c^2$	$I_s=(P \cdot 10^3) / D_c^2$	F	$I_s(50)$
		W (mm)	D (mm)	p (kN)	D (mm)	mm <sup>2</sup>	(MPa)		(MPa)
1	i		60	17,48					4,86
2	i		60	17,48					4,86
3	i		60	16,63					4,62
4	i		53	12,75					4,54
5	i		53	13,28					4,73
6	i		40	7,44					4,65
7	i		40	8,10					5,07
8	i		40	9,08					5,68
9	i		40	8,50					5,31
10	i		40	7,40					4,62
Ortalama			48,6	11,8					
								$I_{s50} (Ort.)$	4,89

i Düzensiz Şekilli Örnek DeneYi  
Irregular Lump Test  
a Eksenel DeneY  
Axial Test

d Çapsal DeneY  
Diameter Test  
b Blok DeneY  
Block Test

\* Bu deneY ISRM 1985 standartlarına göre yapılmaktadır.  
This test is being done according to the ISRM 1985 standards.

\* T.C.Çevre ve Şehircilik Bakanlığı logosu 12,02,2009 tarih ve 187 numaralı Laboratuvar İzin Belgesi kapsamında kullanılmaktadır.  
The logo of T.C.Ministry of Environment and Urbanisation is used by the right of 187 numbered Licence for Laboratory Permission confirmed on 12,02,2009.

DeneYi Yapan  
Tested By

Onaylayan  
Approved By

Tayfun ÇIPLAK  
Jeofizik Mühendisi  
Oda Sicil No:6064

Denetçi Mühendis  
Erdem ERPARLAR  
Jeofizik Mühendisi  
B.Belge No: 20191

www.artermuhendislik.com • Tel-Fax: 0 212 421 11 67 - 68

Şekil 4.3 Alınan numune örneğinin deneY sonuçları.



# ARTER MÜHENDİSLİK

PROJE TOPLU SONUÇLARI / GLOBAL RESULTS OF PROJECT

Müşteri Adı  
Customer's Name

KARADENİZ MÜHENDİSLİK

Rapor No :  
Report no

802

Bakanlık Rapor No :  
Ministerial Report no

Rev. No/Tarih :  
Form No: KFR-4122

16510531

Num.Alındığı Yer  
Project/Location

Bülent Ecevit Üniversitesi - Burak Çelebi

Rapor Tarihi  
Date of Report

25.06.2019

Sondaj No Boring No	Numune No Sample No	Derinlik (m) Depth	ÇAKIL / Gravel (%)	KUM / Sand (%)	SILT / Silt (%)	KİL / Clay (%)	Atterberg limitleri Atterberg Limits			W <sub>n</sub> (%)	Y <sub>n</sub> gr/cm <sup>3</sup>	V <sub>k</sub> gr/cm <sup>3</sup>	G <sub>s</sub> (t)	SINIFLAMA Classification	Konsolidasyon Consolidations	Zemine Üç Eks.Sıkışma Triaxial Comp.		Zemine Tek Eks.Sıkışma Unconfin. Stren.		Zemine Direkt Kesme Direct Shears		Kayada Tek Eks.Sıkışma Unconfin.Stren.for Rock		Kayada Üç Eks.Sıkışma Triaxial Comp. for Rock		Şişme Basıncı Swell Pressure (kg/cm <sup>2</sup> )	Şişme Yüzdesi Swelling Ratio (%)	I <sub>s50</sub> (Ort.) (MPa)		
							LL (%)	PL (%)	PI (%)							c (kPa)	φ (°)	q <sub>u</sub> (kPa)	c (kPa)	c (kPa)	φ (°)	F (kN)	q <sub>u</sub> (MPa)	c (MPa)	φ (°)					
1	AÇ-1	1,00							3,2	2,559																				4,17
2	AÇ-2	1,00							1,6	2,709																				4,89
3																														
4																														
5																														
6																														
7																														
8																														
9																														
10																														
11																														
12																														
13																														
14																														
15																														
16																														
17																														
18																														
19																														
20																														

LL=Likit Limit  
LL=Liquid Limit  
PL=Plastik Limit  
PL=Plastic Limit  
PI=Plastisite Indisi  
PI=Plasticity Index  
G<sub>s</sub>=Özgül Ağırlık  
G<sub>s</sub>=Specific Gravity  
W<sub>n</sub>=Su Muhtevası  
W<sub>n</sub>=Water Content  
y<sub>n</sub>=Doğal Birim Hacim Ağırlık  
y<sub>n</sub>=Natural Unit Weight  
y<sub>k</sub>=Kuru Birim Hacim Ağırlık  
y<sub>k</sub>=Dry Unit Weight  
φ=İçsel Sürtünme Açısı  
φ=Internal angle of friction  
c=Kohezyon  
c=Cohesion  
q<sub>u</sub>=Serbest Basınç Dayanımı  
q<sub>u</sub>=Unconfined compressive Strength

Deneysel TS 1900-1/2, ASTM, İSRM ve RILEM standartlarına göre yapılmaktadır.  
Our tests are being done according to the TS 1900-1/2, ASTM, İSRM and RILEM standards.

T.C.Çevre ve Şehircilik Bakanlığı logosu 12.02.2009 tarih ve 187 numaralı Laboratuvar İzin Belgesi kapsamında kullanılmaktadır.  
The logo of T.C.Ministry of Environment and Urbanisation is used by the right of 187 numbered Licence for Laboratory Permission confirmed an 12.02.2009.

Deneiyi Yapan / Tested By  
**Tayfun ÇİPLAK**  
Jeofizik Mühendisi  
Oda Sicil No:6064

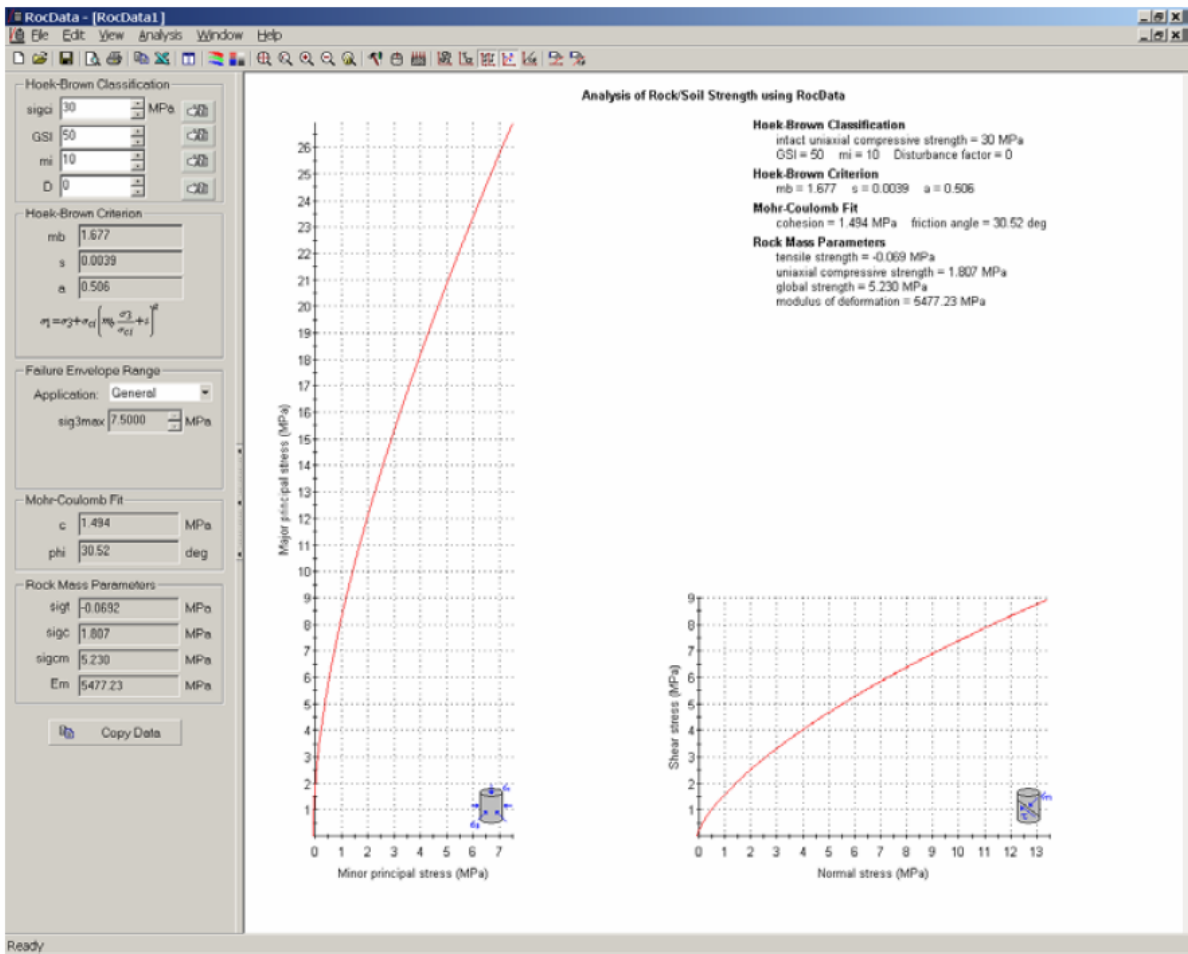
Onaylayan / Approved By

Denetçi Mühendis  
**Erdem ERPARLAR**  
Jeoloji Mühendisi  
D.Belge No: 20191

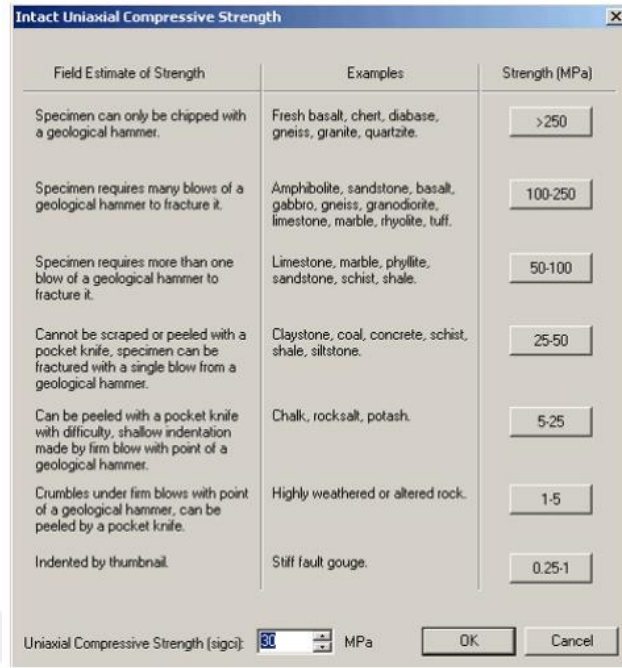
Şekil 4.4 Alınan numunelerin toplu sonuçları.

### 4.1.3 Jeoteknik Bulgular

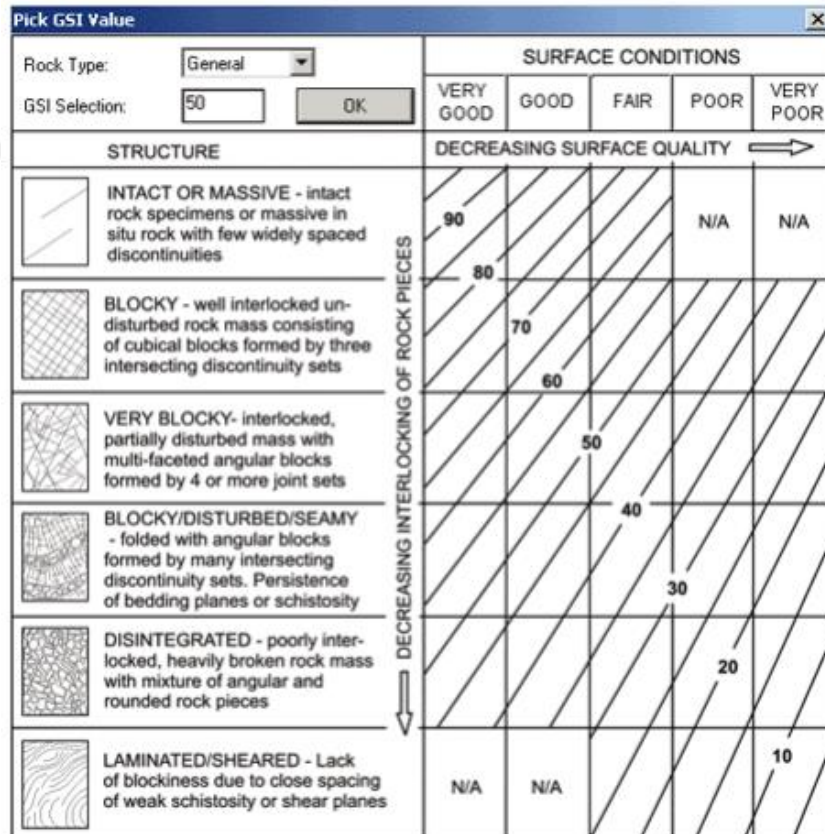
Deneylerin yapıp nokta yükünün tayininden sonra şev stabilitesinin araştırılması için kayaç biriminin kohezyon ve içsel sürtünme açısının belirlenmesi gerekmektedir. Bu değerler ise Rocscience RocData programının yardımıyla tespit edilmiştir. İlk olarak sigci değeri bulunur. Bu değer bulunduktan sonra GSI değeri bulunur. Bu değerde bulunduktan sonra mi değeri bulunur ve son olarak da D değeri bulunduktan sonra kohezyon ve içsel sürtünme açısı tayin edilir. Bu işlemlerden sonra elde edilen bu veriler Slide 6 programına yüklenerek istenilen yöntemlerde analizler yapıp güvenlik sayıları elde edilir.



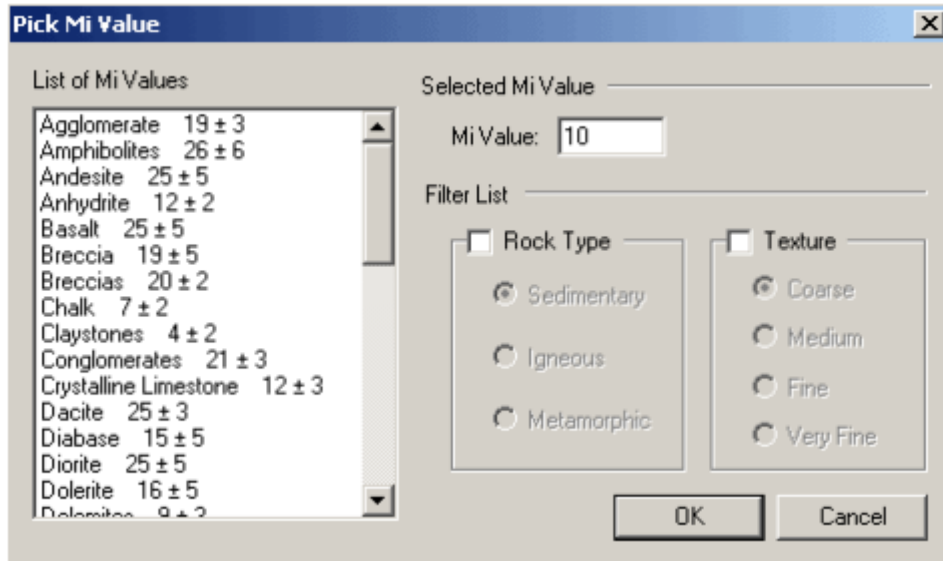
Şekil 4.5 RocData programının arayüzü.



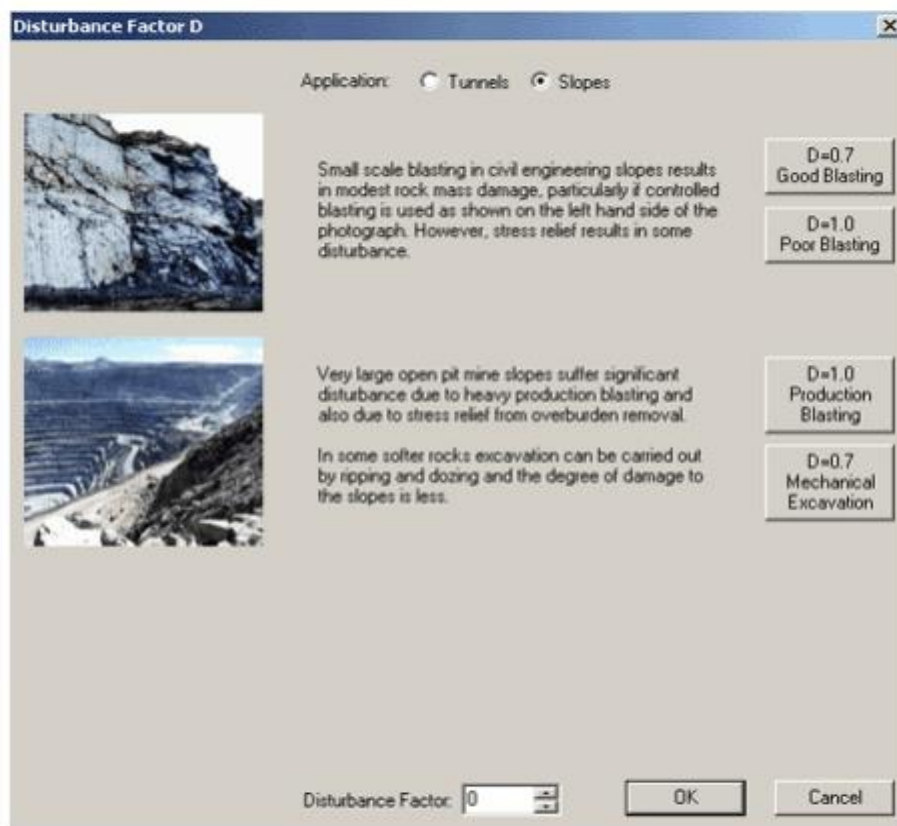
Şekil 4.6 RocData sigci tayini.



Şekil 4.7 RocData GSI tayini.



Şekil 4.8 RocData mi tayini.



Şekil 4.9 RocData D tayini.



## BÖLÜM 5

### ŞEVLERİN YAPISI VE TANIMLANMASI

#### 5.1 ŞEVLERİN TANIMI

Doğadaki herhangi bir zemin kitlesinin bir yatay düzleme göre belirli bir açı yapan herhangi bir yüzeyine şev denilmektedir. Şevler oluşum şekillerine göre farklı isimler almaktadırlar. Eğer şev, herhangi bir insan katkısı olmadan kendiliğinden oluşmuşsa buna “doğal şev”, (Şekil 5.2) insan kaynaklı etkenlere (kazı ya da dolgu vb.) bağlı olarak oluşmuşsa “yapay şev” (Şekil 5.1) adını almaktadır. Doğal ve yapay şevlerde doğal koşullar, jeolojik geçmiş, şeve etkileyen gerilmeler, malzeme vb. gibi birçok parametre birbirlerinden farklılık gösterebilmektedir. Dolayısıyla doğal ve yapay şevlerin duraylılıkları da birbirine göre farklılıklar göstermektedir.



Şekil 5.1 Yapay bir şev örneği.



Şekil 5.2 Doğal bir şev örneği.

## 5.2 ŞEVLERLE İLGİLİ BAZI TERMİNOLOJİLER

**Yarma Şevleri:** Kazı ile meydana gelen şevlerdir

**Dolgu şevleri:** Dolgu yapımı esnasında oluşan şevlerdir

**Yamaçlar:** Doğal olarak topografyanın bir parçasıdır

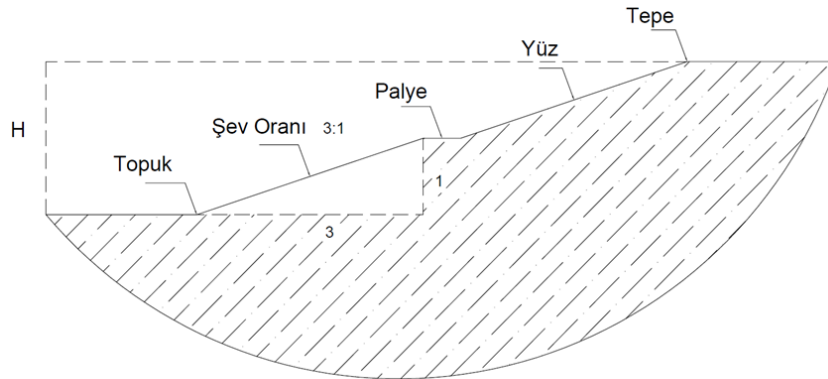
**Şev oranı:** Şevin dikliğini tanımlar ve daima yatay-düşey olarak ifade edilir.

**Şevin Tepesi ve Şevin Topuğu:** Şevin düz yüzeyi kestiği noktalardır.

**Şev Yüzeyi:** Şevin tepesi ve şevin topuğu arasında ki zemin yüzeyidir.

**Şevin Yüksekliği (H):** Şevin tepesi ile şevin topuğu arasındaki seviye farkıdır.

**Palye (seki):** Yüzey drenajı bileşenlerini yerleştirmek için yarma ve dolgu şevlerde oluşturulan dar ve düzlük bir alandır.



Şekil 5.3 Şev terminolojilerinin gösterimi.

### 5.3 ŞEV GÖÇMELERİNİN SINIFLANDIRILMASI

Şev hareketine bağlı olarak hareket eden kütlelerin boyutuna, hareket şekline, hareketin hızına, hareketin biçimine, hareket eden malzemenin cinsi ve hareket eden malzemenin yaşı gibi birçok etkene bağlı olarak geliştirilmiş sınıflama türleri bulunmaktadır. Bu sınıflama türlerinden TS (1951)'de de benimsenen Varnes (1978)'in önerdiği sınıflandırma türü aşağıda verilmektedir.

No	Hareket Türü		Şev Malzemesi			
			Kayaç	Zemin		
				Kaba Daneli	İnce Daneli	
1	Düşme		Kaya Düşmesi	Moloz Düşmesi	Toprak Düşmesi	
2	Devrilme		Kaya Devrilmesi	Moloz Devrilmesi	Toprak Devrilmesi	
3	Kayma	Dönel	Kaya Yığılması	Moloz Yığılması	Toprak Yığılması	
		Ötelenme	Birkaç birim	Kaya Bloğu Kayması	Moloz Bloğu Kayması	Toprak Bloğu Kayması
			Çok birim	Kaya Kayması	Moloz Kayması	Toprak Kayması
4	Yanal Yayılma		Kaya Yayılması	Moloz Yayılması	Toprak Yayılması	
5	Akma		Kaya Akması	Moloz Akması	Toprak Akması	
6	Karmaşık		İki veya daha fazla hareket türü birleşimi			

Şekil 5.4 Şev Hareketi Sınıflandırması (Varnes 1978).

### 5.4 ŞEVLERDE MEYDANA GELEN KÜTLE HAREKETLERİNİN ÖNLENMESİ

Şev stabilite analizlerinin yapılmasındaki ana hedef, olası bir durumda meydana gelebilecek olan kütle hareketlerine karşı gerekli önlemlerin alınıp bu önlemler neticesinde uygun iyileştirme yöntemlerinin bulunup uygulanmasını amaçlar.

Şev hareketlerinin meydana gelmesi sonucunda oluşacak zarar en fazla insanlara ve doğadaki insan kaynaklı inşa edilen yapılara olacaktır. Dolayısıyla bu zararların en aza indirilmesini veya tamamen ortadan kaldırılması için, şev hareketlerinin önceden tahmin edilerek buna göre önlemler alınması önem arz etmektedir. Bunun içinde; bu tür tehlikelerin olduğu yerlerde jeolojik ve jeoteknik etütler çok büyük bir önem kazanmaktadır. Çünkü bu etütlerden elde edilecek verilere göre şev stabilite analizleri yapıp, bu analiz sonuçlarına göre tasarımlar yapılacaktır.

Kütle hareketlerinin meydana gelmeden önce bölgede yapılacak olan iyileştirme çalışmalarının temel olarak iki dayanak noktası vardır. Bunlar; olabildiğince mevcut kayma gerilmelerini azaltmak ve kayma direncini artırmaya yönelik olması gerekmektedir. İyileştirme yöntemleri oldukça çeşitlilik göstermektedir. Kütle hareketlerinin olma olasılığı olan yerlerde bir bölge için birden fazla iyileştirme yöntemleri beraber kullanılacağı gibi; tek bir yöntem de kullanılabilir. Bu durum bölgedeki jeolojik yapıya bağlı olarak değişebileceği gibi ekonomik çözümlere göre de değişkenlik gösterebilmektedir. Genel olarak bu yöntemlere bakacak olursak bu iyileştirme yöntemlerini 3 temel başlık altında toplayabiliriz. Bu yöntemler;

1. Kazı yöntemleri ile iyileştirme
2. Drenaj çalışmaları ile iyileştirme
3. İstinat yapıları ile iyileştirme

Çalışma sahası olan Devrek – Ereğli (32+500-56+721) karayolu inşasında bu iyileştirme yöntemlerinden kazı yöntemleri ile iyileştirme ve istinat yapıları ile iyileştirilme yöntemleri kullanılmıştır. Bu yöntemlerin seçilmesinde jeolojik yapılar rol oynamıştır. Çalışma sahasına hâkim olan litoloji volkanik kaya türü olan andezit ve sedimanter kaya türü olan marnlardan oluşmaktadır. Dolayısıyla bu kaya türlerinin yapısı ve dayanıklılığı birbirlerine göre farklılık göstermektedir. Daha duraylı olan andezit kayalarının olduğu bölgelerde iyileştirme yöntemi olarak kazı yöntemi kullanılırken daha gevşek ve akmaya karşı meyilli olan marn kayacı olan bölgelerde ise istinat yapıları ile iyileştirme tercih edilmiştir.



**Şekil 5.5** Çalışma sahasında kazı yöntemi ile iyileştirme.

Kütle hareketlerine yol açan etkenlerden biri de suyun etkisidir. Sular yeraltı ve yüzey suları olarak ayrılmaktadır. Bu sular ortamdaki uzaklaştırılmadığında yani drene edilmedi taktirde mevcut şevin içerisindeki zemin boşluk suyu basıncını artırmaktadır. Bunun olduğu durumlarda mevcut yüzeyler kayma gerilmelerine karşı savunmasız kalırlar ve bu durumda kütle hareketlerine yol açar. Dolayısıyla drenaj sistemlerinin iyi projelendirilmesi gerekmektedir. Projelendirilmesi için çalışma alanının iklim, jeolojik ve jeoteknik özellikleri göz önüne alınarak en uygun olanı seçilmelidir. Drenaj yöntemlerinin bilinen 2 türü vardır. Bunlar yüzey ve yüzey altı drenajlardır.

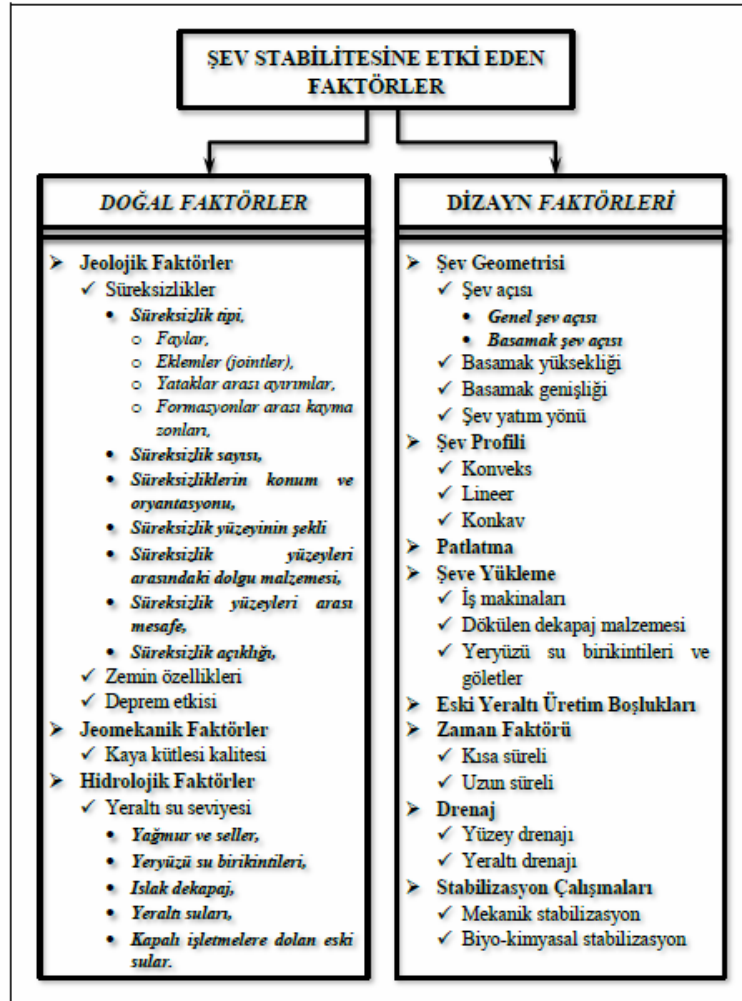
Çalışma sahası Batı Karadeniz bölgesinde yer aldığından dolayı bol miktarda yağış almaktadır. Dolayısıyla iklimi yağışlıdır. Topografyası ise oldukça eğimlidir. Litoloji olarak sedimanter bir kaya olan marnın çalışma sahasında bol miktarda bulunduğu gözlenmiştir. Bu kayacın su ile teması halinde çamurumsu bir hale geldiği bilinmektedir ve bu durum çalışma sahasında da yağışlı havalarda gözlenmiştir. Dolayısıyla marn kayacının su ile etkileşimi ortamı daha da akıcı haline getirmesinden dolayı çalışma sahasında yüzey drenaj çalışmaları yapılmıştır.



**Şekil 5.6** Çalışma sahasında yüzey drenajı.

İstinat yapıları, mevcut haldeki zemini doğal şek ve açısından daha dik açılarda tutabilmek ve aynı zamanda da oluşabilecek kütle hareketlerini önlemek amacıyla inşa edilen yapılardır. Şev stabilitesini sağlamada ve buna bağlı olarak şev stabilitesini arttırmada büyük bir pay sahibidir. İstinat yapıları mevcut halde bulunan zeminin kayma direncini artırarak olası bir kütle hareketine zıt bir kuvvet uygulayarak bu olumsuz durumun oluşmasını engellemeye olanak sağlamaktadır.

Tezin ana konusunu oluşturan istinat yapıları ise bir sonraki bölümde detaylı olarak anlatılacaktır. Bu tez çalışmasında taş istinat yapıları, betonarme istinat yapıları, palplanş perdeler, gabion istinat yapıları ve geogrid donatılı istinat yapıları detaylı olarak incelenecektir. Çalışma sahasının jeolojik, jeoteknik ve ekonomik durumunda göre de bu istinat yapılarından olan taş istinat yapıları, betonarme istinat yapıları ve geogrid donatılı istinat yapılarının inşa edilmesine karar verilmiştir.

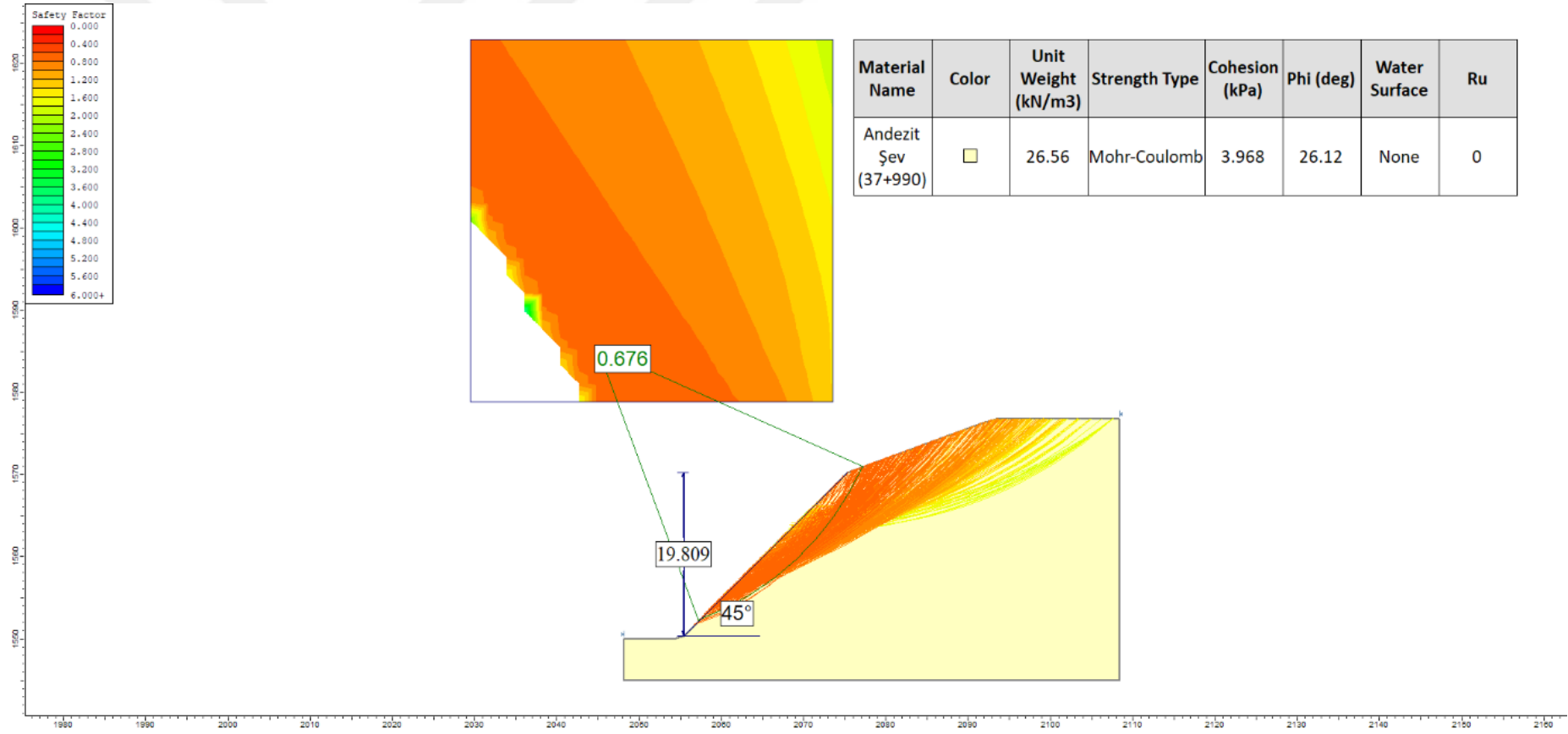


Şekil 5.7 Şev stabilitesine etki eden faktörler (Ertuğrul 2015).

## 5.5 ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ ÇALIŞMALARI

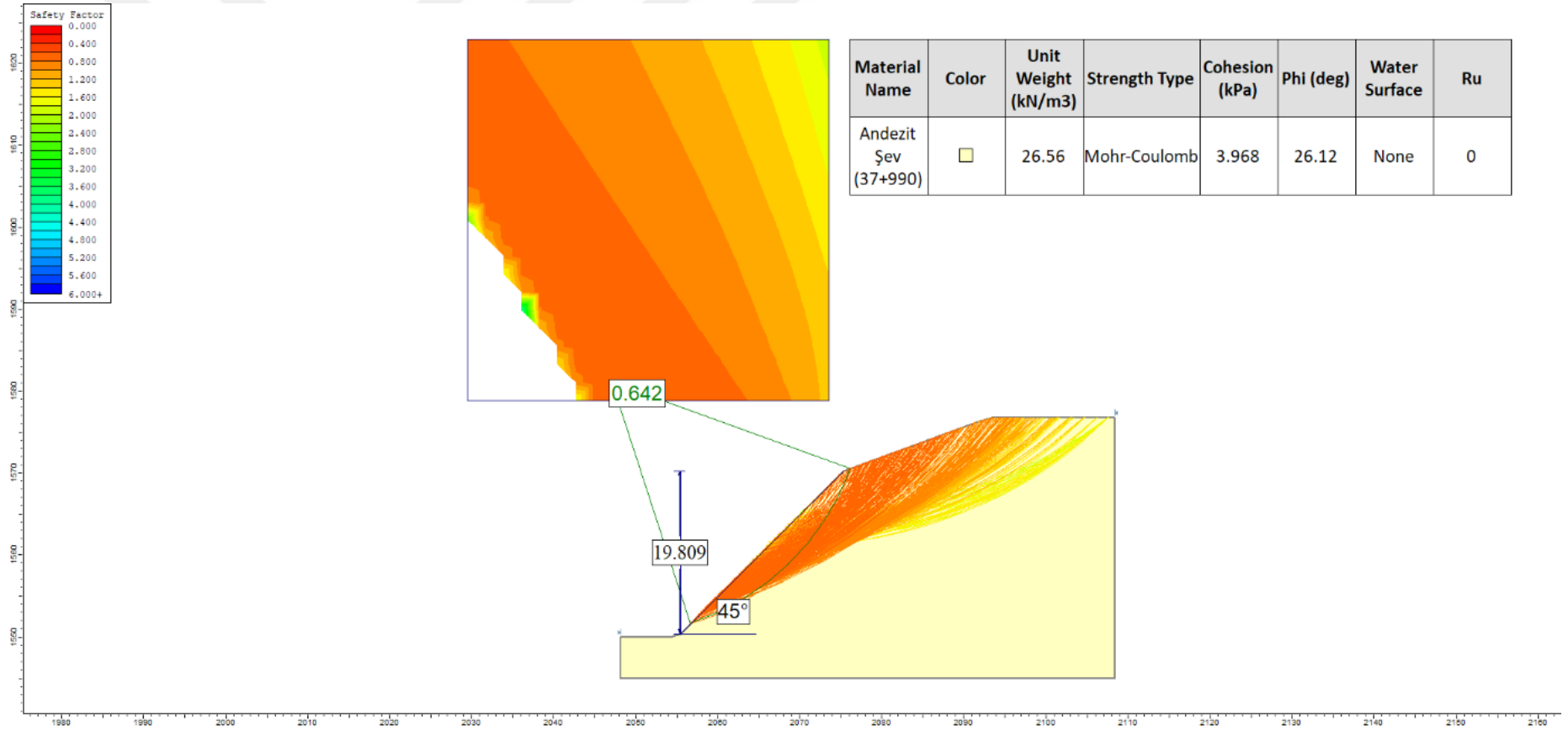
Çalışma sahasındaki mevcut şevlerin stabilitesinin araştırılması için Rocscience Slide programında faydalanılmıştır. Bu programa arazi ile ilgili veriler girilerek gerekli hesaplamalar yapılmıőt ve çalışma sahasındaki kütle hareketinin yaőanma potansiyeli yüksek olan yerlerin hesaplamaları yapılmıőt ve şevlerin stabilitesi incelenmiştir. Çalışma sahasında marn ve andezit kayaları hâkim olduğundan bu bölgerde incelemeler yapılmıştır. Hesaplamalar her bir şev için 3 farklı metod kullanılmıştır. Bu metodlar Fellenius (İsveç dilim yöntemi), Bishop yöntemi ve Janbu yöntemleridir.



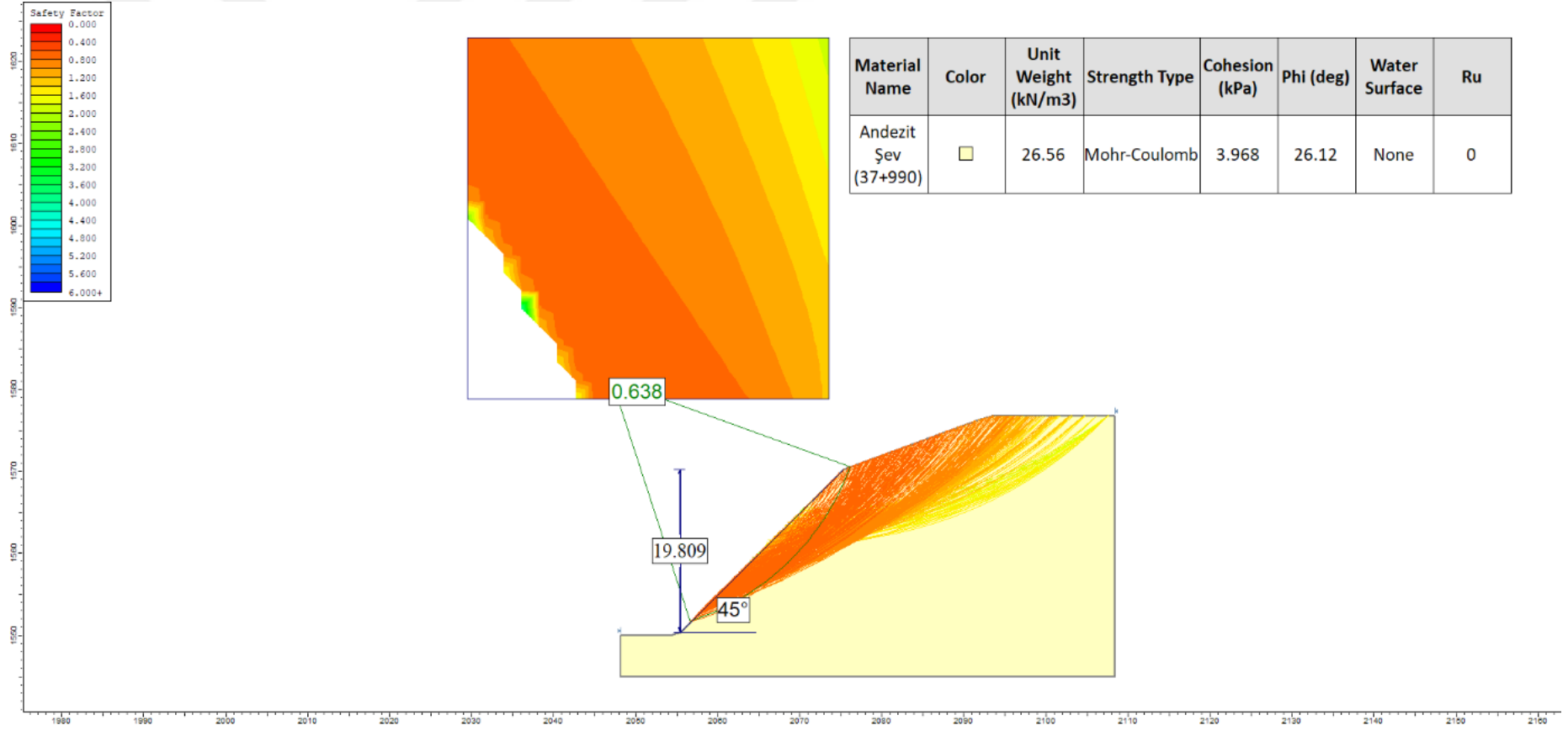


Şekil 5.8 37+990 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.

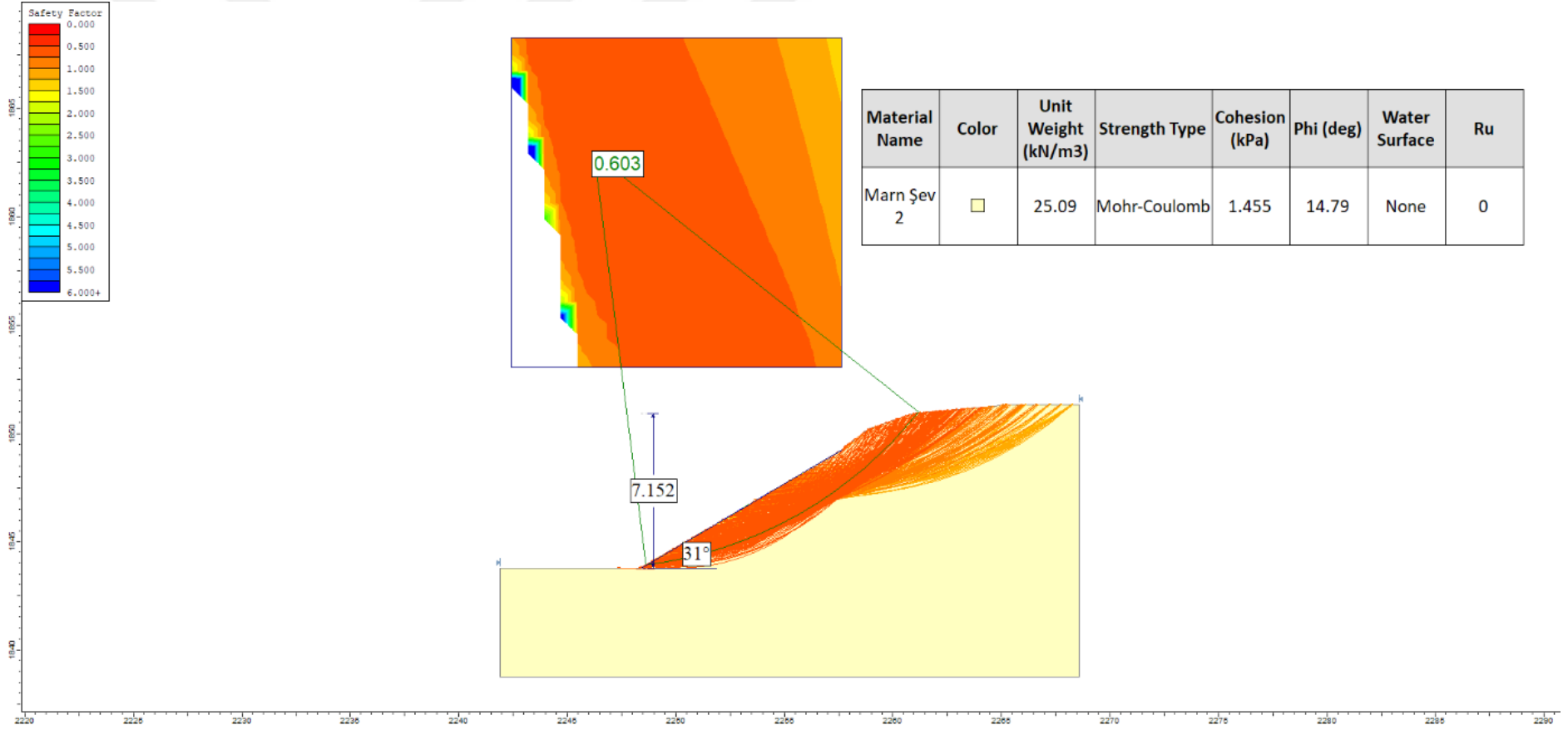




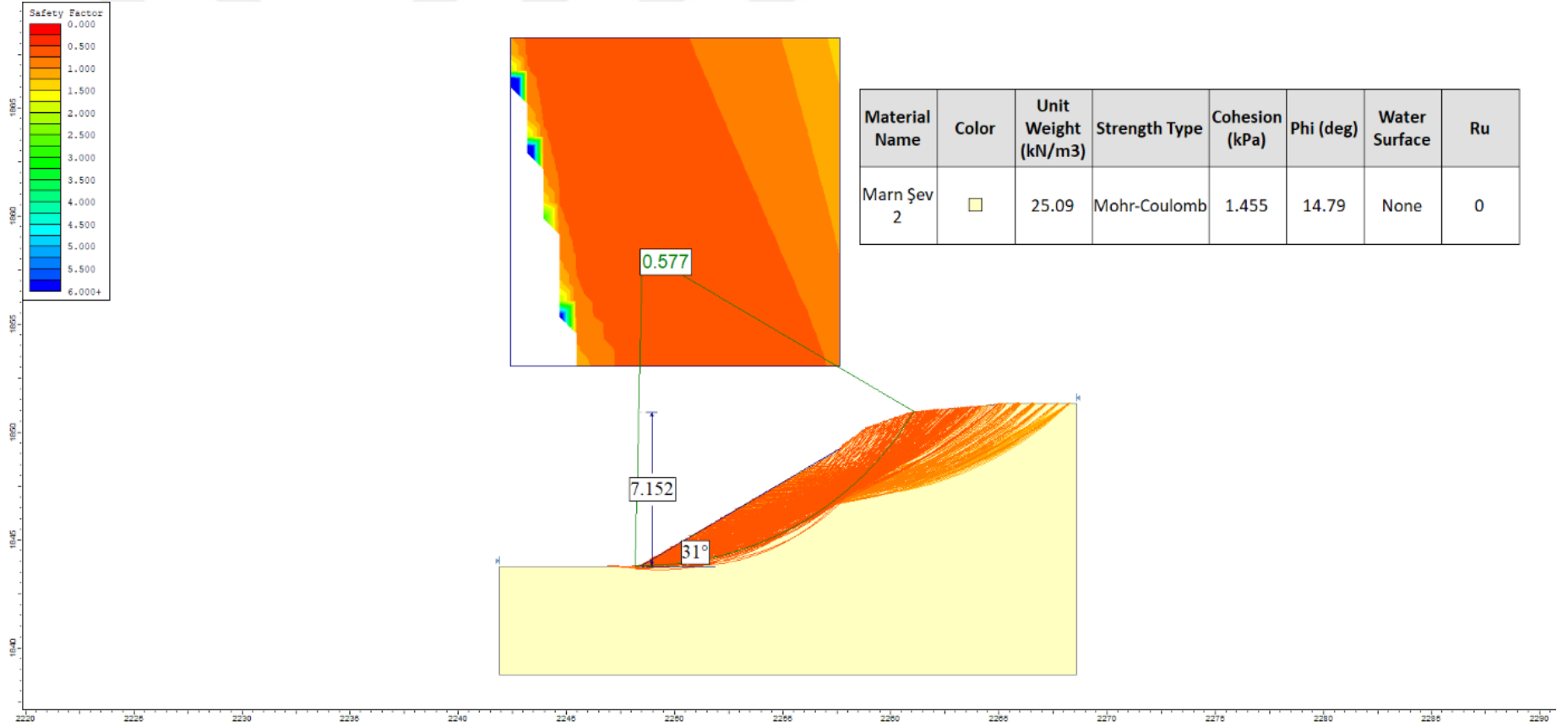
Şekil 5.9 37+990 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi.



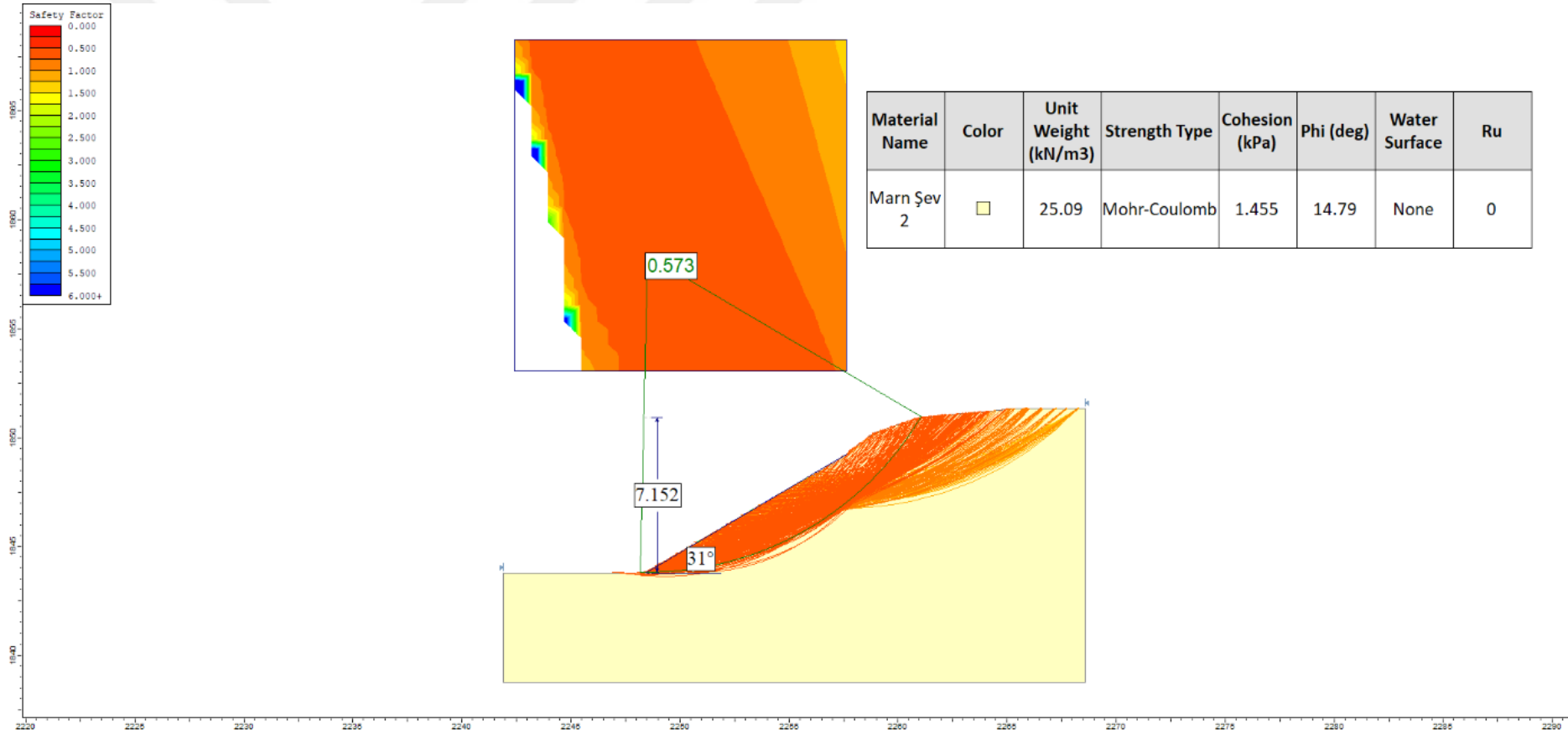
Şekil 5.10 37+990 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.



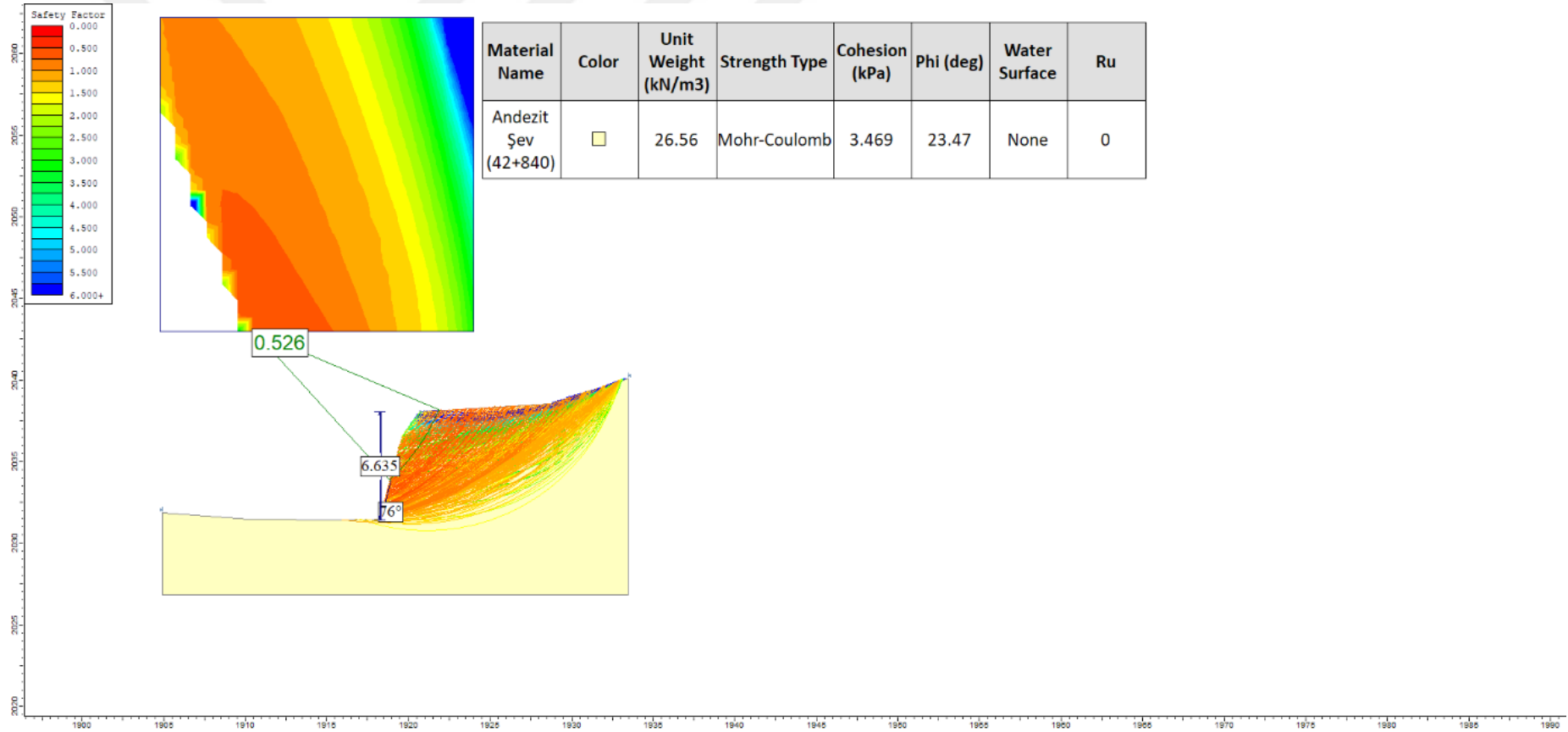
Şekil 5.11 40+020 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.



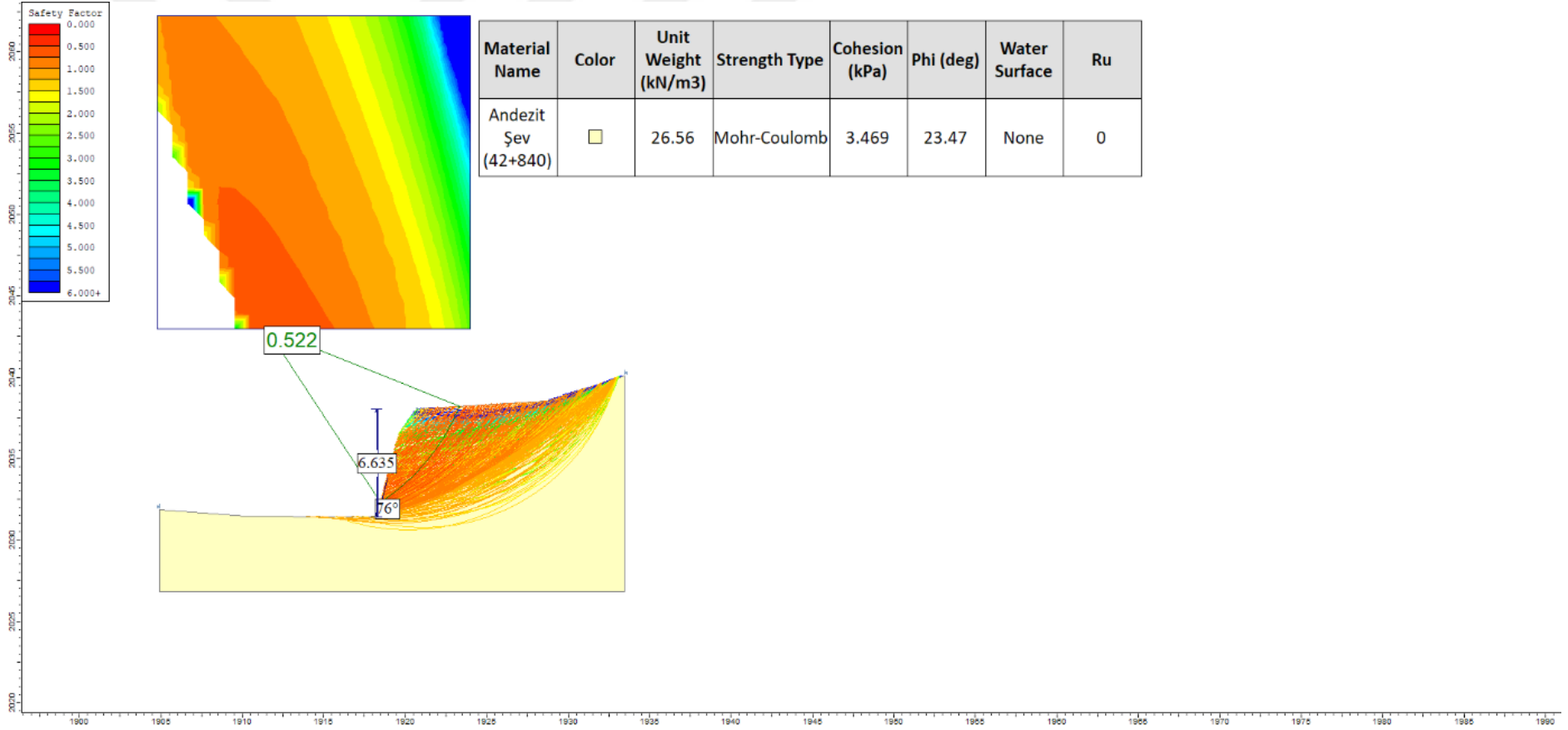
Şekil 5.12 40+020 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi.



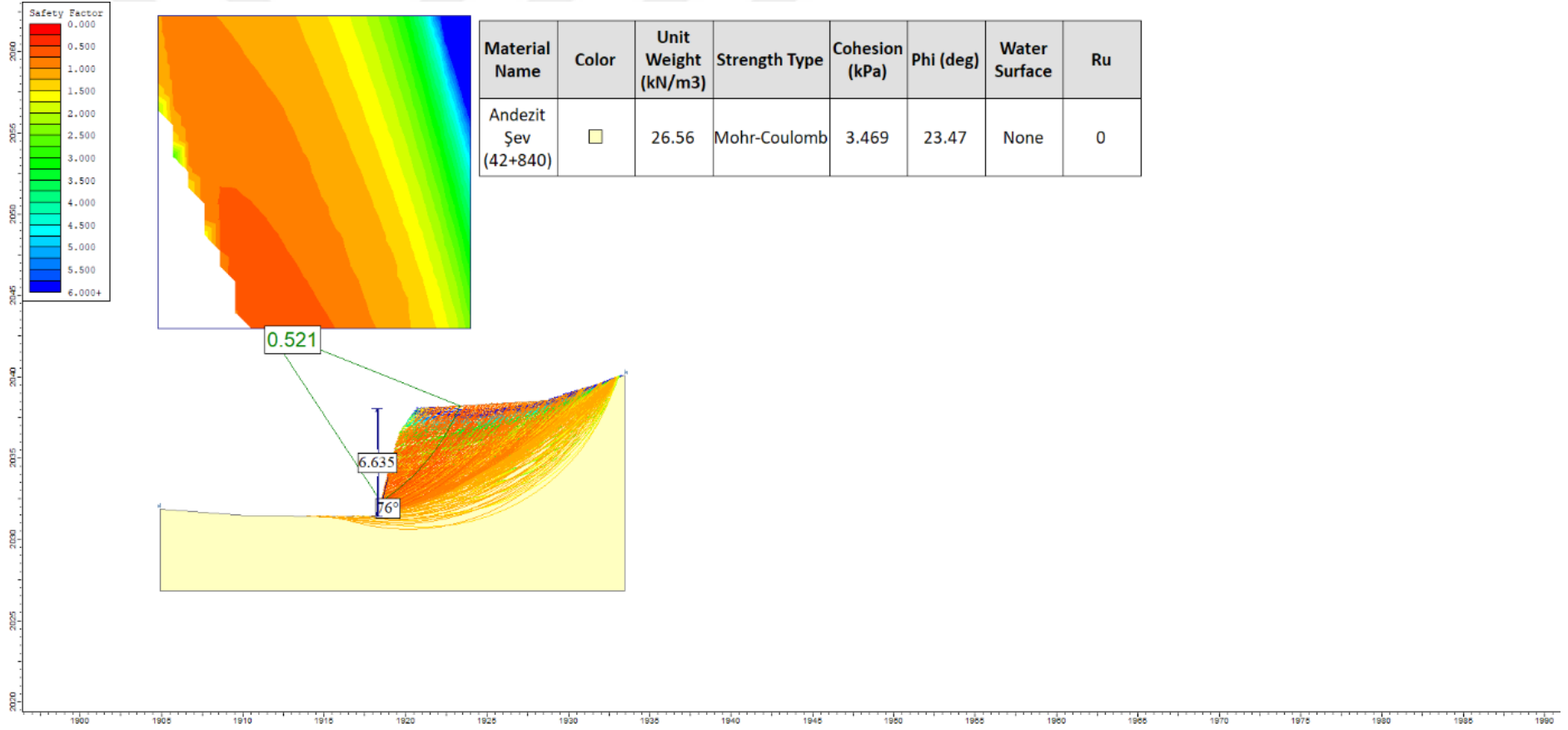
Şekil 5.13 40+020 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.



Şekil 5.14 42+840 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.

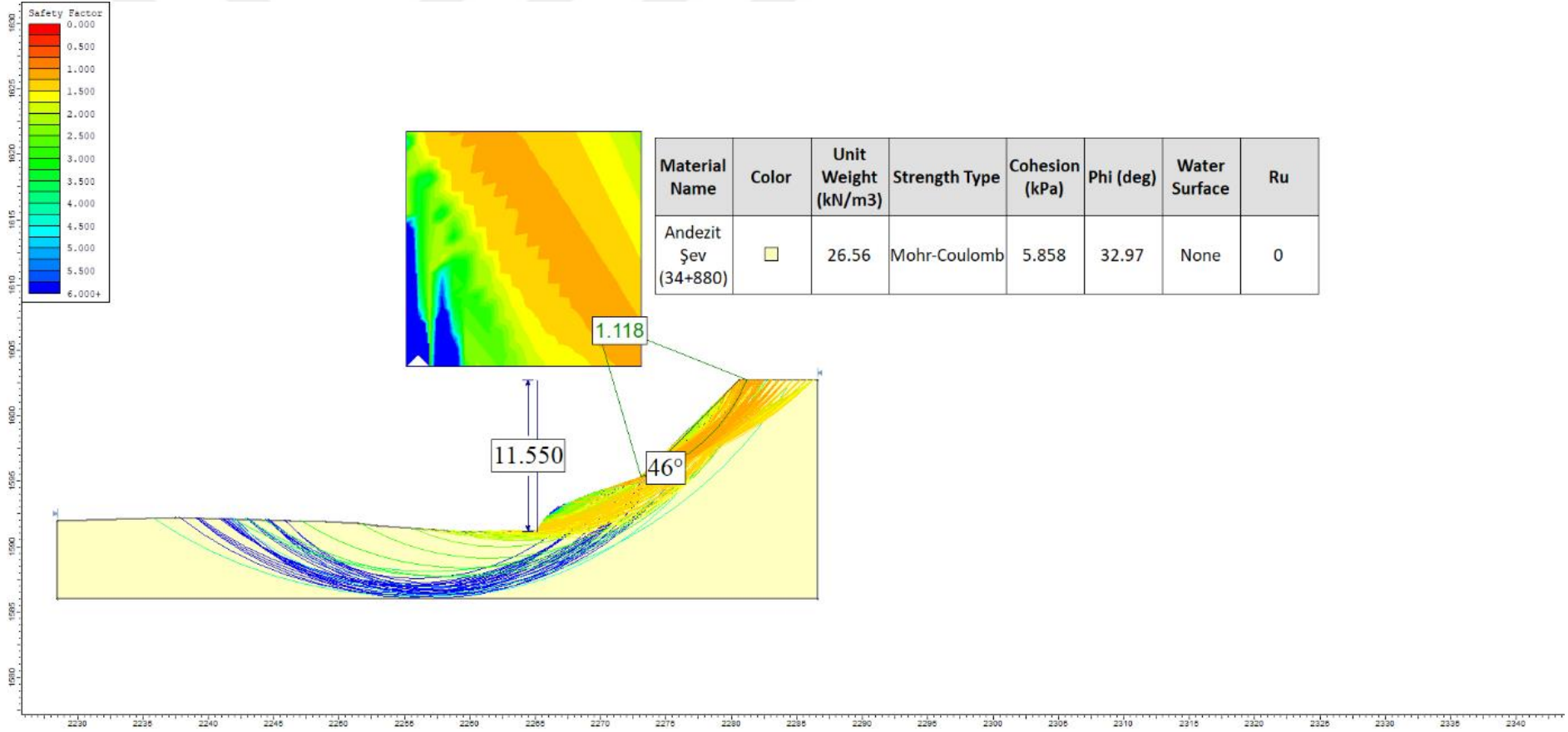


Şekil 5.15 42+840 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi.

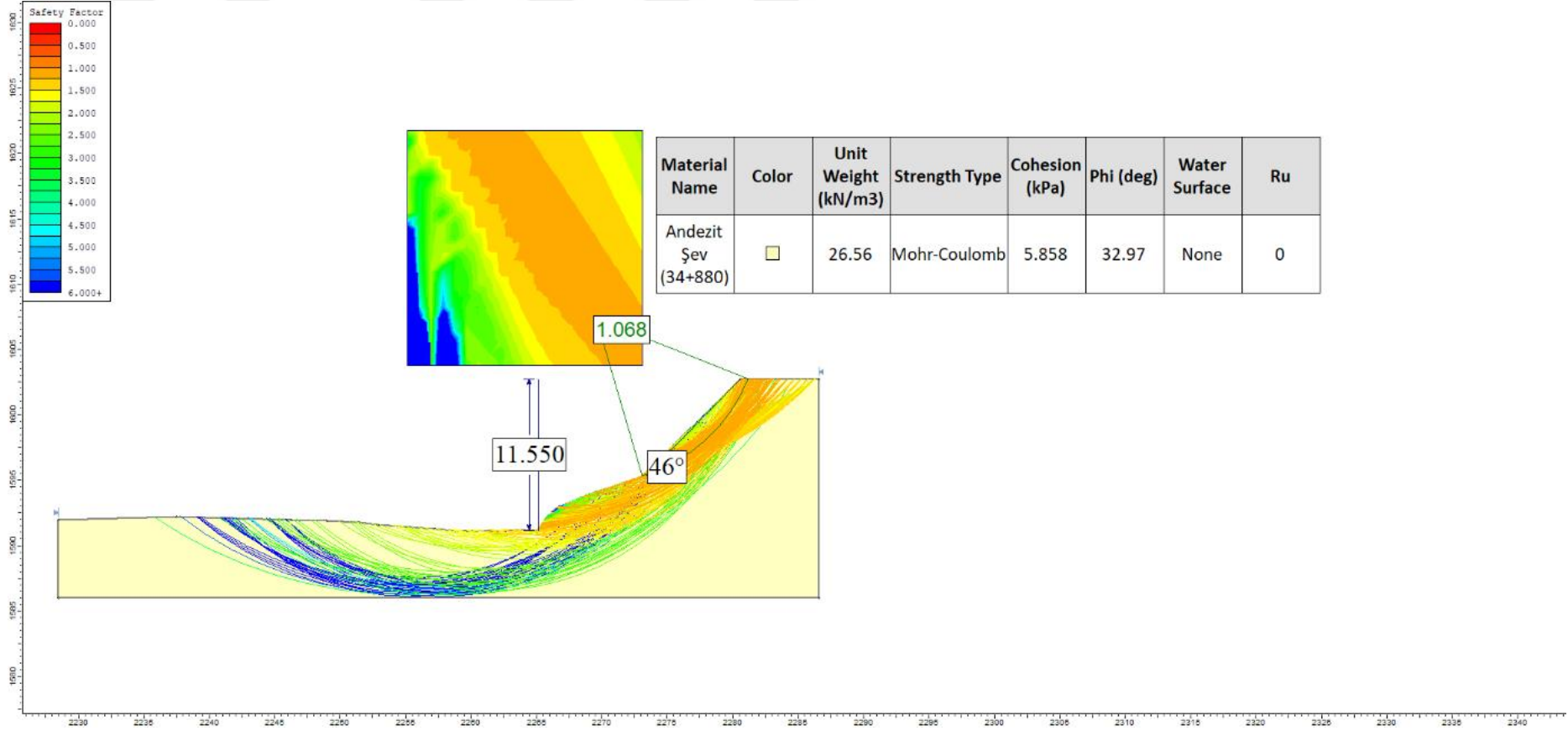


Şekil 5.16 42+840 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.

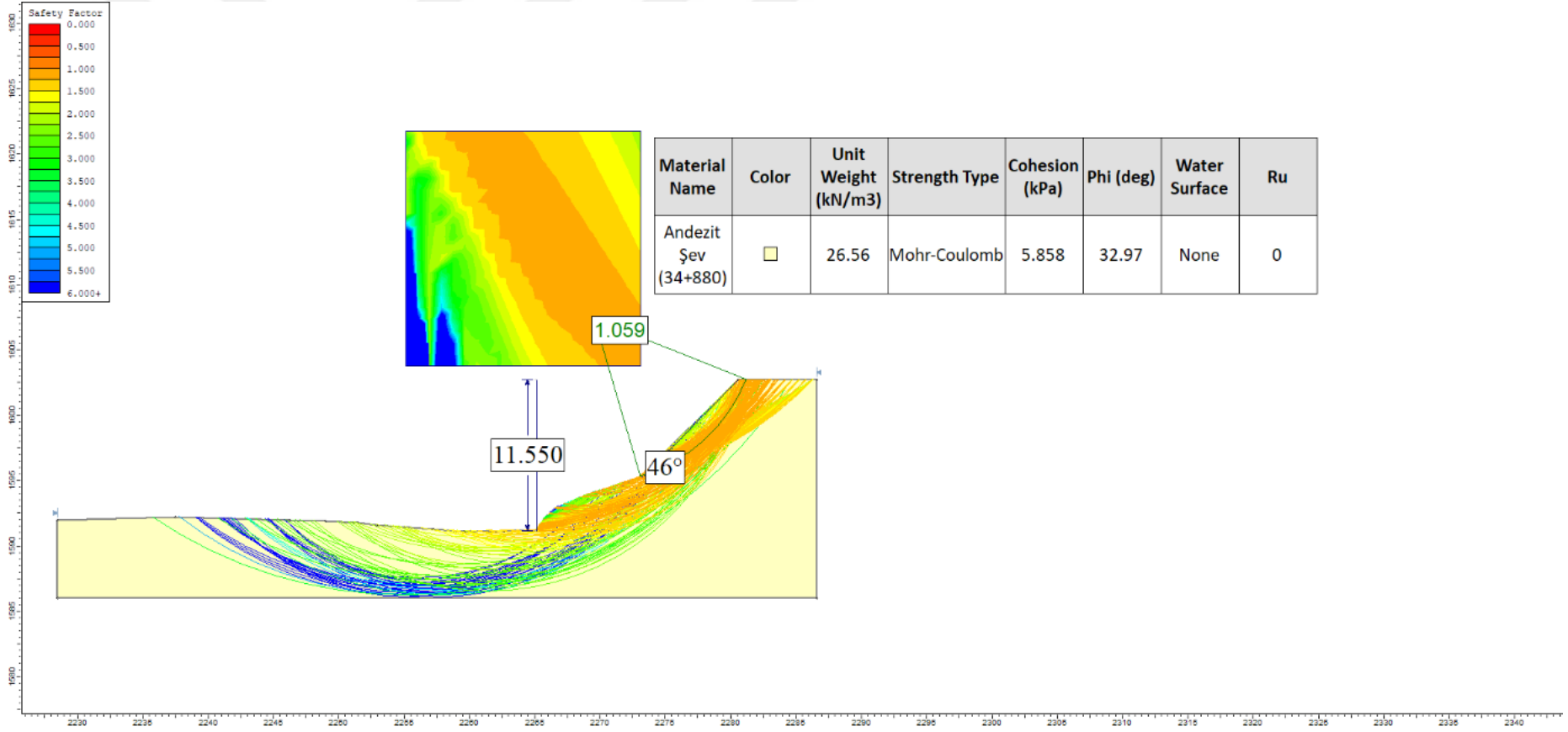




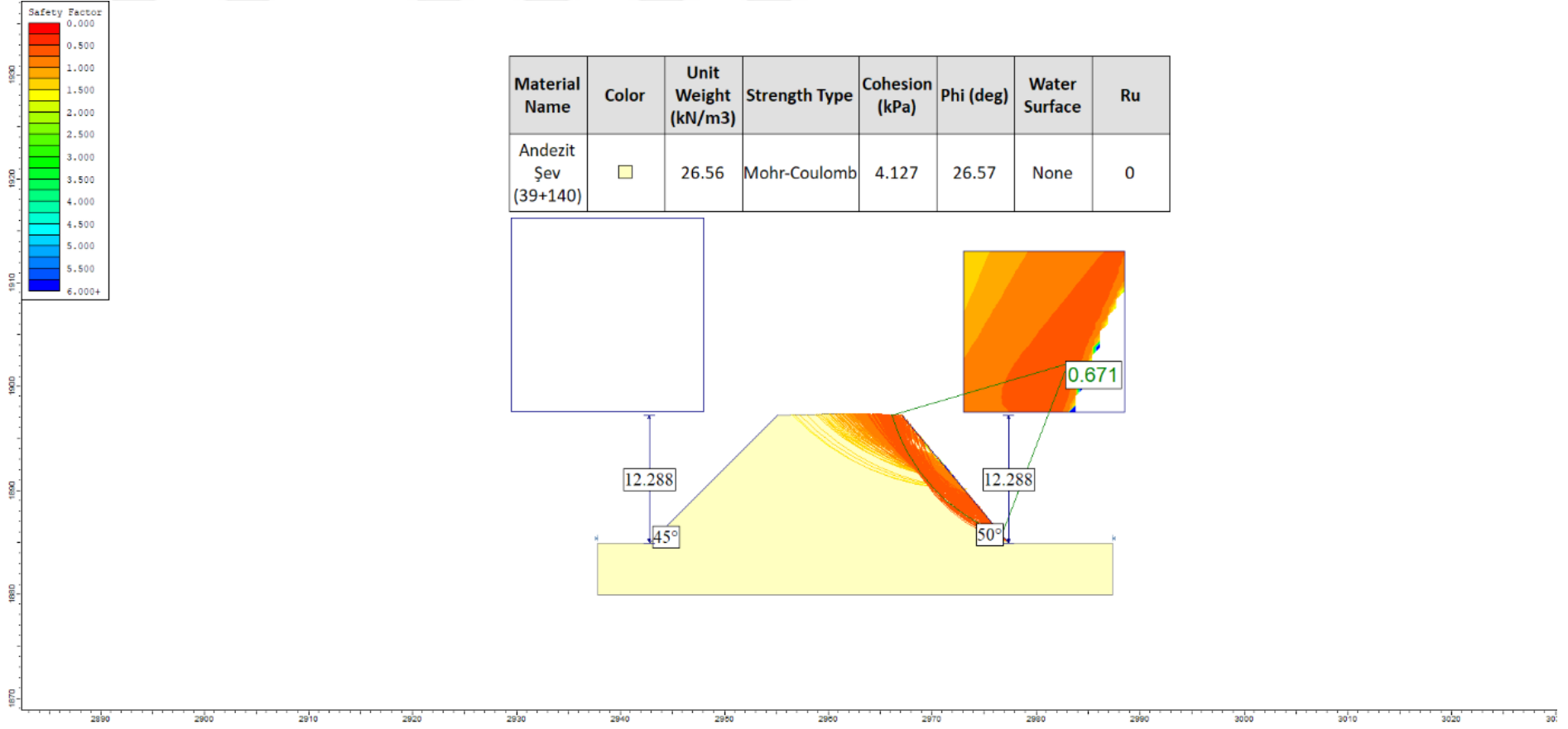
Şekil 5.17 34+880 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.



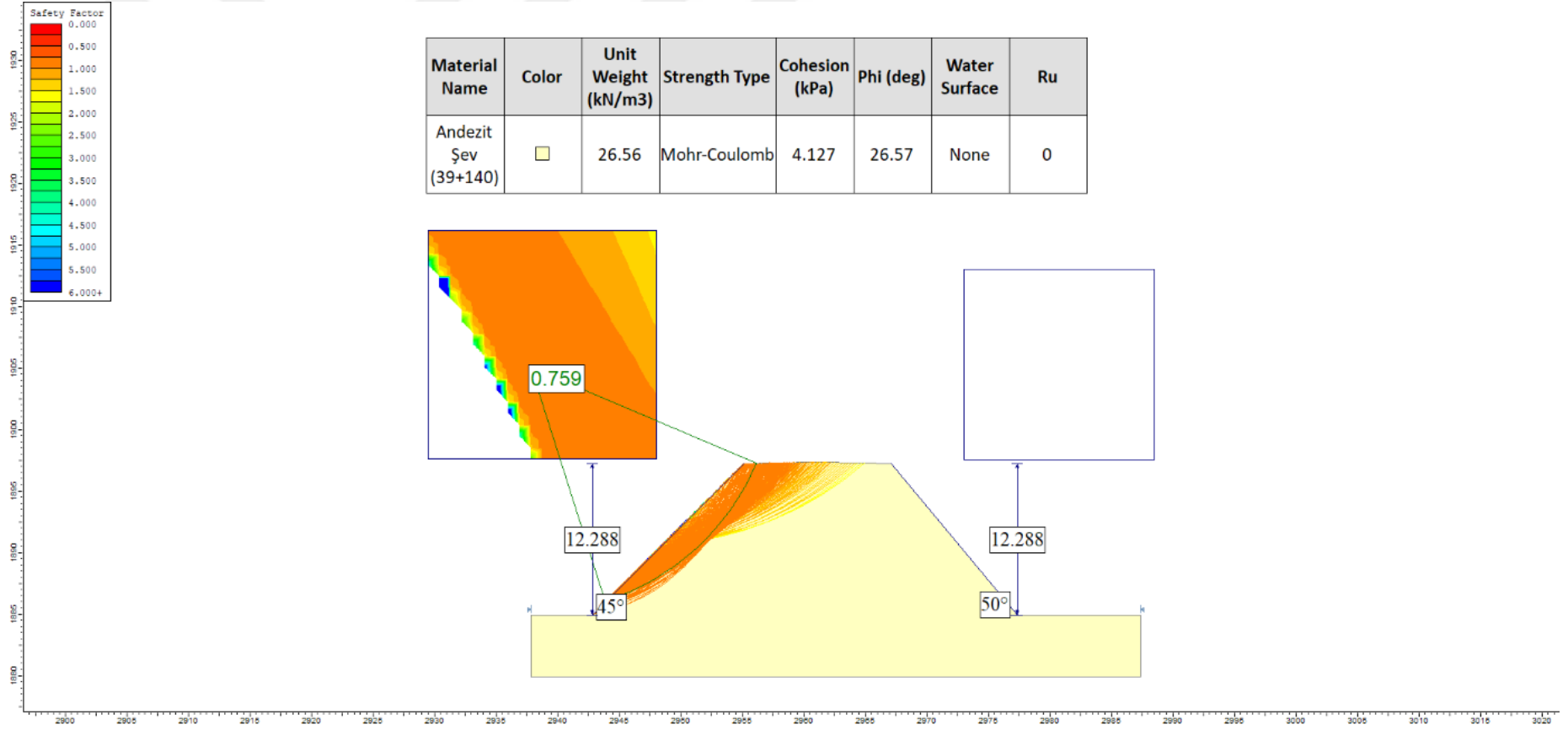
Şekil 5.18 34+880 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi.



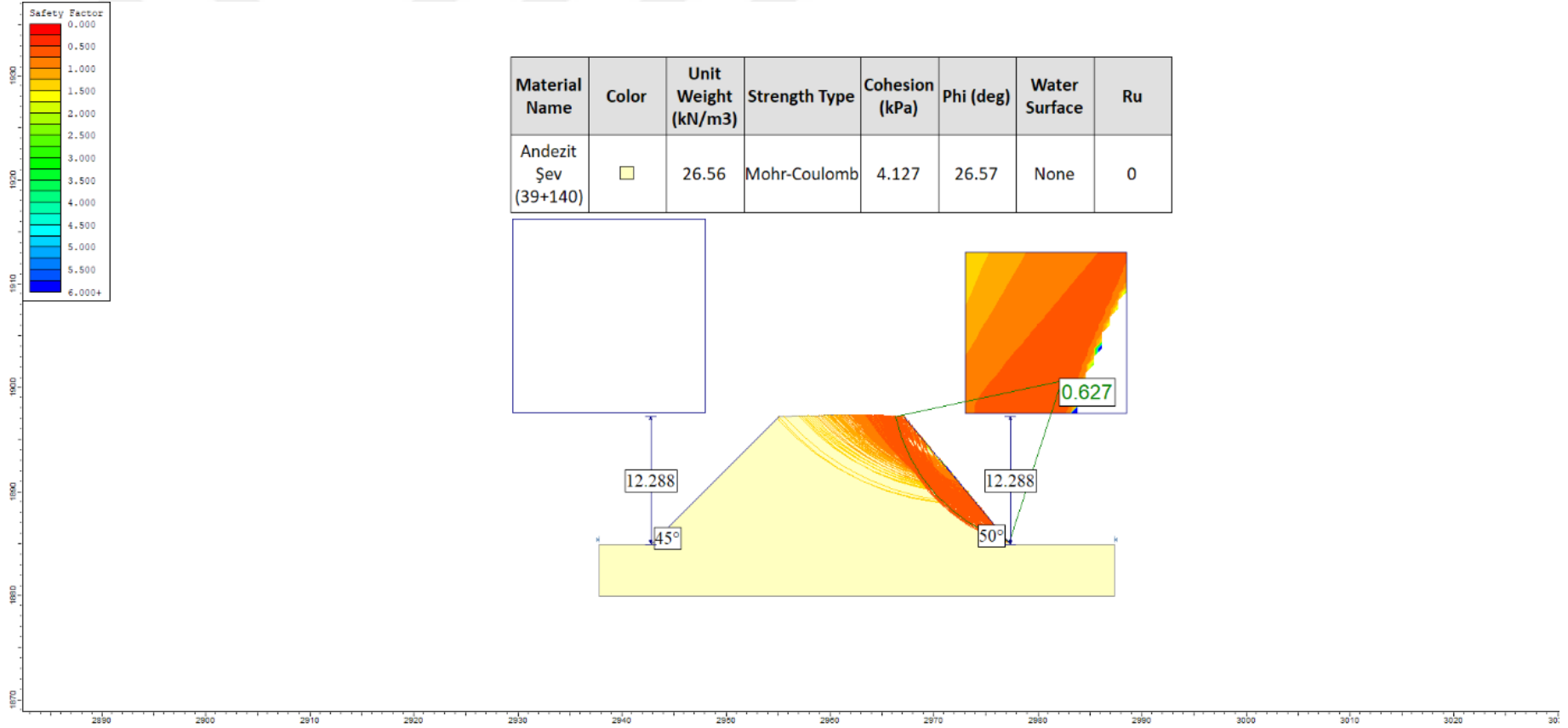
Şekil 5.19 34+880 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.



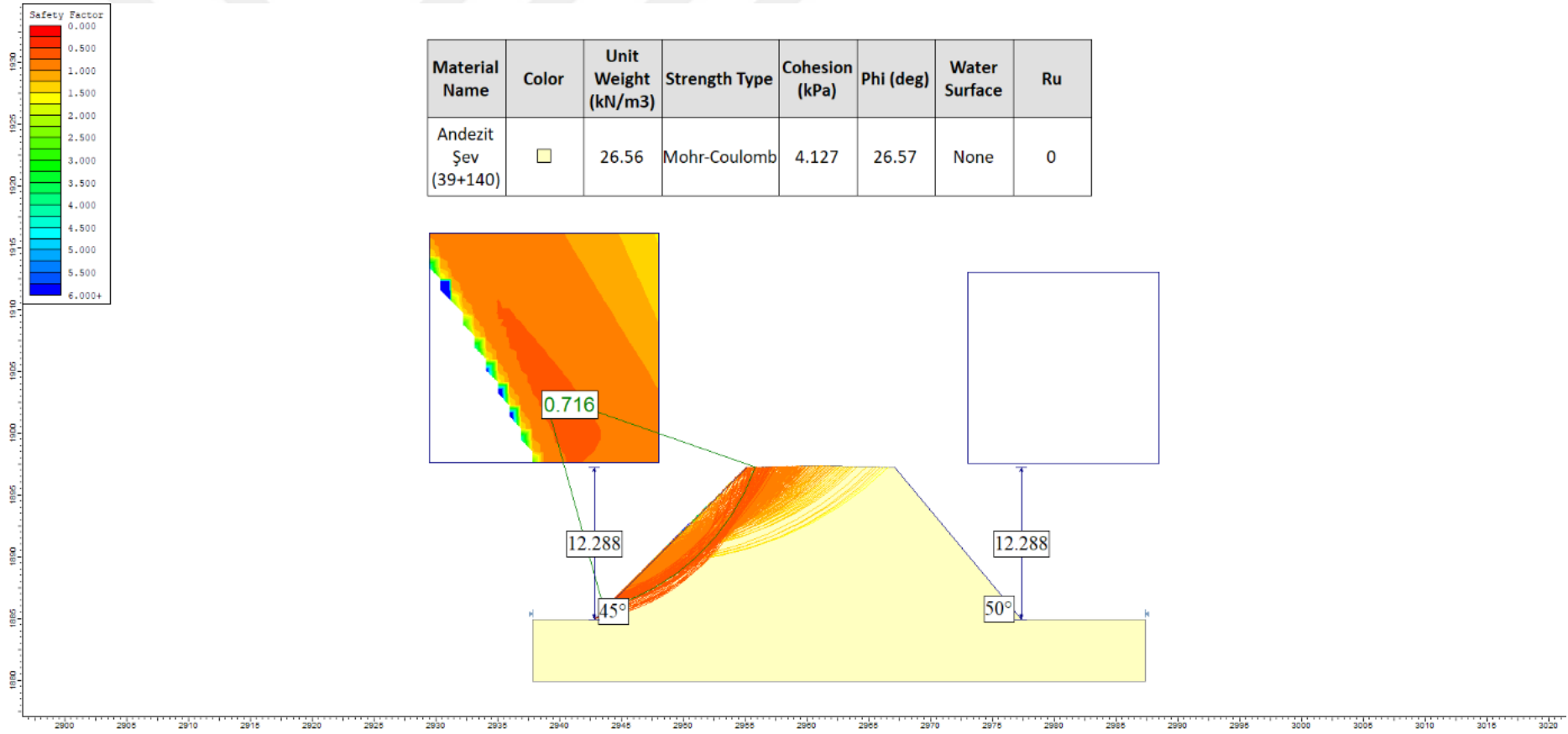
Şekil 5.20 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sağ şevin Bishop metodu ile analizi.



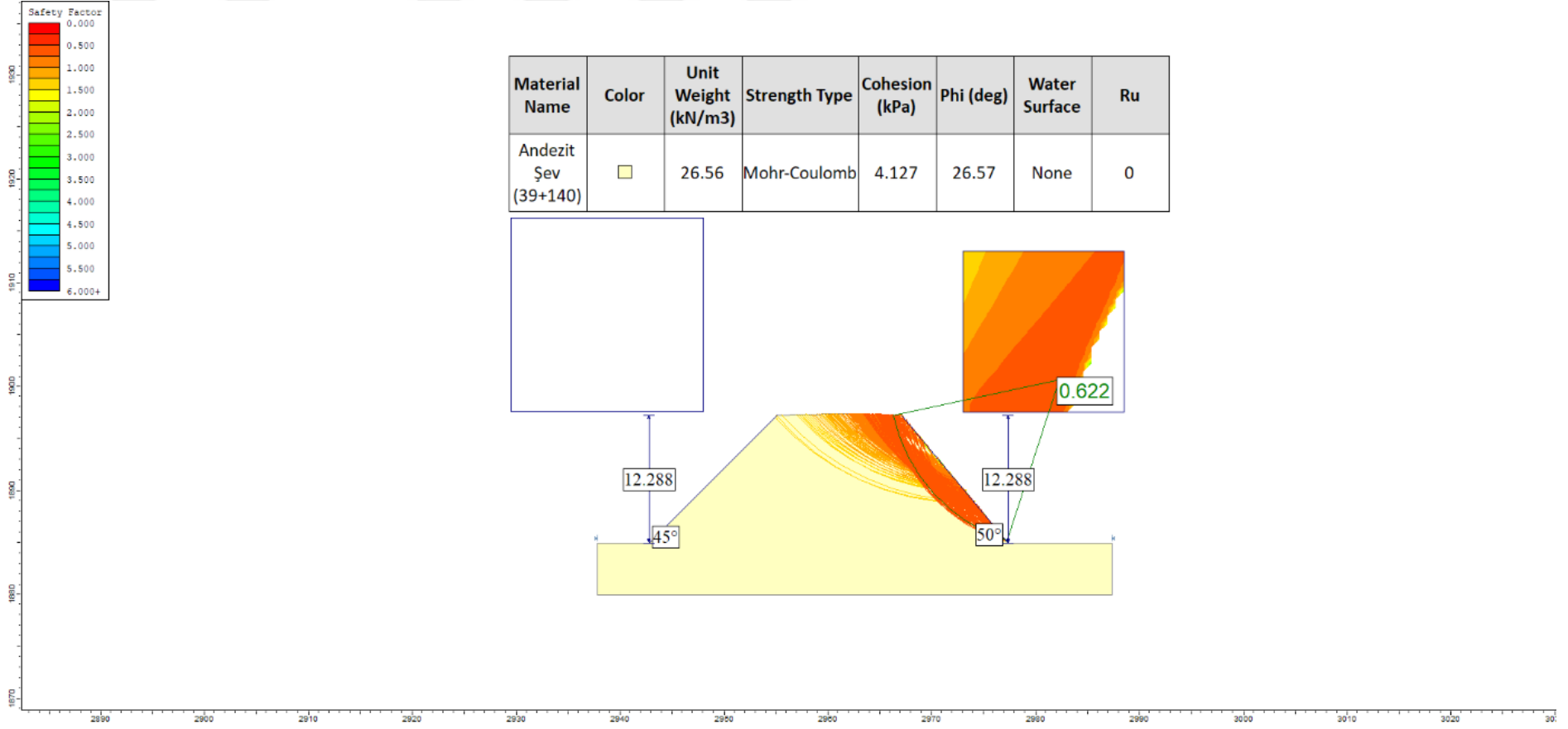
Şekil 5.21 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sol şevin Bishop metodu ile analizi.



Şekil 5.22 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sağ şevin Fellenius metodu ile analizi.

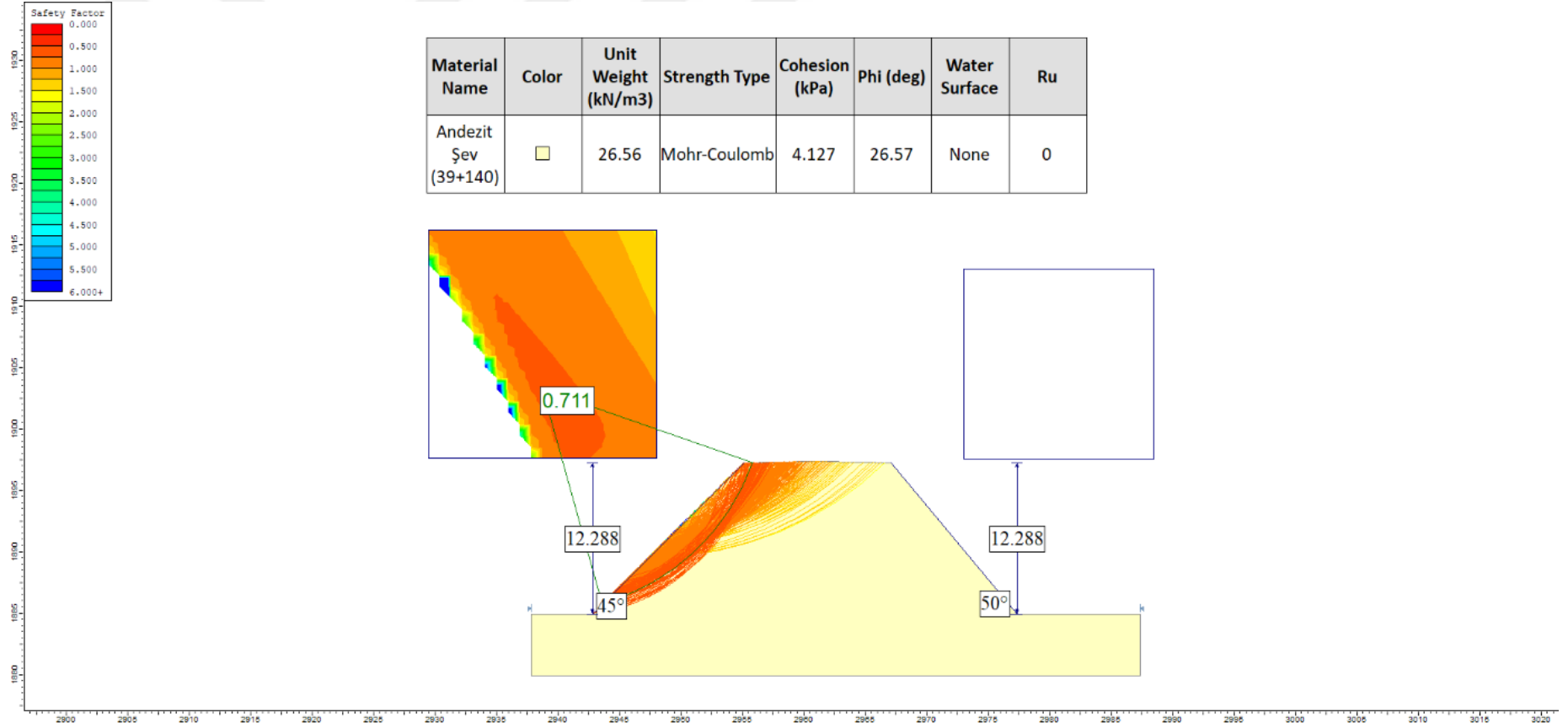


Şekil 5.23 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sol şevin Fellenius metodu ile analizi.

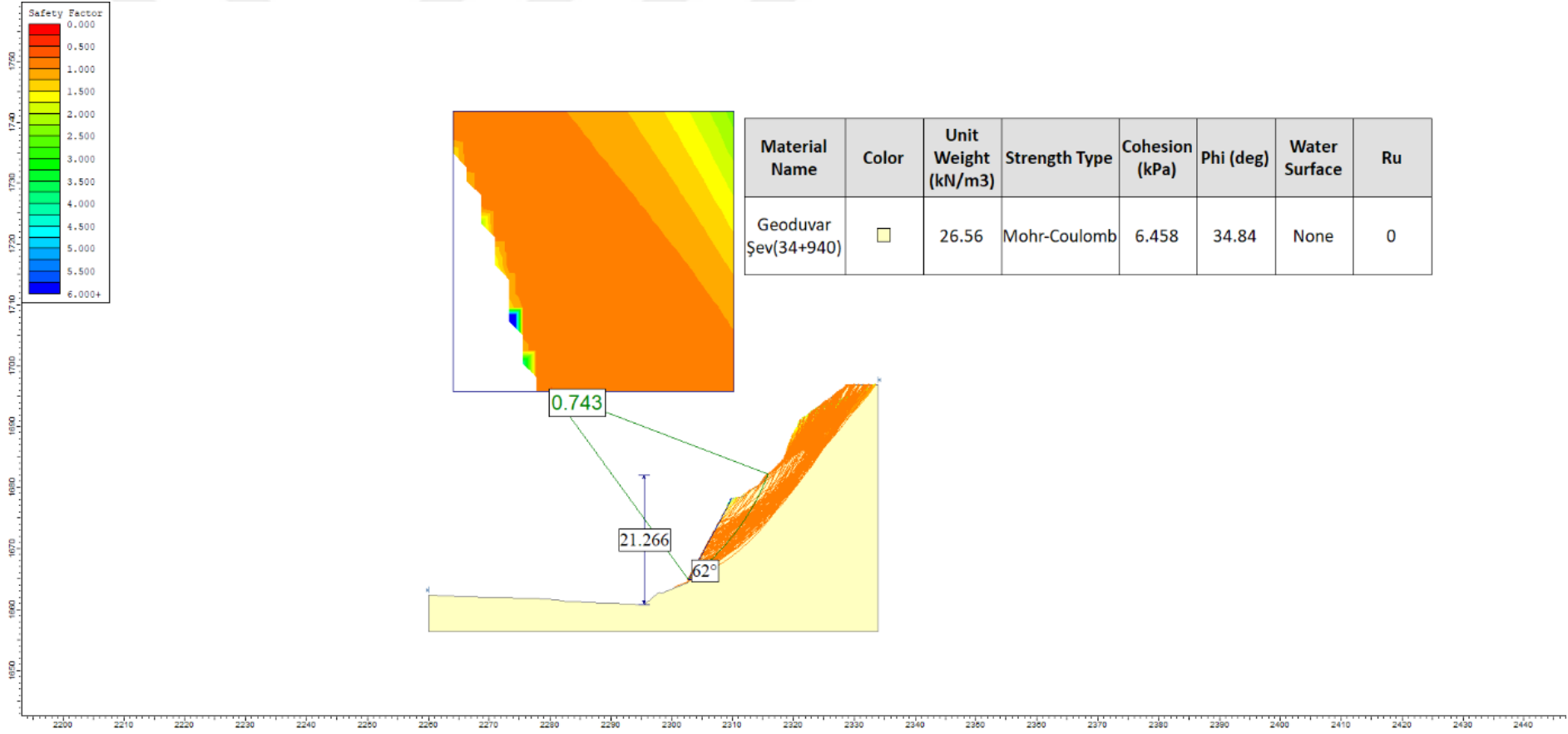


Şekil 5.24 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sağ şevin Janbu metodu ile analizi.

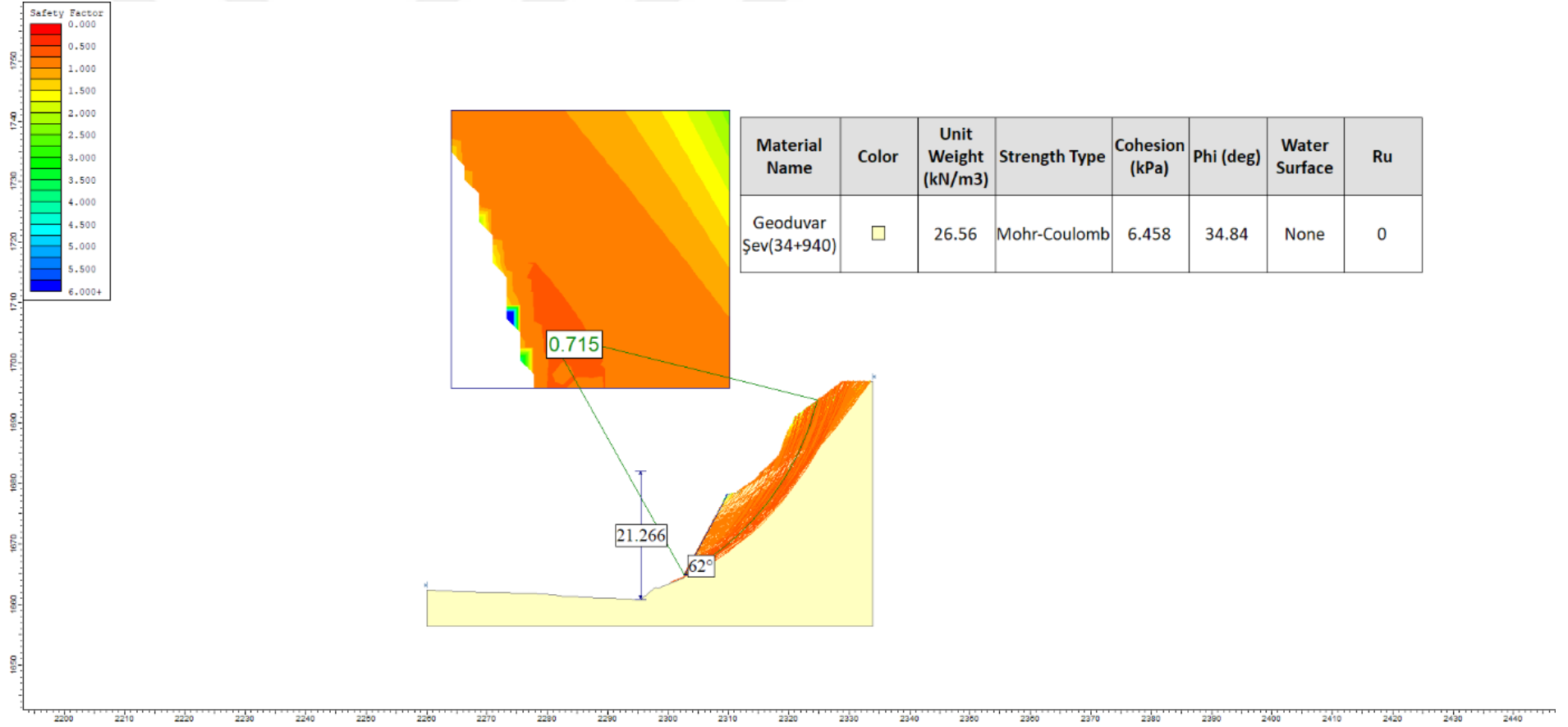




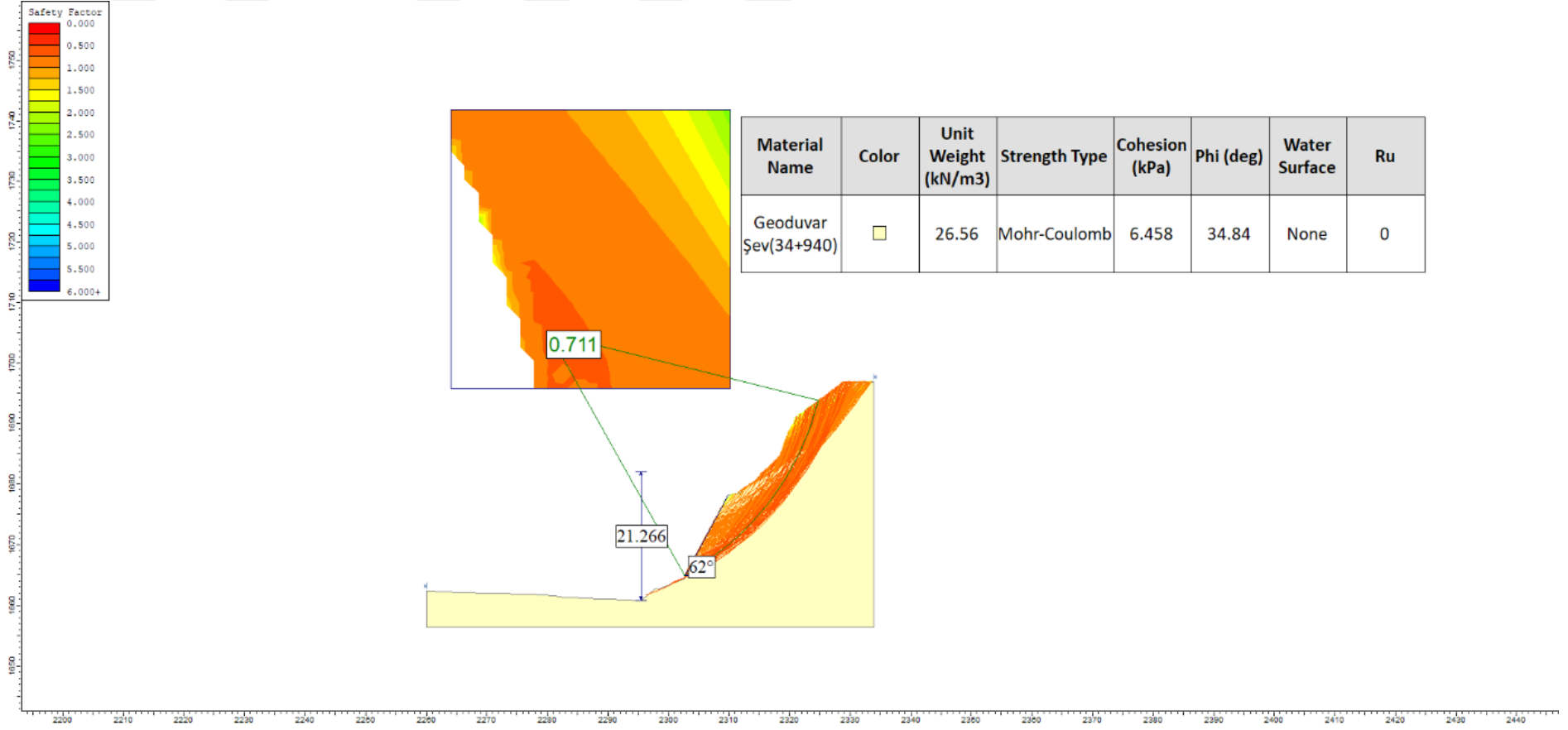
Şekil 5.25 39+140 km. sinde andezit kayalarının olduğu sol şevin Janbu metodu ile analizi.



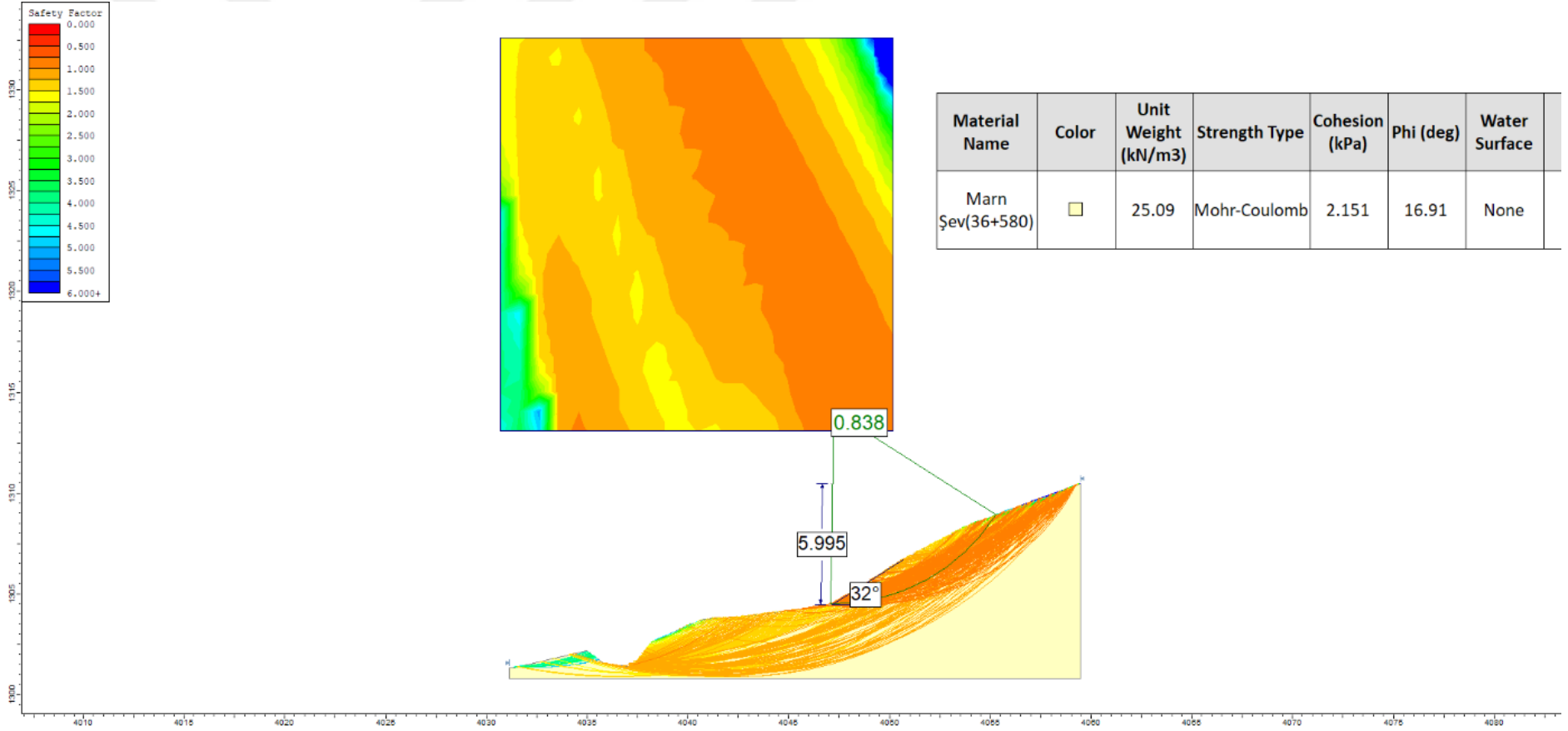
Şekil 5.26 34+940 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.



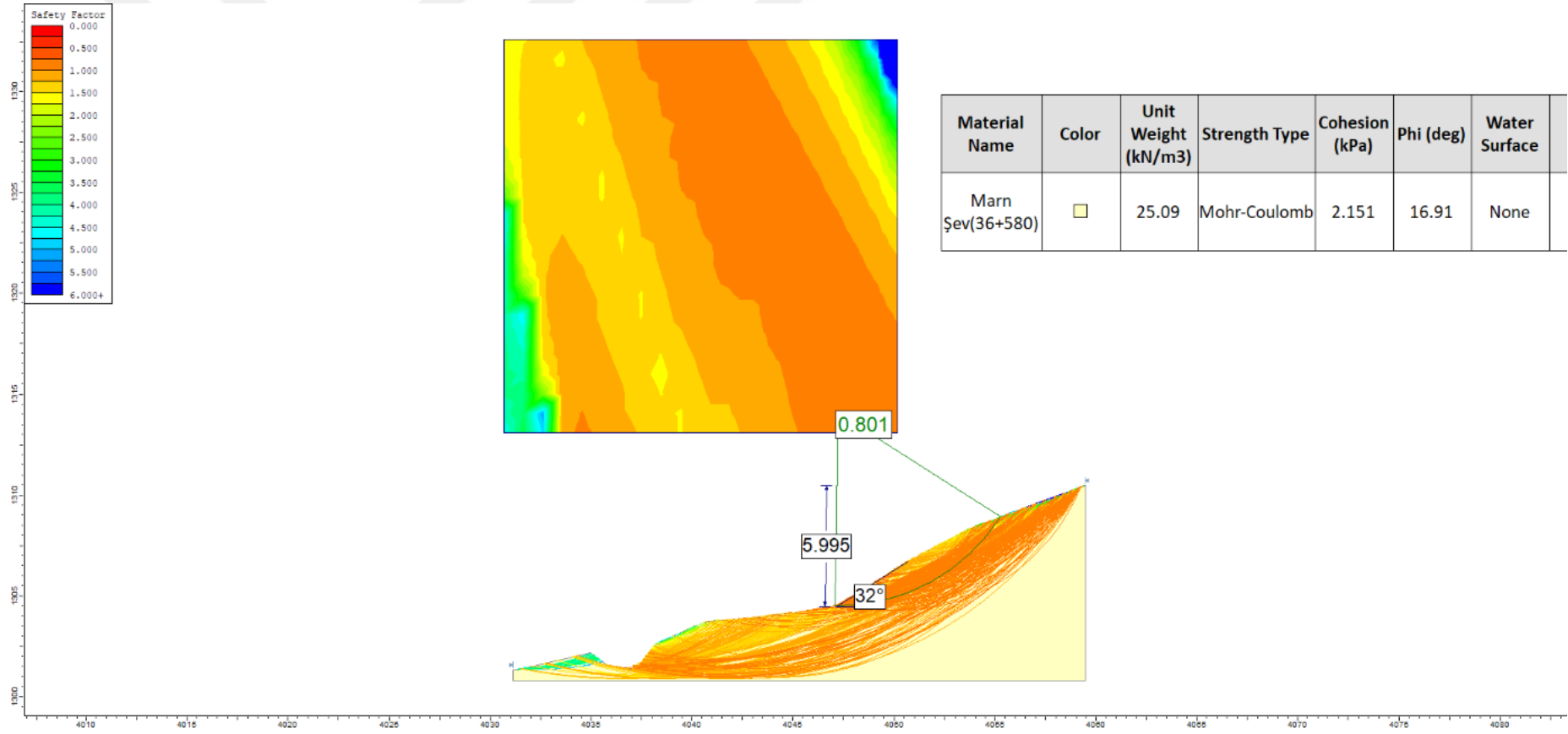
Şekil 5.27 34+940 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi.



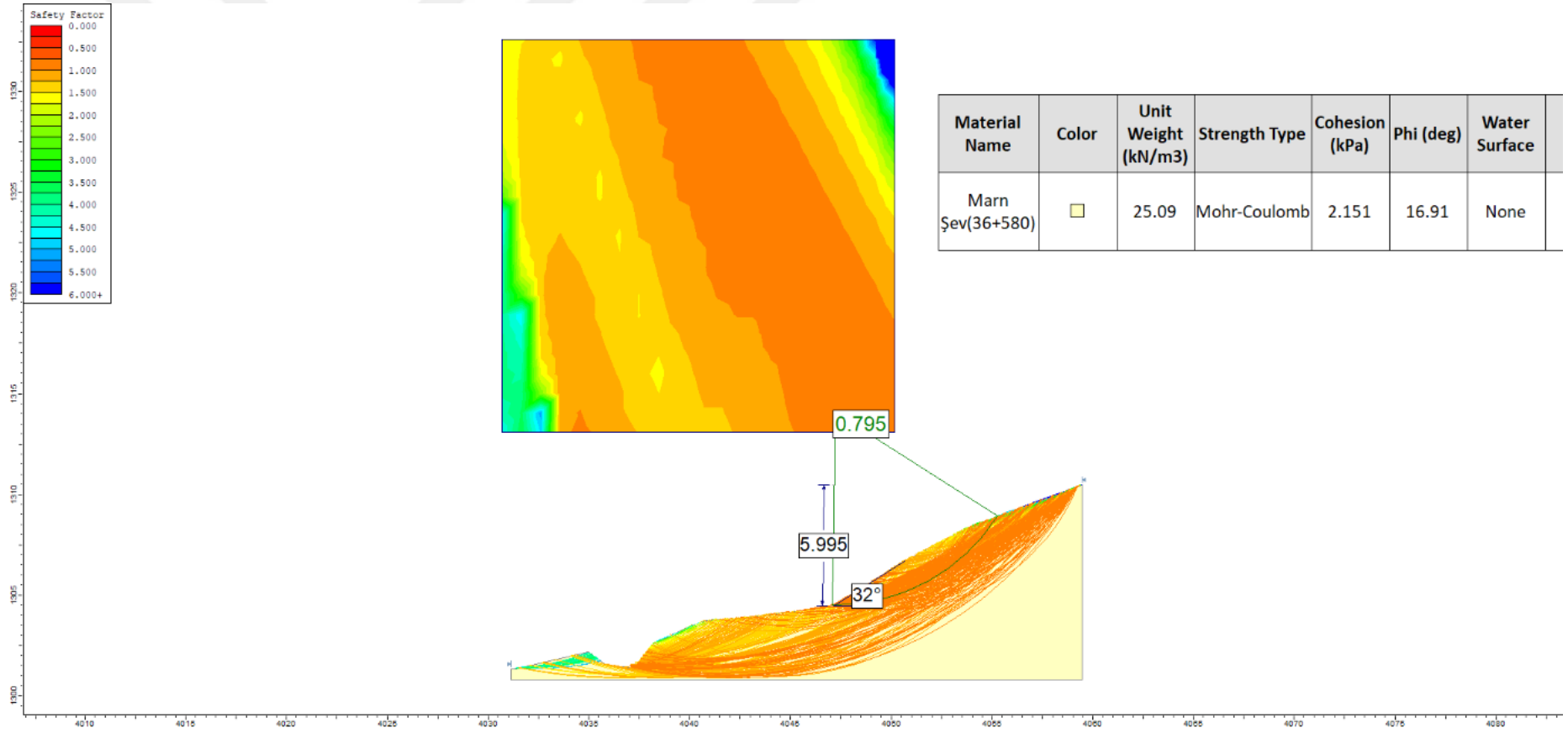
Şekil 5.28 34+940 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.



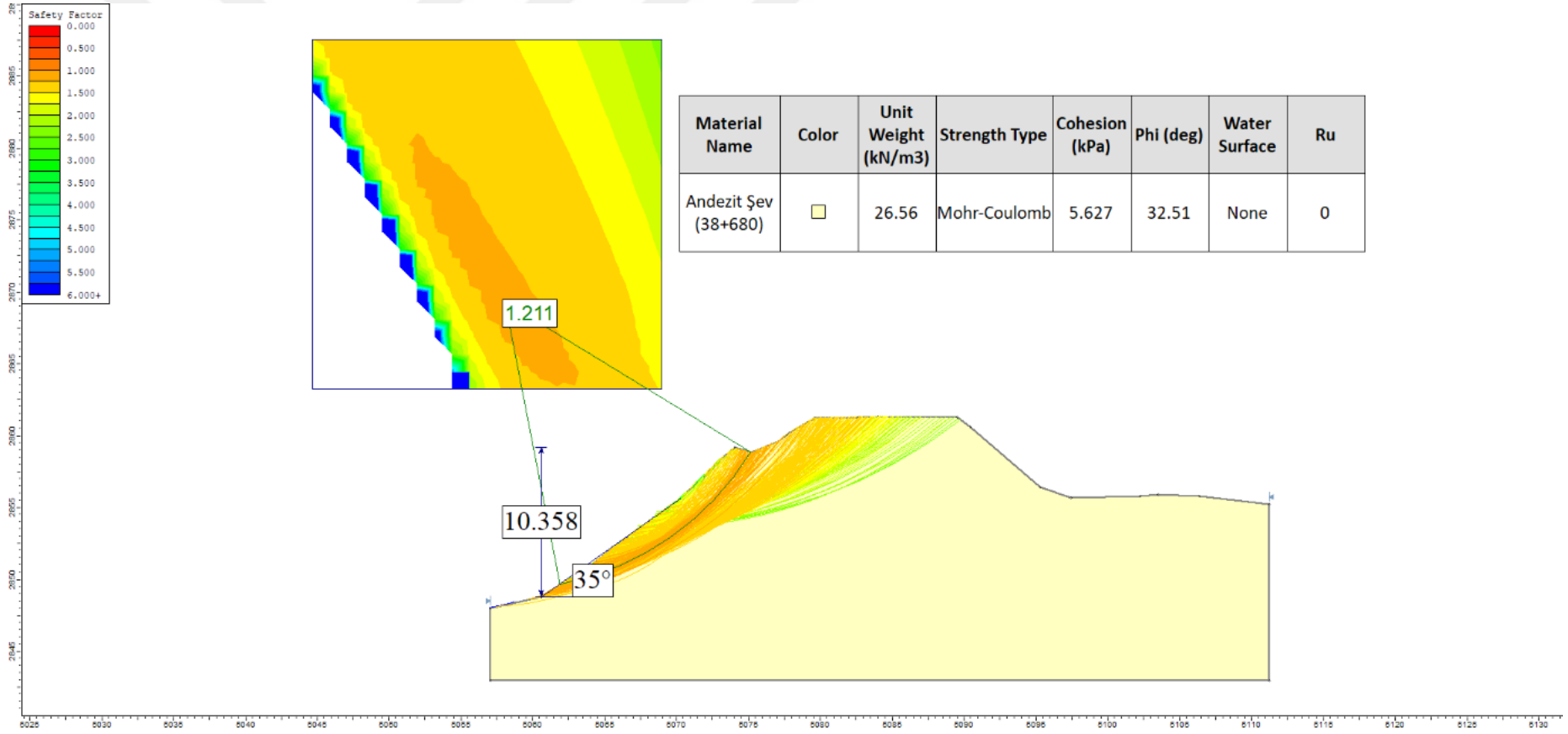
Şekil 5.29 36+580 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.



Şekil 5.30 36+580 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi.

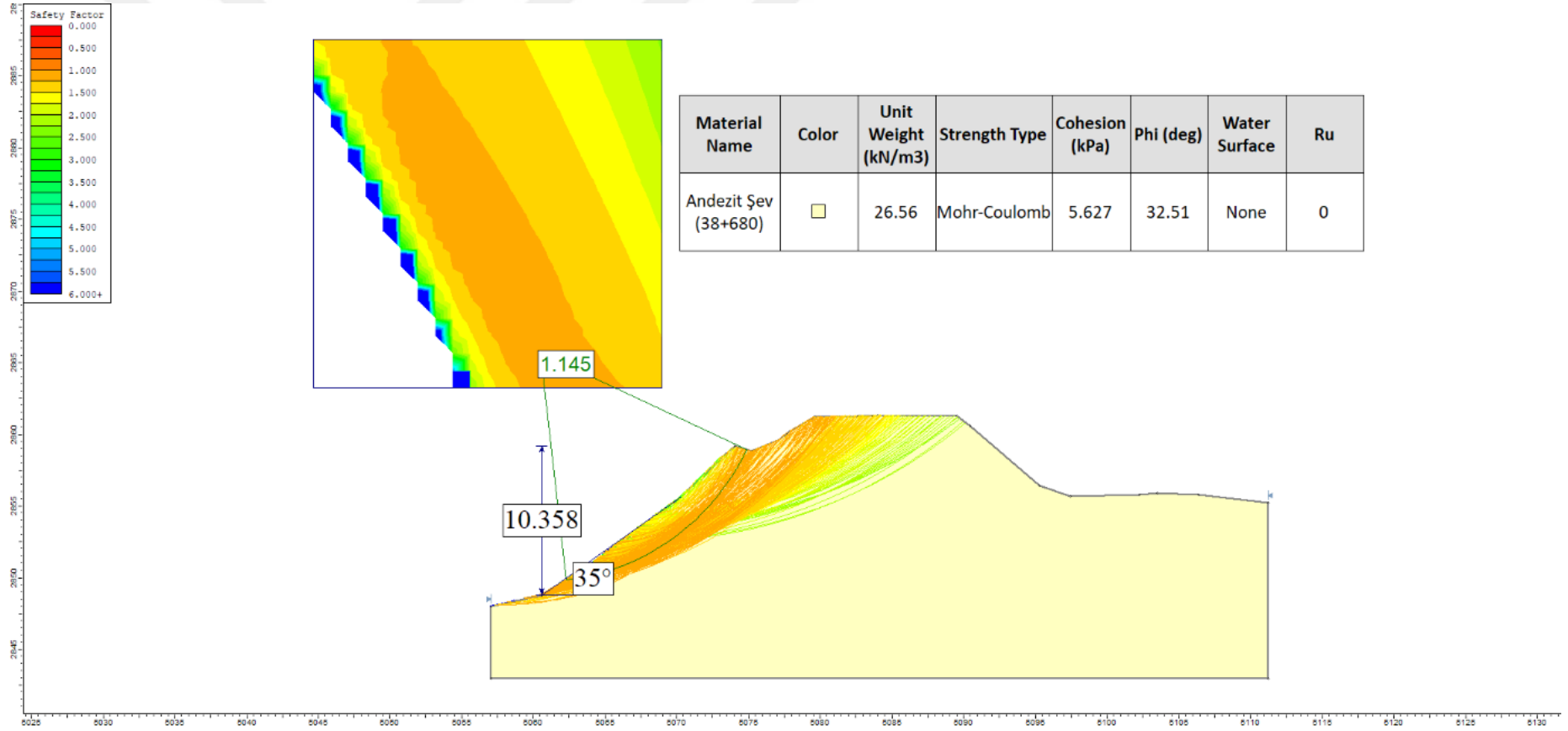


Şekil 5.31 36+580 km. sinde marn kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.

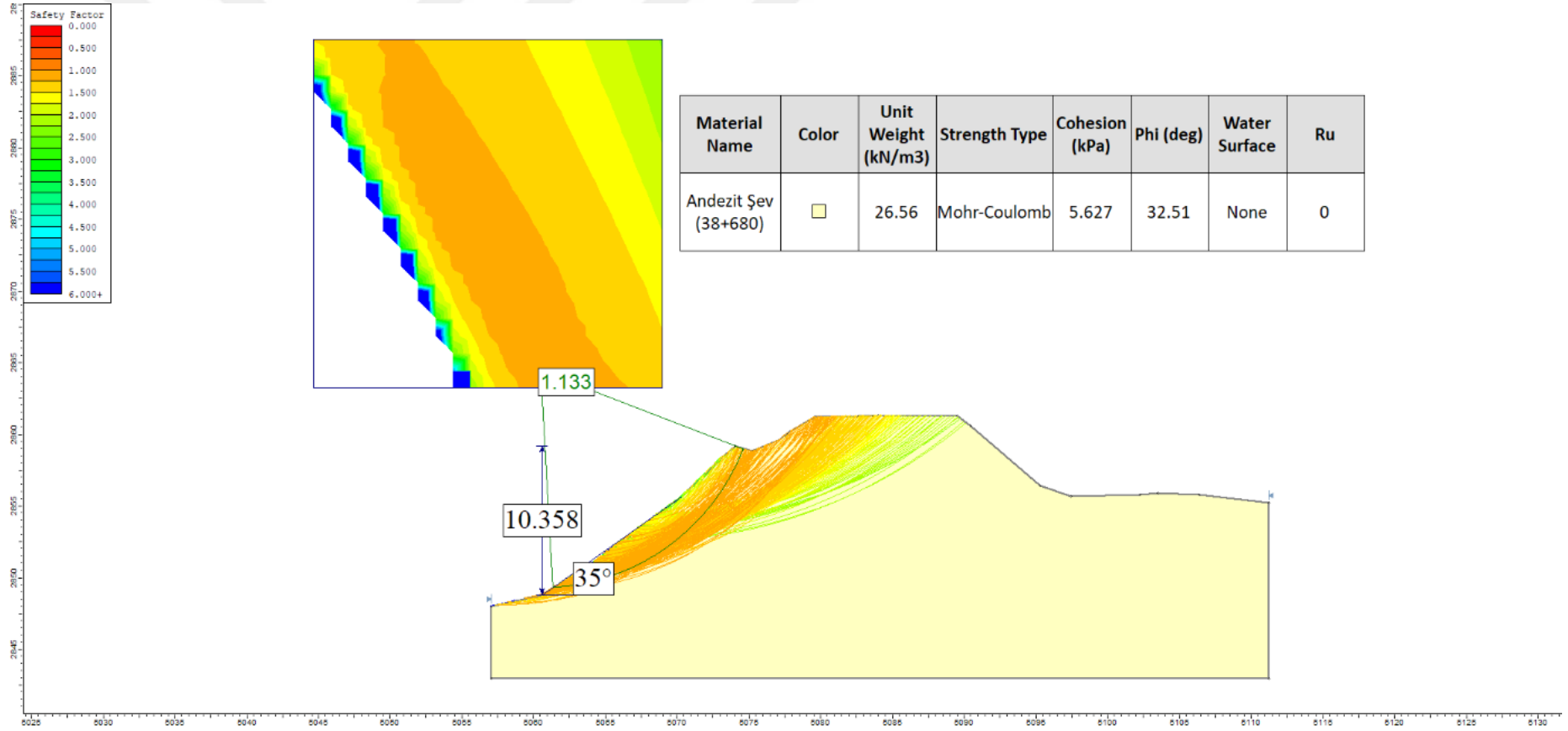


Şekil 5.32 38+680 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Bishop metodu ile analizi.





Şekil 5.33 38+680 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Fellenius metodu ile analizi.



Şekil 5.34 38+680 km. sinde andezit kayalarının olduğu şevin Janbu metodu ile analizi.

### 5.5.1 Şev Stabitesi Bulguların Değerlendirilmesi

Ereğli-Devrek (Zonguldak) karayolu güzergahının jeolojik ve jeoteknik verilerinin belirlenmesinde, araziden alınan örneklerin analizi sonucunda elde edilen laboratuvar değerleri kullanılmıştır. Bu değerler, arazideki yamaçlarda görsel olarak şev duraylılığında risk oluşturabilecek yerlerde (8 lokasyonda), mevcut şevlerin duraylılığının kontrolü için, Slide-6 programında çalıştırılmıştır. Slide-6 programında Fellenius, Bishop ve Janbu yöntemler uygulanmıştır. Çizelge 5.1’de görüleceği üzere; Fellenius yönteminde en düşük güvenlik sayısı **0.522** iken, en büyük güvenlik sayısı **1.145** dir. Bishop yönteminde en düşük güvenlik sayısı **0.526** iken, en büyük güvenlik sayısı **1.211** dir. Janbu yönteminde ise en düşük güvenlik sayısı **0.521** iken, en büyük güvenlik sayısı **1.133** olarak belirlenmiştir. Buradan çıkan sonuçlara göre çalışma sahasındaki yamaçlardaki şevlerin duraylılığında risk olduğu belirlenmiştir. Bu nedenle yamaç duraylılığının güncel ve uzun dönemde, depremlili ve depremsiz koşullarda sağlanması için istinat yapılarının inşaa edilmesine karar verilmiştir. İnşaa edilecek bu istinat yapılarından tezin diğer bölümlerinde detaylı olarak bahsedilecek ve sayısal analizleri de yapılacaktır.

**Çizelge 5.1** Şev stabitesi sonuçları ile güvenlik sayıları.

İnceleme Yeri (Km)	İncelenen Birimin Adı	Kayacın Birim Hacim Ağırlığı, kN/m <sup>3</sup>	Kohezyon (c) kPa	Kayacın İçsel Sürtünme Açısı (Φ) °	Uygulanan Yöntem	Güvenlik Sayısı
34+880	Andezit	26,56	5,858	32,97	Fellenius	1,068
					Bishop	1,118
					Janbu	1,059
34+940	Andezit	26,56	6,458	34,84	Fellenius	0,715
					Bishop	0,743
					Janbu	0,711
36+580	Marn	25,09	2,151	16,91	Fellenius	0,801
					Bishop	0,838
					Janbu	0,795
37+990	Andezit	26,56	3,968	26,12	Fellenius	0,642
					Bishop	0,676
					Janbu	0,638
38+680	Andezit	26,56	5,627	32,51	Fellenius	1,145
					Bishop	1,211
					Janbu	1,133
39+140	Andezit (Sağ)	26,56	4,127	26,57	Fellenius	0,627
					Bishop	0,671
					Janbu	0,622
	Andezit (Sol)	26,56	4,127	26,57	Fellenius	0,716
					Bishop	0,759
					Janbu	0,711
40+020	Marn	25,09	1,455	14,79	Fellenius	0,577
					Bishop	0,603
					Janbu	0,573
42+840	Andezit	26,56	3,469	23,47	Fellenius	0,522
					Bishop	0,526
					Janbu	0,521



## BÖLÜM 6

### İSTİNAT YAPILARINA ETKİYEN YANAL ZEMİN BASINÇLARI

Tasarımı yapıp inşa edilecek tüm istinat yapılarının projelendirilmesinde dikkat edilmesi gereken en önemli konu; zemin parametrelerinin doğru tespit edilmesi ve duvar arkasında oluşacak statik ve dinamik yüklerin hassas bir titizlikle doğru bir şekilde tespit edilmesidir. Yapılacak olan istinat yapısının sağlam ve ekonomik oluşu bu parametrelerin hesabının ve analizinin doğru yapılmasıyla paraleldir. Bu özelliklerden dolayıdır ki depremlili ve depremsiz durumunda istinat yapılarında oluşacak olan kuvvetlerin önceden bilinmesi gerekir. Depremsiz durumda mevcut istinat yapısında statik kuvvetler, depremlili durumda ise mevcut statik kuvvetlere ek olarak ayrıca dinamik kuvvetler de oluşur.

#### 6.1 YANAL ZEMİN BASINÇLARINI HESAPLAMA YÖNTEMLERİ

İstinat yapılarının arkalarında oluşacak olan zemin itkilerini hesaplamak için aktif, pasif ve zemin basınç katsayılarını doğru bir şekilde belirlemek gerekir. Bu katsayıları belirlemek için de Coulomb, Rankine teorisi ve Mononobe-Okabe yaklaşımlarından faydalanırız.

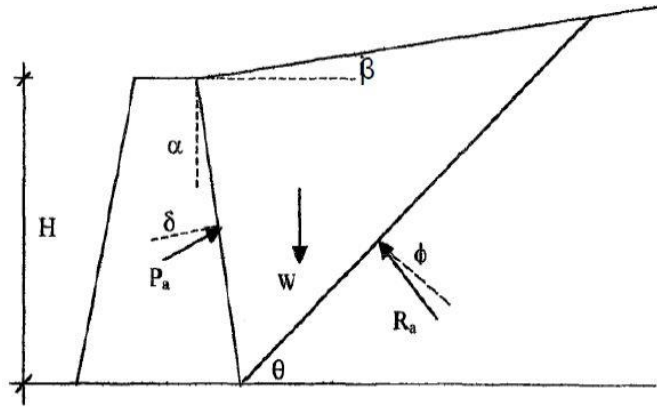
##### 6.1.1 Coulomb Teorisi Yöntemi

Coulomb teorisi genel olarak şu kabullere dayanır;

- Zeminin kohezyonsuz, kuru ve homojen olduğunu
- Duvar ile zemin arasında bir sürtünmenin olduğu
- Duvar arkasındaki zeminde göçmenin üçgensel bir düzlem (kama) şeklinde olduğu
- Duvarın arka yüzeyinin eğimli olduğu.

### 6.1.1.1 Coulomb Aktif Toprak Basıncı

Aktif durumda, duvar öne doğru hareket etmeye çalışırken, duvarın arkasında oluşan üçgen zemin kaması da aşağı doğru hareket etmek ister ve bu durum da zeminde genişleme meydana getirir. Bu şekilde, zeminden duvara etkiyen basıncın maksimum değerine “statik aktif zemin basıncı” denir.



**Şekil 6.1** Aktif durum için Coulomb yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler (Yılmazoğlu 2017).

K<sub>as</sub>: Statik aktif toprak basıncı katsayısı

P<sub>as</sub>: Statik aktif toprak basıncı

$\alpha$ : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı

$\gamma$ : Zeminin birim hacim ağırlığı

$\delta$ : Duvar arka yüzeyi ile zemin arasındaki sürtünme açısı

$\Phi$ : İçsel sürtünme açısı

$\beta$ : Duvar arkasındaki dolgunun yatayla yapmış olduğu açı

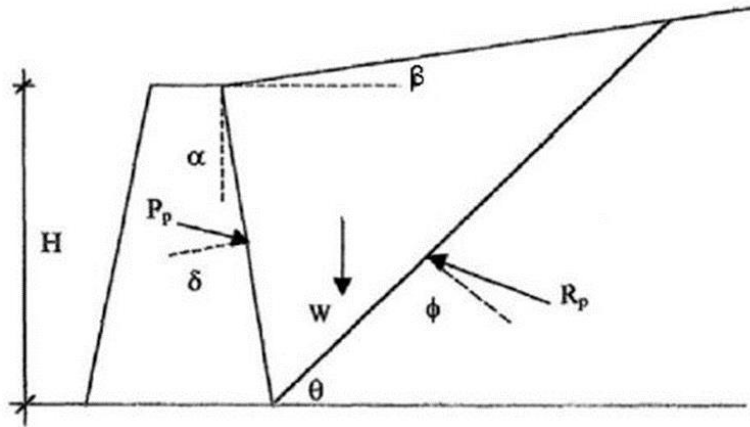
H: Duvar yüksekliği olmak üzere statik aktif toprak basıncı katsayısı; (Yılmazoğlu 2017)

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{\sin^2 \alpha \times \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \times \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (6.1)$$

formülünden yararlanılarak bulunur. İstinat duvarına arkasına etkiyen statik aktif toprak basıncı ise şu formülle bulunur; (Yılmazoğlu 2017)

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_{as} \quad (6.2)$$

### 6.1.1.2 Coulomb Pasif Toprak Basıncı



Şekil 6.2 Pasif durum için Coulomb yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler (Yılmazoğlu 2017).

Pasif durumda, duvar arkasında bulunan zemine doğru hareket etmeye çalışır ve arkasında bulunan üçgensel zemin kütlesi de yukarı doğru hareket etmeye çalışır ve sonucunda da zeminde sıkışma meydana gelir. Bu şekilde duvar tarafından zemine etkiyen minimum basınca da “statik pasif zemin basıncı” denir.

Aktif toprak basıncında belirtilen değerler kullanılarak statik pasif toprak basıncı; (Yılmazoğlu 2017)

$$K_{ps} = \frac{\sin^2(\alpha - \Phi)}{\sin^2 \alpha \times \sin(\alpha - \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \times \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2} \quad (6.3)$$

formülü ile bulunur. İstinat duvarına arkasına etkiyen statik aktif toprak basıncı ise şu formülle bulunur; (Yılmazoğlu 2017)

$$P_{ps} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_{ps} \quad (6.4)$$

**P<sub>ps</sub>**: Pasif toprak basıncı

**H**: İstinat duvarı yüksekliği

Statik pasif zemin basıncının da aktif basınç da olduğu gibi lineer dağıldığı kabul edilir. Etki noktasının istinat duvarı tabanından H/3 yükseklikte olduğu kabul edilerek işlemler yapılır.

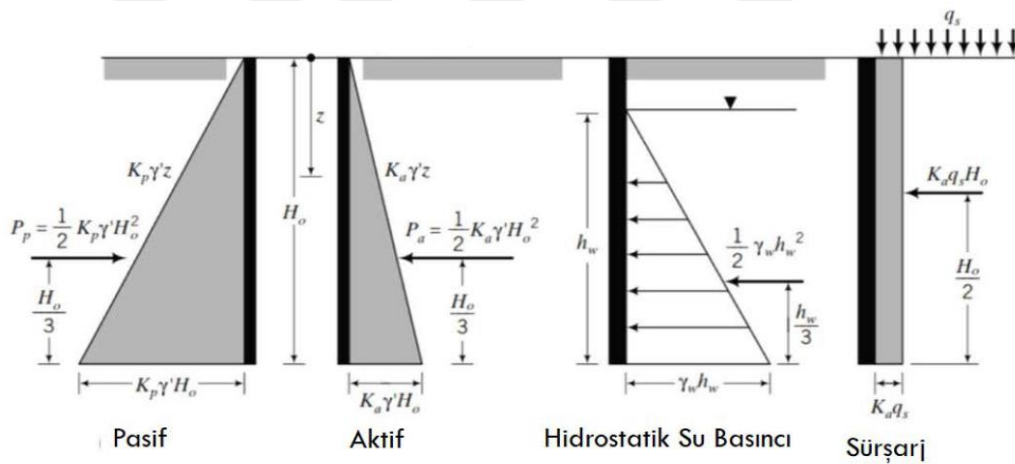
## 6.1.2 Rankine Teorisi Yöntemi

Rankine teorisi genel olarak şu kabullere dayanır;

- Zeminin kuru ve homojen olduğu
- Zeminin üçgen bir düzlem boyunca kırıldığı
- Duvar arka yüzeyinin düşey olduğu
- Duvar ile zemin arasında herhangi bir sürtünmenin olmadığı kabul edilerek gerekli incelemeler yapılır.

Rankine teorisi ile Coulomb teorisi arasındaki en büyük fark Rankine'in zeminin kohezyon etkisini dikkate almasıdır.

### 6.1.2.1 Rankine Aktif Toprak Basıncı



Şekil 6.3 Aktif durum için zemin kamasına etkiyen kuvvetler (Keskin 2016).

$\alpha$ : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı

$\gamma$ : Zeminin birim hacim ağırlığı

$\Phi$ : İçsel sürtünme açısı

$c$ : Kohezyon katsayısı

$\beta$ : Duvar arka yüzünün eğimi

$K_{as}$ : Statik aktif toprak basıncı katsayısı

$P_{as}$ : Aktif durum için duvara etkiyen basınç

$H$ : Duvar yüksekliği

olmak üzere şu formül geliştirilmiştir; (Yılmazoğlu 2017).



$$K_a = \frac{\cos\beta - (\sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi})}{\cos\beta + (\sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi})} \times \cos\beta \quad (6.5)$$

olarak elde edilir. Burada duvar arka yüzünün eğimi  $\beta = 0$  olarak alınır; (Yılmazoğlu 2017)

$$K_{as} = \tan^2(45 - (\Phi/2)) \quad (6.6)$$

Yukarıdaki formülde de görüleceği gibi  $K_{as}$  içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişkenlik göstermektedir. Zeminin kohezyon özelliğinden dolayı duvar arkasının üst kısmından zemin derinliğine kadar olan bölgede çekme gerilmeleri oluşur. Ancak gelişen bu gerilmeler çok küçük olduğundan ve duvarın stabilitesine karşı negatif yönde bir etki oluşturmadığından uygulamada dikkate alınmaz. Kohezyonlu zeminlerde ise aktif statik basıncı şu şekilde bulabiliriz; (Yılmazoğlu 2017)

$$P_a = (\gamma \times H \times K_{as}) - (2 \times c \times \sqrt{K_a}) \quad (6.7)$$

zeminin üst kısmında oluşacak olan basıncı hesaplamak için H yerine 0 yazılarak istenilen sonuç bulunmuş olur. (Yılmazoğlu 2017)

$$P_a = - (2 \times c \times \sqrt{K_a}) \quad (6.8)$$

### 6.1.2.2 Rankine Pasif Toprak Basıncı

Kohezyonlu zeminlerde pasif toprak basıncı şu formülle hesaplanır; (Yılmazoğlu 2017)

$$K_p = \frac{\cos\beta + (\sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi})}{\cos\beta - (\sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Phi})} \times \cos\beta \quad (6.9)$$

Duvar arka yüzünün eğimi  $\beta = 0$  olarak alınır; pasif toprak basıncı şu formül ile hesaplanır;

$$K_{ps} = \tan^2(45 + (\Phi/2)) \quad (6.10)$$

Herhangi bir z derinliğindeki statik pasif toprak basıncı; (Yılmazoğlu 2017).

$$P_{ps} = (\gamma \times Z_0 \times K_p) + (2 \times c \times \sqrt{K_a}) \quad (6.11)$$

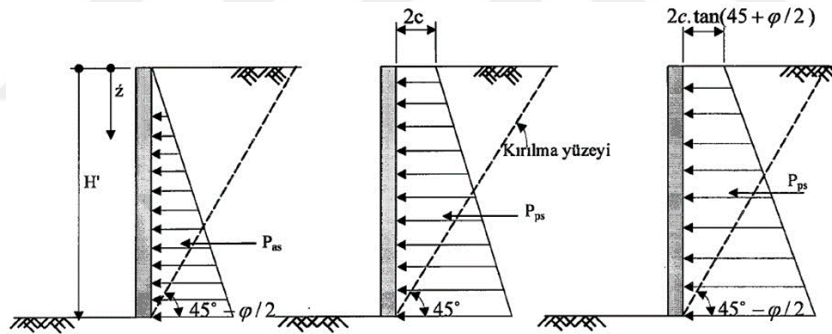
Pasif basıncın sıfır olduğu yerde; (Yılmazoğlu 2017).

$$Z_0 = \frac{(2 \times c \times \sqrt{K_p})}{\gamma \times K_p} \quad (6.12)$$

$Z_0$  derinliğinin altındaki bölgedeki statik pasif toprak basıncı; (Yılmazoğlu 2017).

$$P_{ps} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_{ps} \quad (6.13)$$

olarak elde edilir. Gerekli hesaplamalar bu bağıntılar yardımıyla yapılacaktır.



**Şekil 6.4** Pasif durum için Rankine yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler (Yılmazoğlu 2017).

### 6.1.3 Mononobe- Okabe Yaklaşımı

Depremden dolayı bir istinat duvarına etki edecek olan zemin basıncını belirlemeye yönelik ilk çalışmalar Japonya'da Okabe (1926) ve Mononobe-Matsu (1929) tarafından yapılmıştır. Mononobe-Okabe yaklaşımında Coulomb teorisindeki kabullere ek olarak deprem etkisi de göz önüne alınarak yatay ve düşey deprem katsayıları da hesaba katılmıştır. Kuru kohezyonsuz dolgu zeminleri için, Coulomb teorisi temel alınarak geliştirilen Mononobe-Okabe yöntemi en genel tabirle yapay statik basınç esasına dayanmaktadır. Mononobe-Okabe yaklaşımı aşağıdaki belirtilmiş olan kabullere dayanır.

- Zeminin sıvılaşma sorunu olmadığı kabul edilir.
- Duvar arkasındaki zeminin granüler olduğu yani  $c = 0$  olduğu kabul edilir.
- Duvar arkasının yüzeyi eğimli olabilir.
- Duvar arkası dolgu yüzeyinin eğimli olması halinde bu dolgunun ya tamamen YASS (yeraltı su seviyesi) altında olduğu ya da tamamen üstünde olduğu varsayılır.
- Yüzeyin yatay konumda olması durumunda su tablası herhangi bir seviyede bulunabilir.
- Duvar arkasındaki dolgu kohezyonsuz olup, kuru ve homojendir.

#### 6.1.4 Toplam Aktif Toprak Basıncının Bulunması

Aktif durumda, zeminden duvara doğru gelişen basıncın deprem olduğu esnada ulaştığı maksimum değerine “toplam aktif toprak basıncı “denir. Statik ve dinamik zemin basınçlarının toplamı aktif zemin basıncını oluşturur.

**Çizelge 6.1** Etkin yer ivmesi katsayıları.

Deprem Bölgesi	$A_0$
1	0.4
2	0.3
3	0.2
4	0.1

Deprem durumundaki aktif toprak basıncı katsayısı ( $K_{at}$ ) şu formülle bulunur; (Yılmazoğlu 2017).

$$K_{at} = \frac{(1 \pm C_v) \times \cos^2(\Phi - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \times \cos^2 \alpha \times \cos(\delta + \alpha + \lambda) \times \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \lambda - i)}{\cos(\delta + \alpha + \lambda) \times \cos(i - \alpha)}} \right]^2} \quad (6.14)$$

$\alpha$ : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yaptığı açısı

$\gamma$ : Zeminin birim hacim ağırlığı

$\delta$ : Duvar arka yüzeyi ile zemin arasındaki sürtünme açısı

$\Phi$ : İçsel sürtünme açısı

$\beta$ : Duvar arka yüzünün eğimi

$C_h$ : Yatay deprem katsayısı

$C_v$ : Düşey deprem katsayısı

$\lambda$ : Eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı

$K_{at}$ : Deprem durumundaki aktif toprak basıncı katsayısı

Düşeyde serbest konsol olarak çalışan istinat yapılarında; (Yılmazoğlu 2017).

$$C_h = 0.2 \times (1+I) \times A_0 \quad (6.15)$$

Yatayda doğrultuda ankrajla sabitlenmiş istinat yapı ve elemanlarında; (Yılmazoğlu 2017).

$$C_h = 0.3 \times (1+I) \times A_0 \quad (6.16)$$

formülleriyle hesaplanmaktadır.

### 6.1.5 Toplam Pasif Toprak Basıncının Bulunması

Pasif durumda, duvardan zemine doğru gelişen toplam pasif basıncın deprem olduğu esnada ulaştığı minimum değere “toplam pasif zemin basıncı” denir. Statik ve dinamik zemin basınçlarının toplamı, toplam pasif zemin basıncını oluşturur.

Deprem durumundaki pasif toprak basıncı katsayısı ( $K_{pt}$ ) şu formülle bulunur; (Yılmazoğlu 2017).

$$K_{pt} = \frac{(1 \pm C_v) \times \cos^2(\Phi - \lambda + \alpha)}{\cos \lambda \times \cos^2 \alpha \times \cos(\delta - \alpha + \lambda) \times \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \lambda + \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \lambda) \times \cos(i - \alpha)}} \right]^2} \quad (6.17)$$

$\alpha$ : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı

$\gamma$ : Zeminin birim hacim ağırlığı

$\delta$ : Duvar arka yüzeyi ile zemin arasındaki sürtünme açısı

$\Phi$ : İçsel sürtünme açısı

$\beta$ : Duvar arka yüzünün eğimi

$C_h$ : Yatay deprem katsayısı

$C_v$ : Düşey deprem katsayısı

$\lambda$ : Eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı

$K_{pt}$ : Deprem durumundaki pasif toprak basıncı katsayısı

Toplam pasif zemin basıncının kuvveti aşağıda verilecek olan formülle hesaplanır.  $P_{ps}$ , statik durumdaki pasif zemin basıncı kuvvetini,  $P_{pd}$  ise dinamik durumdaki pasif zemin basıncı kuvvetini ifade etmek üzere toplam pasif toprak kuvveti; (Yılmazoğlu 2017).

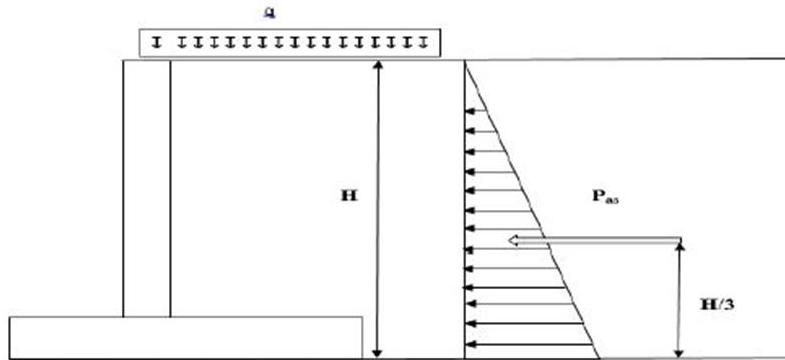
$$P_{pt} = P_{ps} + P_{pd} \text{ formülüyle hesaplanmaktadır.} \quad (6.18)$$

## 6.2 İSTİNAT YAPILARINA ETKİ EDEN KUVVETLER

İstinat yapılarının tasarımı, istinat duvar tiplerine ve kullanım amaçlarına göre farklılık göstermektedir. Bir istinat duvarını tasarlamasına ilk olarak bu duvara gelecek olan yüklerin veya yük gruplarının belirlenmesi gerekmektedir. Dolayısıyla istinat yapılarına etki edecek olan kuvvetlerin doğru bir şekilde analiz edilip belirlenmesi gerekir. Ayrıca yapılacak olan hesaplamalar hem depremlili durumda hem de depremsiz durumda olmak üzere ayrı ayrı yapılmalıdır. Çünkü açığa çıkacak olan zemin itkilerin büyüklüğünün ve uygulama yerlerinin bilinmesi tasarlanacak olan istinat duvarının stabilitesini sağlamada fayda sağlayacaktır.

### 6.2.1 Aktif Toprak İtkisi

- Depremsiz Durumda Aktif Toprak İtkisi



Şekil 6.5 Statik aktif toprak itkisi ve uygulama noktası (Yılmazoğlu 2017).

H: İstinat duvarı yüksekliği,

$\gamma$ : Zemin birim hacim ağırlığı

$K_{as}$ : Statik aktif toprak basıncı katsayısı

H derinliğinde meydana gelen statik aktif toprak basıncı; (Yılmazoğlu 2017).

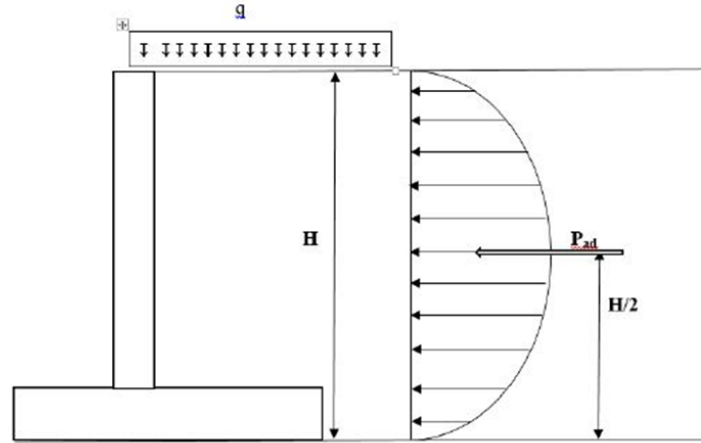
$$p_{as} = \gamma \times H \times K_{as} \quad (6.19)$$

Statik aktif toprak itkisi ise; (Yılmazoğlu 2017)

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_{as} \quad (6.20)$$

olup, uygulama noktası ise duvar tabanından H/3 yükseklikte olduğu şekil 6.5 de gösterilmiştir.

#### ○ Depremler Durumunda Aktif Toprak İtkisi



Şekil 6.6 Dinamik aktif toprak itkisi ve uygulama noktası (Yılmazoğlu 2017).

H: İstinat duvarı yüksekliği

$\gamma$ : Zemin birim hacim ağırlığı

$K_{ad}$ : Dinamik aktif toprak basıncı katsayısı

olmak üzere herhangi bir z derinliğinde meydana gelen dinamik aktif toprak basıncı; (Yılmazoğlu 2017).

$$p_{ad}(z) = 3 \times K_{ad} \times \left(1 - \frac{z}{H}\right) \times P_{v(z)} \quad (6.21)$$

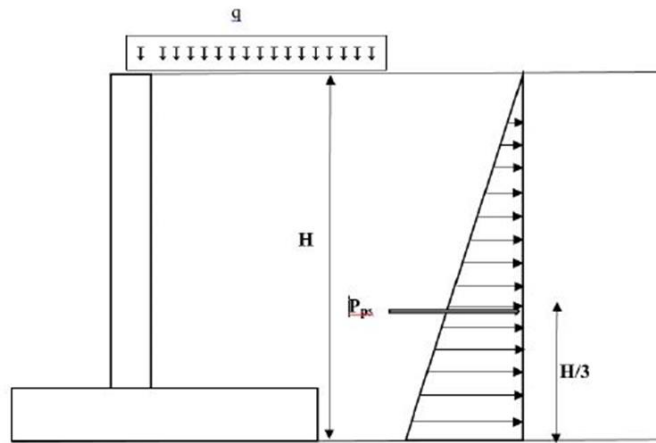
Dinamik aktif toprak itkisi ise; (Yılmazoğlu 2017)

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_{ad} \quad (6.22)$$

olup, uygulama noktası ise duvar tabanından H/2 yükseklikte olduğu şekil 6.6 da gösterilmiştir.

## 6.2.2 Pasif Toprak İtkisi

### ○ Depremsiz Durumda Pasif Toprak İtkisi



Şekil 6.7 Statik pasif toprak itkisi ve uygulama noktası (Yılmazoğlu 2017).

H: İstinat duvarı yüksekliği

$\gamma$ : Zemin birim hacim ağırlığı

$K_{ps}$ : Statik pasif toprak basıncı katsayısı

H derinliğinde meydana gelen statik pasif toprak basıncı; (Yılmazoğlu 2017).

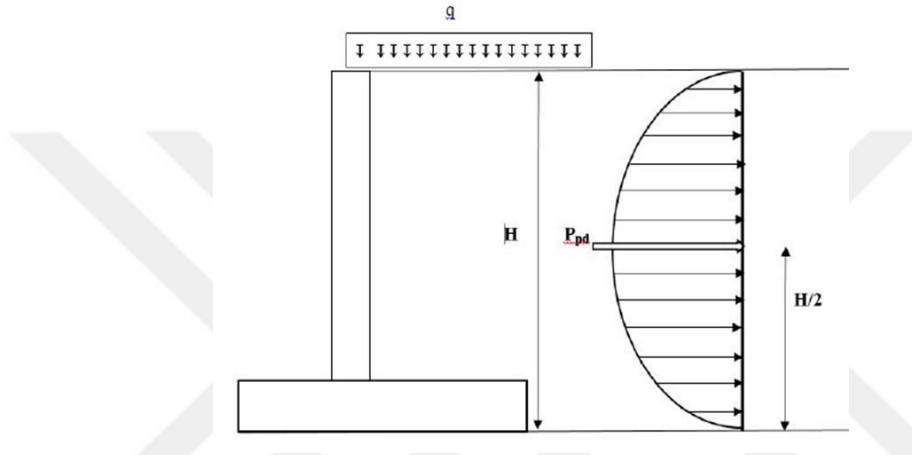
$$p_{ps} = \gamma \times H \times K_{ps} \quad (6.23)$$

Statik pasif toprak itkisi ise; (Yılmazoğlu 2017).

$$P_{ps} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_{ps} \quad (6.24)$$

olup, uygulama noktası ise duvar tabanından H/3 yükseklikte olduğu şekil 6.7 de gösterilmiştir.

○ **Depremlı Durumda Pasif Toprak İtkisi**



**Şekil 6.8** Dinamik pasif toprak itkisi ve uygulama noktası (Yılmazoğlu 2017).

H: İstinat duvarı yüksekliği

$\gamma$ : Zemin birim hacim ağırlığı

$K_{pd}$ : Dinamik aktif toprak basıncı katsayısı

olmak üzere herhangi bir z derinliğinde meydana gelen dinamik pasif toprak basıncı; (Yılmazoğlu 2017).

$$p_{pd(z)} = 3 \times K_{pd} \times \left(1 - \frac{z}{H}\right) \times P_{v(z)} \quad (6.25)$$

şeklinde bulunur. Dinamik pasif toprak itkisi ise; (Yılmazoğlu 2017)

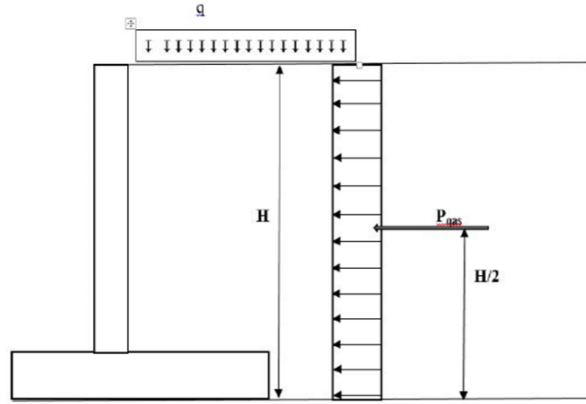
$$P_{pd} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_{pd} \quad (6.26)$$

olup, uygulama noktası ise duvar tabanından H/2 yükseklikte olduğu şekil 6.8 de gösterilmiştir.



### 6.2.3 Sürşarj Yükü Kuvveti

#### ○ Depremsiz Durumda Sürşarj Yükü Kuvveti



Şekil 6.9 Dinamik durumda sürşarj yükü kuvveti ve uygulama noktası (Yılmazoğlu 2017).

H: İstinat duvarı yüksekliği

$q_0$ : Yayılı yük basıncı

$\gamma$ : Zemin birim hacim ağırlığı

$\alpha$ : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı

$\beta$ : Duvar arka yüzünün eğimi

K<sub>ad</sub>: Statik aktif toprak basıncı katsayısı olmak üzere;

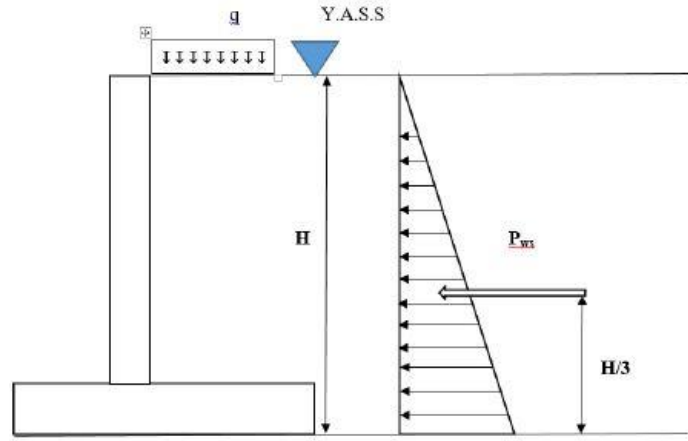
z derinliğinde meydana gelen dinamik sürşarj yükü basıncı; (Yılmazoğlu 2017)

$$q_{ad(z)} = 2 \times q_0 \times K_{ad} \times \left(1 - \frac{z}{H}\right) \times \left(\frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)}\right) \quad (6.27)$$

formülü yardımıyla hesaplanır.

### 6.2.4 Su Kuvveti

İstinat duvarları inşa edilirken veya inşa edildikten sonra yapının ön veya arka tarafından suyun oluşturduğu su basıncına maruz kalabilir. Bu şekilde suyun etkisiyle gelişen etkiye hidrostatik su basıncı denir. Yapının bulunduğu yerde deprem olması halinde ise suyun oluşturmuş olduğu



**Şekil 6.10** Hidrostatik su kuvveti ve uygulama noktası (Yılmazoğlu 2017).

hidrostatik su basıncına ek olarak hidrodinamik su basıncı da istinat duvarına etki eder. Bu bölümde de hem depremli hem de depremsiz şekilde meydana gelen su kuvvetlerinin nasıl hesaplanacağı gösterilecektir.

- **Depremsiz Ortamda Gelişen Hidrostatik Su Kuvveti**

H: İstinat duvarı yüksekliği

$\gamma_w$  : Suyun birim hacim ağırlığı

Belirli bir H yüksekliğinde meydana gelecek hidrostatik su basıncı; (Yılmazoğlu 2017).

$$P_w = \gamma_w \times H \quad (6.28)$$

Hidrostatik kuvvet ise; (Yılmazoğlu 2017).

$$P_{ws} = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H^2 \quad (6.29)$$

formülleri yardımıyla hesaplanır.

- **Depremler Ortamda Gelişen Hidrodinamik Su Kuvveti**

Özellikle limanlarda rıhtım duvarı veya palplanş istinat duvarı gibi önlerinde su bulunan istinat duvarlarının tasarımı işleminde mutlaka depremden dolayı gelişecek olan hidrodinamik su

kuvvetleri dikkate alınıp hesaplamalar ona göre yapılmalıdır. Hidrodinamik su kuvveti zeminin permeabilitesine göre değişkenlik gösterir. Bu durum için Eurocode 8 Deprem yönetmeliği hazırlanmıştır. Bu yönetmeliğe göre farklı zemin permeabilitelerine göre hidrodinamik su kuvvetleri belirlenmiştir. Eurocode 8 Deprem yönetmeliğine göre oluşan farklı durumlar aşağıda gösterilecektir.

İlk olarak bu yönetmeliğe göre geliştirilen formüllerdeki değerlerden bahsedecek olursak;

$\gamma$ : Zeminin birim hacim ağırlığı

H: İstinat duvarı yüksekliği

$C_h$ : Yatay deprem katsayısı

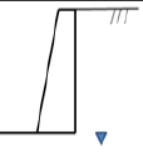

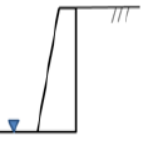
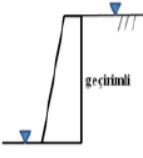
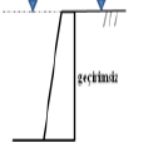
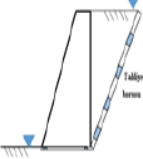
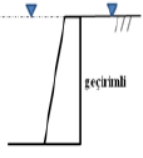
$C_v$ : Düşey deprem katsayısı

$\Psi$ : Deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı

$\gamma_w$ : Suyun birim hacim ağırlığı

$P_{ws}$ : Hidrostatik su kuvveti

$P_{wd}$ : Hidrodinamik su kuvveti

	Saha koşulları	Kullanılan parametreler		Saha koşulları	Kullanılan parametreler
	<b>Durum 1</b> Zemin kuru ve su seviyesi tabanda	$\gamma^* = \gamma_t$ $\Psi = \tan^{-1}(\alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = 0$		<b>Durum 5</b> Zemin geçirimsiz ve sadece arka dolgu su altında	$\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$ $\Psi = \tan^{-1}((\gamma_{sat} / \gamma_{sat} - \gamma_w)^* \alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = 0$
	<b>Durum 2</b> Zemin nemli ve su seviyesi tabanda	$\gamma^* = \gamma_t$ $\Psi = \tan^{-1}(\alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = 0$		<b>Durum 6</b> Zemin geçirimli ve sadece arka dolgu su altında	$\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$ $\Psi = \tan^{-1}((\gamma_{sat} / \gamma_{sat} - \gamma_w)^* \alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = (7/12)^* \alpha_h^* \gamma_w^* H^2$
	<b>Durum 3</b> Zemin geçirimsiz ve tamamen su altında	$\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$ $\Psi = \tan^{-1}((\gamma_{sat} / \gamma_{sat} - \gamma_w)^* \alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = (7/12)^* \alpha_h^* \gamma_w^* H^2$		<b>Durum 7</b> Arka dolguda eğimli drenaj sistemi bulunması	$\gamma^* = \gamma_{sat}$ $\Psi = \tan^{-1}(\alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = 0$
	<b>Durum 4</b> Zemin geçirimli ve tamamen su altında	$\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$ $\Psi = \tan^{-1}((\gamma_{sat} / \gamma_{sat} - \gamma_w)^* \alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = 2^* (7/12)^* \alpha_h^* \gamma_w^* H^2$			

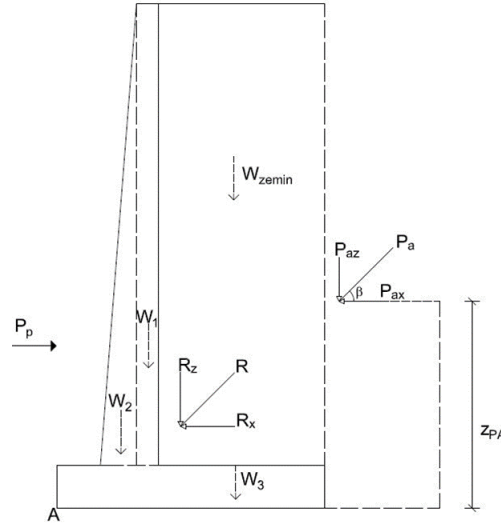
Şekil 6.11 Eurocode 8 Deprem yönetmeliğine göre hidrodinamik su kuvveti (Yılmazoğlu 2017).

## 6.3 İSTİNAT YAPILARININ STABİLİTE ANALİZLERİ

İstinat duvar tipinin seçimi belirlendikten sonra istinat duvarının güvelliğinin anlaşılması için bazı hesaplamalara geçilir. Bu hesaplamalar; kayma denetimi, devrilme denetimi, taban basıncı denetimi ve toptan göçme denetimidir. Bu analizlerin yapılmasından sonra istenilen şartların sağlanmadığı durumlarda istinat duvarı yeniden boyutlandırılır veya farklı bir tür istinat duvar tipi seçilir.

### 6.3.1 Kayma Denetimi

İstinat duvarının arkasında bulunan zeminden, istinat duvarına belirli bir sürşarj yükünden ve var olan mevcut yeraltı suyundan istinat duvarına doğru etki eden kuvvetler, istinat duvarının tabanını bulunduğu zemin üzerinde kaydırmaya çalışır. Bu gelişen kuvvetlerin neticesinde de istinat duvar tabanı ile mevcut zemin arasında bir sürtünme kuvveti oluşur. Oluşan bu sürtünme kuvveti ve istinat duvarının ön kısmında gelişen pasif kuvvet, istinat duvarını kaydırmaya çalışan kuvvetlere karşı koymaya çalışır. Tüm gelişen bu kuvvetler incelendiğinde duvarın kaymaması için kaydırmaya çalışan kuvvetlerin bileşkesinin, kaymayı önleyici kuvvetlerin bileşkesinde az olması gerekmektedir. Aksi takdirde duvar mevcut zemin üzerinde kayar.



Şekil 6.12 İstinat duvarına etki eden yükler.

$W_{zemin}$ : Zeminin sahip olduğu ağırlık

$W_{1,2,3}$ : İstinat duvarının parçalarının ağırlıkları

$P_p$ : Pasif toprak kuvveti

$P_a$ : Aktif toprak itkisi

$P_{ax}$ : Aktif toprak itkisi yatay bileşeni

$P_{ay}$ : Aktif toprak itkisi düşey bileşeni

$R$ : Toplam bileşke kuvveti

$R_x$ : Toplam bileşke kuvvetin yatay bileşeni

$R_z$ : Toplam bileşke kuvvetin düşey bileşeni

$\beta$ : Aktif toprak kuvvetinin istinat duvarı ile yapmış olduğu açı

$z_{PA}$ : Aktif toprak basıncının etki ettiği belirli bir  $z$  derinliği

Kayma denetimini formülize etmek gerekirse;

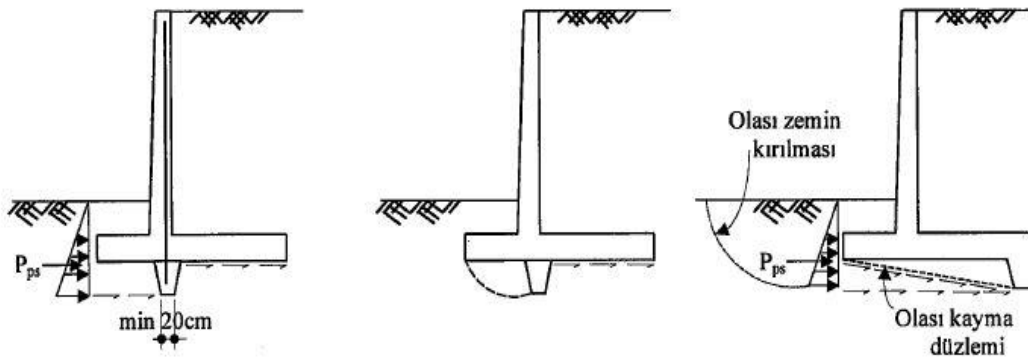
$$G.S_{kayma} = \frac{\sum F_{Dirnen}}{\sum F_{Kaydıran}} \quad (6.30)$$

$G.S_{kayma}$  : Kayma denetimi için güvenlik sayısı

$\sum F_{Dirnen}$  : Direnen kuvvetlerin toplamı

$\sum F_{Kaydıran}$  : Kaydırmaya çalışan kuvvetlerin toplamı

Formülden çıkan güvenlik sayısının depremsiz durumda en az 1.50, depremlili durumda ise en az 1.20 olması gerekmektedir. Bu değerinin sağlanamadığı durumlarda güvenlik sayısını artırmak için; taban genişliğini büyütmek, duvar ağırlığını artırmak veya duvar tabanında dış oluşturma yöntemleri tercih edilebilir.



Şekil 6.13 İstinat duvarlarında kaymaya karşı konulan dış tipleri.

### 6.3.2 Devrilme Denetimi

Devrilmeyi önleyici momentler;

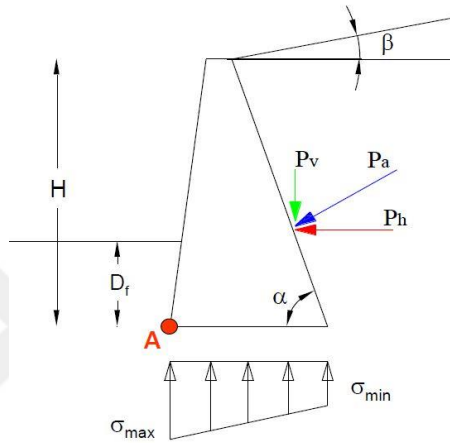
Duvar ağırlığı

Önleyici zemin ağırlığı

Düşey bileşke kuvvet,  $P_v$

Devirici momentler,

Yatay bileşke kuvvet,  $P_h$



**Şekil 6.14** Bir istinat duvarı örneğine etki eden önleyici ve devirmeye çalışan kuvvetler (Gündüz 2017).

İstinat duvarı arkasında bulunan zeminin ve diğer yüklerin etkisi ile istinat duvarı tabanının sol alt köşesinde (A noktası) oluşan moment duvarı devirmeye zorlar. Buna karşılık duvarın kendi ağırlığı ve istinat duvarının ön tarafındaki kuvvetin oluşturduğu moment de duvarın devrilmesini önlemeye çalışır. Tüm gelişen bu kuvvetler incelendiğinde duvarın devrilmemesi için devirici kuvvetlerin oluşturduğu toplam momentin devirmeyi engelleyici kuvvetlerin oluşturduğu toplam momentten az olması gereklidir. Aksi takdirde istinat duvarı mevcut zemin üzerinde devrilir.

Devrilme denetimini formülize etmek gerekirse;

$$G.S_{devrilme} = \frac{\sum MA_{Direnen}}{\sum MA_{Deviren}} \quad (6.31)$$

$G.S_{devrilme}$ : Devrilme denetimi için güvenlik sayısı

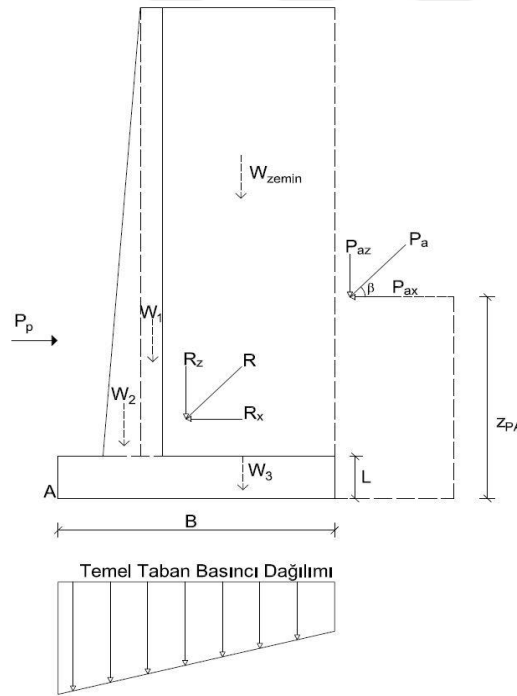
$\sum MA_{Direnen}$ : Direnen kuvvetlerin A noktasına göre toplam moment

$\sum MA_{Deviren}$ : Devirmeye çalışan kuvvetlerin A noktasına göre toplam moment

Formülden çıkan güvenlik sayısının depremsiz durumda en az 2.00 olması gerekmektedir. Depremlili durumda ise bu sayı en az 1.30 olmalıdır. Bu değerlerin sağlanamadığı durumlarda duvar tabanının uzatılması veya ankraj yapılması ile devrilme şartı sağlanabilir.

### 6.3.3 Taban Basıncı Denetimi

İstinat duvarına etki eden yüklerden ve duvarın kendi ağırlığından dolayı mevcut zeminde gerilmeler oluşur. Taban basıncının güvenli bir şekilde olması için oluşan bu gerilmelerin maksimum olan zeminin emniyetle taşıyabileceği yük değerinden küçük olmalıdır. Buna ek olarak minimum basıncın olduğu yerde de çekme gerilmesi oluşabilir. Çekme gerilmesi de istenmeyen bir durum olduğundan bu durum da göz ardı edilmemelidir.



Şekil 6.15 İstinat duvarına etki eden yükler ve taban basıncı dağılımı.

B: İstinat duvarı temelini uzunluğu

L: İstinat duvarı temelini genişliği

e: Dış merkezlik uzunluğu

W: Taban mukavemet momenti

S: Taban alanı

MA: A noktasına göre toplam moment

N: İstinat duvarına etki eden düşey yükler toplamı

$\sigma_{\max}$ : Zeminde oluşan maksimum gerilme

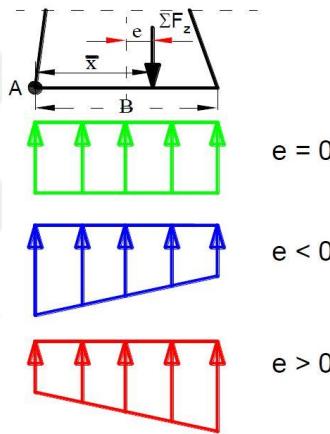
$\sigma_{\min}$ : Zeminde oluşan minimum gerilme

$$e: M_A / N \quad (6.32)$$

$$\sigma_{\max}: \frac{N}{S} + \frac{M_A}{W} + \leq \sigma_{z,emniyet} \quad (6.33)$$

$$\sigma_{\min}: \frac{N}{S} - \frac{M_A}{W} + \geq 0 \quad (6.34)$$

formüllerinden yararlanılarak gerekli hesaplamalar yapılır.

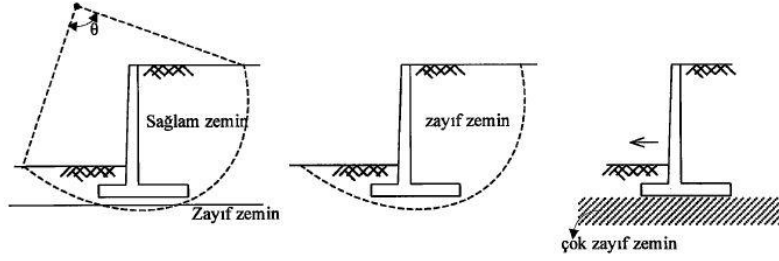


Şekil 6.16 Temelde taşıma gücü durumları (Gündüz 2017).

### 6.3.4 Toptan Göçme Denetimi

İstinat yapılarının üzerinde bulunduğu zeminin taşıma gücü yönünden zayıf olduğu hallerde istinat duvarı zeminle beraber mevcut zeminin üzerine kayması ile toptan göçme meydana gelir. Toptan göçme olayı genellikle istinat duvarının arka topuk kısmında meydana gelir. Bunun nedeni ise istinat duvarının kendisinin sahip olduğu ağırlığından dolayıdır. Toptan göçme meydana geldiğinde gelişen kayma düzlemi silindirik bir hal almaktadır. Oluşan bu silindirik şeklin yarıçapı ve düzlemi kestiği nokta birçok değişkene bağlı olduğu için belirsizdir. Yapılacak hesaplamaların toptan göçme için güvenlik sayısı minimum 2 olmalıdır. Yapılacak hesaplamalardan en bilindik olanları ise İsveç Dilim yöntemi ve Bishop yöntemidir.

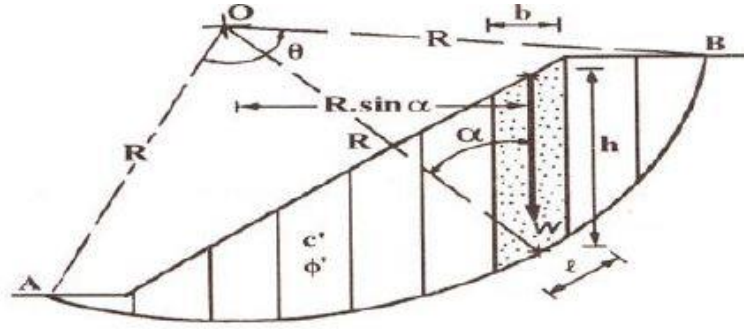




Şekil 6.17 İstinat duvarlarında mümkün olabilecek göçme türleri.

#### 6.3.4.1 İsveç Dilim Yöntemi

- Feelenius yöntemi 1927 yılında W. FELLENIUS tarafından bulunmuştur. Bu yöntem suya doymun killi zeminlerde oluşturulacak şevlerin inşaat bitiminden hemen sonraki stabilite koşullarını incelemek için geliştirilmiş en eski yöntemdir.
- Feelenius'un ortaya koyduğu 'Limit Denge' ilkesi daha sonraları geliştirile stabilite abaklarındaki stabilite sayısının temelini oluşturmuştur.
- Yöntem 'Toplam Gerilme Analizi'ne dayandığından zeminin kayma dayanım büyüklüğü olarak sadece 'kohezyon' değeri kullanılır.
- Mohr Coulomb yenilme ölçütünü dikkate alır.
- Moment dengesine dayanır ve sadece dairesel kaymalarda kullanılır.
- Kayan kütle belirli sayıda düşey dilimlere ayrılarak duraylılığın incelenmesini amaçlar.
- Dilim sayısı en az 5 olmalıdır. Genelde 6 ile 12 dilim arasında bir dilim seçilir.
- Homojen şev kütleli olması durumunda geçerlidir.
- Güvenlik sayısı diğer yöntemlerden hesaplanan güvenlik sayısından küçüktür.
- Kayma yarıçapının küçük ve boşluk suyu basınç oranının yüksek olduğu durumlarda güvenli bir sonuç vermeyebilir. Bu durumlarda Bishop Yöntemi kullanılması daha uygun olur.



Şekil 6.18 İsveç dilim yöntemi kesiti (Yılmazoğlu 2017).

$c'$ : Efektif kohezyon

$\Phi'$ : İçsel sürtünme açısı

$W$ : Dilimin statik ağırlığı,  $W = \gamma \times h \times b$

$\gamma$ : Birim hacim ağırlığı

$h$ : Dilimin üst orta noktası ile alt orta nokta arasındaki düşey mesafe

$b$ : Dilimin kalınlığı

$N'$ : Dilimin alt yüzeyine etki eden efektif normal kuvvet,  $N' = N - (u \times l)$

$N$ : Normal kuvvet,  $N = W \times \cos\alpha$

$u$ : Boşluk Suyu Basıncı

$l$ : Dilim yayının uzunluğu (Yay uzunluğu,  $l = b / \cos\alpha = b \times \sec\alpha$ )

$\alpha$ : Dilim alt yüzeyinin orta noktası ile kayma merkezi "O" birleştiren hattın düşeyden itibaren tanımladığı açı

$T$ : Dilim taban yüzeyindeki kayma mukavemeti,  $T = W \times \sin\alpha$

$R_1, R_2$ : İncelenen dilimin yanındaki dilimlerden etkiyen bileşke kuvvetler

$E_1, E_2$ : Normal ara dilim kuvvetleri

$X_1, X_2$ : Teğetsel ara dilim kuvvetleri olmak üzere kayma kamasına ait güvenlik sayısı

Güvenlik sayısı şu bağıntı ile bulunur;

$$G.S_{Feelenius} = \frac{\sum [c' \times b \times \sec\alpha + ((W \times \cos\alpha) - (u \times b \times \sec\alpha)) \times \tan\Phi']}{\sum \sin\alpha} \quad (6.35)$$

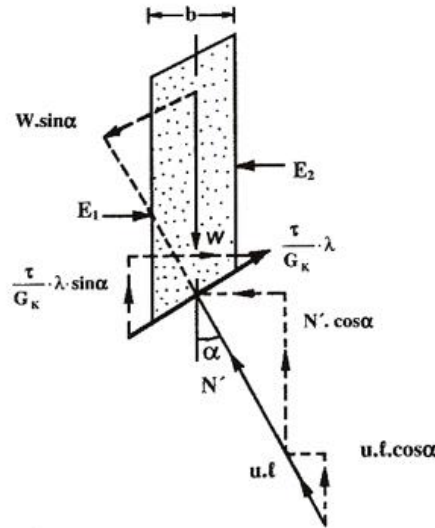
$G.S \geq 2$  olmalıdır.

### 6.3.4.2 Bishop Yöntemi

Bishop 1954'te dairesel kayma yüzeyinde hem moment hem de kuvvet denge koşullarını sağlayan bir yöntem geliştirmiştir. Nonveiller daha sonra bu yöntemin genel biçimli kayma yüzeylerine de uygulanabilirliğini göstermiştir. Alınan sonuçların çoğu doğru olmakla birlikte çözümün uzun olması nedeniyle 'Genel Bishop Yöntemi' yaygın uygulama bulmamış, bunun yerine 'Sadeleşmiş Bishop Yöntemi' günümüzde de süren geniş ilgi görmüştür.

Bishop Yönteminin temel varsayım dilim kütlesi vektörünün dilim tabanının tam ortasından etkidir. Dairesel kayma yüzeyinde hem moment hem de kuvvet denge koşullarını sağlar.

Sadeleştirilmiş Bishop Yöntemi çok sık başvurulan bir çözüm yolu olduğundan uygulamanın bazen ortam koşullarına dikkat edilmeden gerçekleştirilir. Ayrıca bazı özel durumlarda bu yöntemin yanıltıcı sonuçlar verebileceği belirtilmiştir. Kayma direnci çok yüksek zemin daha zayıf zeminler üzerine geldiğinde topuktaki negatif  $\alpha$  değeri ve yüksek kayma direnci açısı normalde bulunması gereken güvenlik katsayısını maskeleymektedir. Bir diğer sorunda, su düzeyinin aniden düştüğü durumlarda zemin içinde ki boşluk suyu basıncı aynı hızla düşmeyeceğinden kitle duraylılığını kaybetmektedir.



Şekil 6.19 Bishop yöntemi kesiti (Yılmazoğlu 2017).

$c'$ : Efektif kohezyon

$\Phi'$ : İçsel sürtünme açısı

$b$ : Dilim genişliği

$W$ : Dilimin statik ağırlığı

$u$ : Boşluk basıncı

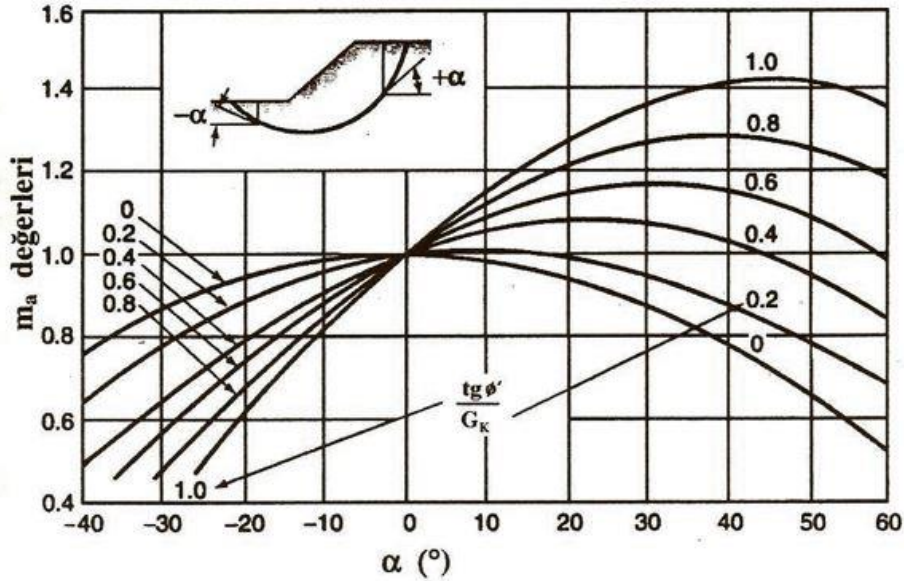
$\alpha$ : Her dilimin alt tabanının orta noktası ile kayma dairesinin merkezini birleştiren hattın düşeyle yaptığı açı

$x$ : Her bir dilimin ağırlık merkezi ile daire merkezi arasındaki yatay mesafe

$R$ : Kayma dairesi yarıçapı

Güvenlik sayısı şu bağıntı ile bulunur;

$$G.S = \frac{\sum \frac{1}{m_a} x [c' x b + (W - (u x b)) x \tan \Phi']}{\sum W x \sin \alpha} \quad (6.36)$$



Şekil 6.20  $m_a$  değerinin  $(\frac{\tan \Phi'}{G.S}, \alpha)$  ya göre değişimi (Bishop 1955).

## BÖLÜM 7

### İSTİNAT YAPILARININ ÖZELLİKLERİ VE ÖN BOYUTLANDIRILMASI

#### 7.1 TAŞ İSTİNAT DUVARLARI

Doğal taşlar taşçı avadanlıkları ile tamamen veya kısmen işlendikten sonra belli kurallar doğrultusunda duvar örme kurallarına uygun olacak şekilde taşların belirli bir düzende yan yana getirilerek örülmesiyle taş duvarlar oluşturulur. Duvar bünyesine giren taşlar genel olarak, harç yardımıyla birbirlerine bağlanırlar ve bu şekilde oluşturulan yapılara harçlı duvar denilmektedir. Bazı durumlarda harç kullanılmadan da taşlar örülürler. Bu tip duvarlara da kuru duvar denilmektedir.

Zemin yüksekliğinde yapılmak istenen bir değişiklik toprağın doğal şev açısını aşıyorsa, seviye değişikliğinin yukarıda kalan bölümündeki toprak kütlelerini geride tutabilmek için bir istinat duvarı yapılması gerekir. İstinat duvarı, üzerine gelen yük ile tutulacak toprağın üretmiş olduğu yanal basınca dayanacak şekilde projelendirilmeli ve inşa edilmelidir



Şekil 7.1 İnceleme alanındaki taş duvar görüntüsü.

### 7.1.1 Taş Duvarlarda Kullanılan Taşların Sınıflandırılmaları

- Moloz Taş: Ocaktan çıkarıldıktan ve parçalandıktan sonra oldukları gibi veya yerine göre düzeltilerek kullanılan muntazam şekilleri olmayan taşlardır. Görünen yüzlerde taşların köşe açıları 60 dereceden ve en küçük kenar da 10 cm. den küçük olmayacaktır. Taşların derinliği 20 cm. den de büyük olacaktır.
- Çaplanmış Moloz Taş: Kenarları çekiçle düzeltilmiş dikdörtgen veya çok kenar yüzlü düzgün biçim verilmiş taşlardır.
- Kaba Yontu Taş: Yatak ve yan yüzeyleri, görünen yüzeyine dik en az 15 cm olmak üzere murç ile düzeltilmiş dikdörtgen veya çok kenarlı yüzeyli düzgün şekil verilmiş taşlardır.
- Özel kaba Yontu Taş: Görünen yüzeylerinin ölçüleri projesine göre yapılmış ve yontu şekli kaba yontu taş esaslarına uyularak hazırlanmış taşlardır.
- İnce Yontu Taş: Görünen yüzeyleri tamamen, yatak ve yan yüzeyleri 15 cm. derinliğe kadar gönyesinde ve düzlem olarak kenarları düzgün ve keskin doğrular teşkil edecek şekilde kalemle ve geri kalan kısımları murç ile tesviye edilmiş taşlardır.
- Kesme Taş: Özellikle estetik ve mimarı düşüncelerle, onaylı proje ve detaylarına uygun olarak, bütün yüzeyleri düzgün ve geometrik şekilde yontulup hazırlanmış taşlardır.

### 7.1.2 Taş Duvarların Yapı Malzemesi Olan Taşın Özellikleri

İstinat duvarlarında kullanılacak taşın fiziksel ve geometrik özellikleri Karayollarının hazırlamış olduğu şartnamede belirtilmiştir. Bu taşlar genellikle homojen, sağlam, sık kristalli sert, aşınma ve donmaya karşı dayanıklı olmalıdır. Bünyesinde çürük damarlar ve çatlaklar içermemelidir. Yapraklı olmamalıdır. Taşların anormal derecede de hafif olmaması gerekmektedir. Taşlar 1,50-2,00 ton/m<sup>3</sup> den az olmamalıdır. İnşa edilecek yapının inşa sahasına bağlı olarak taşın deniz suyuna, sülfatlı sulara, kimyasal atıklara v.s. dayanıklı olması gerekmektedir.

### 7.1.3 Taş Duvarların Yapı Malzemesi Olan Harcın Özellikleri

Taş duvarların en önemli yapı malzemelerinde biriside harçtır. Harç, kum (ince agrega) ile çimentonun karışımından oluşmaktadır. Kum (tabii dere veya taş ile çakılın konkasörden geçirilerek kırılması ile elde edilmesi sonucunda oluşmalıdır) sağlam minerallerden ya da taş

parçacıklarından oluşur. Kumun içinde kil, kil topağı ile bitkisel maddeler ve yapıya olumsuz etkide bulunacak zararlı maddeler bulunmamalıdır. Harçtaki su içeriği (su çimento oranı), çok önemlidir. Harç karışımı homojen olmalıdır. Taşların taşınmasında ve yerleştirilmesi sırasında taşların segragasyona uğramamasına dikkat edilmelidir. Taş duvar inşasında her zaman taze harç kullanılmalıdır. Duvar harcı mümkün mertebede beton santralinde veya beton yerde hazırlanması gerekmektedir.

#### **7.1.4 Taş Duvarların Temelleri**

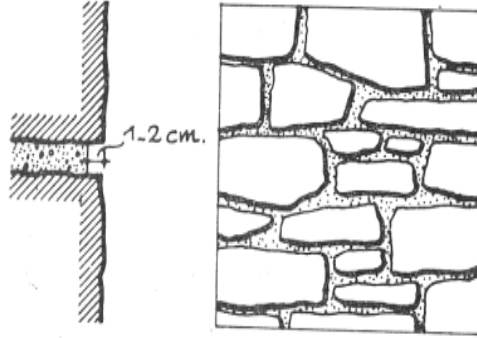
İnşa edilecek olan taş duvarın temelleri kazı esnasında sürekli olarak kontrol edilmelidir. Duvar temellerinde taşıma gücü bakımından genel koşullar aranmalıdır. Zemin emniyet gerilmesi 1 kg/cm<sup>2</sup> den büyük olmalıdır. Yapılacak olan duvarın boyutlandırması belirlenen zemin emniyet gerilme değerine bağlı olacak şekilde yapılmalıdır. Duvar temelini kazı işlemi belirlenen zemin emniyet gerilmesinin yeterli olduğu kesinleşinceye dek sürdürülmelidir. Aksi takdirde duvar temelinde uygun taşıma gücüne sahip zemin bulunamıyorsa hazırlanacak olan araştırma raporu doğrultusunda farklı bir yöntem bulunmalıdır. Açılacak temelin duvar boyunca eşit bir taşıma gücü içermesi gerekmektedir. Ancak bu eşit taşıma gücü değeri sağlanamaz ise farklı taşıma gücündeki bölümler arasında duvara dilatasyon derzleri konulması gerekmektedir. Ek olarak eşit bir şekilde aynı taşıma gücünü elde etmek için duvar temelini bazı bölümlerini daha derin yapmak da farklı bir çözüm yolu olabilir. Bu şekilde yapılacak olan temel basamaklandırılmış olur fakat derinlik farkı oluşacağından dolayı bu kesimler arasında da ek olarak dilatasyon derzi yapılması daha sağlıklı olacaktır. Taş duvarları bir ağırlık duvarı örneği olduğundan dolayı duvarın önünde pasif toprak basıncı gerekmez. Dolayısıyla duvar temellerinde bir derinlik aranmamalıdır.

Suların çok fazla olduğu yerlerde yapılacak olan duvarlarda temel derinliği suyun oyma derinliğinin altına inmelidir. Gerekli bütün şartlar sağlanıp duvar temelini kazı işlemleri bittikten sonra, işçilerin çalışma kolaylığı açısından 5-10 cm kalınlığında grobeton dökülüp tesviye yapılabilir.

#### **7.1.5 Taş Duvar Yüzüne Derz Yapılması**

Taş duvarların yan yana ve üst üste gelen taşları arasında kalan, yatay ve düşey düzlemde bulunan çizgilerin, duvar yüzlerindeki taşlar arasındaki birleşimlerine derzler yapılır. Yüzüne

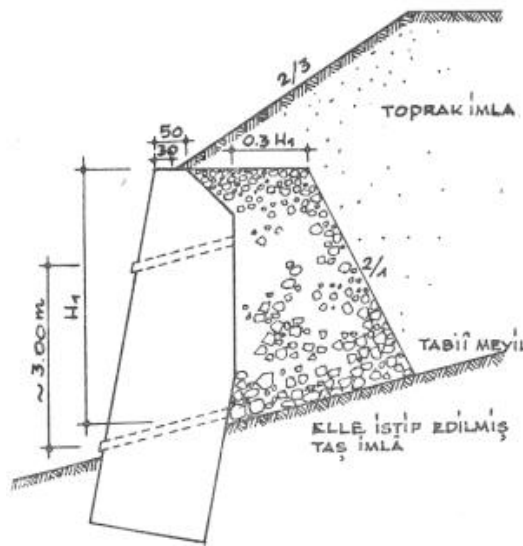
derz yapılacak olan duvarlarda kullanılan harç sertleşmeye başlayınca derzin dıştan 2- 3 cm. lik kısmı tamamen boşaltılır. Bu boşluğu oluşturmak için ince ahşap çitalar konmuşsa bu çitalar duvar derzlerinden çıkarılır. Sonradan, bu derzleri çimento harcı ile doldurarak derzler istenilen intizama getirilir.



Şekil 7.2 Taş duvar içerisindeki derz görünümüleri (Tosun 2005).

#### 7.1.6 Taş İstinat Duvarlarının Arkasındaki Drenaj Sistemleri

Taş istinat duvarı olarak yapılan duvarların arkasında çoğunlukla toprak dolgu olduğundan dolayı bu duvarlar sürekli olarak dolgudan gelecek neme ve suya maruz kalırlar. Bunu önlemek için istinat duvarı arkasına harçsız kuru moloz taşlarla istif yaparak dolgudan gelecek yağmur ve kar sularının kuru duvardan aşağıya doğru süzülmesi sağlanarak suyun duvara teması engellenmiş olur. Aşağıya doğru sızan sular ise yapılan drenaj sistemi ile toplanarak deliklerden



Şekil 7.3 İstinat duvarı arkasında toplanan suları atmak için duvarda bırakılan delikler (Tosun 2005).



su dışarıya atılır. Duvar arkasında toplanan suların duvarın dışına atılması için duvar içinde bırakılan deliklere barbakan ismi verilir. Bu barkanlar taş duvar içerisinde deliklerin haricinde plastik boru döşenmesi ile de sağlanmış olur.



**Şekil 7.4** İnceleme alanındaki taş duvar içindeki barbakan görüntüsü.

Taş istinat duvarları içerisindeki drenajı sağlayan barbaanların şu özelliklere sahip olması gerekmektedir;

- En alttaki barbakanlar tabii zeminden 10 cm. yukarıda tertip edilmeli ve duvar boyunca her 3-4 m.de bir barbakan yapılmalıdır.
- Barbakanlar duvar arkasında bir drenaj tertibatı ile ilişkilendirilmelidir.
- Duvar yüksekliğince en az her 3 m.de bir yine 3-4 m. ara ile barbakan yapılmalı ve barbakanlar üst üste getirilmeyip şaşırtılmalı inşa edilmelidir.
- Barbakan için bırakılacak boşluğun iç açıklığı takriben 10-15 cm. genişlikte ve buna yakın yükseklikte olmalıdır. İçinin iyice harçlanmış olması taş aralarına su sızmayacak şekilde yapılmış olması gereklidir. Barbakan delikleri için fabrikalarda üretimi yapılan plastik veya hazır beton büzlerde kullanılabilir.
- Barbakan deliklerinin çıkış delikleri duvar yüzünden 2 cm. kadar dışarı çıkarılırsa, sızan suyun duvar yüzünde leke yapma mahzuru da azaltılmış olur.
- Duvarlar yüzlerinde özel bir şekilde işlemler yapılarak çiçeklikler temin edinilebilir. Sızan suların bu çiçekliklere akması da temin edilerek duvar cephesinde güzel bir görünüm kazandırılmış olunur.



**Şekil 7.5** İnceleme alanındaki inşası tamamlanmış bir taş duvar görüntüsü

### **7.1.7 Taş İstinat Duvarlarının Ön Boyutlandırılması**

Taş istinat duvarlarının boyutlandırılması için Karayolları Genel Müdürlüğü tarafınca hazırlanmış olan abaklarda stabilite ve denge durumlarında duvara gelen kuvvet ve momentler göz önünde bulundurularak hazırlanmaya çalışılmıştır.

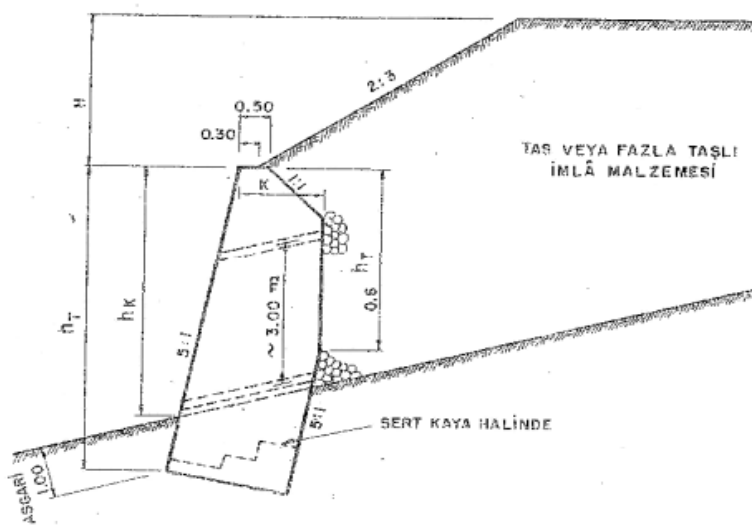
Yapılacak olan taş istinat duvarın boyutlandırılmasında duvara etkiyen dış kuvvetler ve momentler altında dengede kalması ve onların etkisi ile duvarın kesitlerinde oluşacak kuvvet ve momentlere güvenlik sınırları içinde dayanacak biçimde olması amaçlanarak hesaplar yapılarak duvarın boyutlandırılması yapılır. Ancak pratik çalışmalarda bu ayrıntılı hesaplara pek az gereksinim olur. Pratik çalışmalarda istinat duvarlarının boyutlandırılmasında Karayolları Genel Müdürlüğü'nün istinat duvarları için hazırlamış olduğu tip tablo ve cetveller kullanır. Ancak kullanıldığı yerin özelliğine göre bu cetvellerde ayrıca kuru istinat duvarları için de boyutlandırma değerleri stabilite koşullarına göre duvar boyutlandırılmasına dönülebilir. Deprem bölgelerinde yapılacak olan yüksek irtifalı istinat duvarları için ayrıca deprem güvenlik tahkikleri de yapılmalıdır.

Bu tip tablo ve cetvellerde duvarlar iki türe ayrılmıştır. Birincisi arkasında pek toprak yanıl basıncı olamayan kendisini tutabilen bir zemin kitesinin önüne yapılan duvarlardır. Büyük

yanal basınç almadıkları için enine boyutları küçük olur. İkinciler ise büyük yanal itkiler altındadır. Enine kesitler daha geniş olur. Bunlar asıl istinat duvarlarıdır Abaklarda ayrıca kuru istinat duvarları için de boyutlandırma değerleri vardır.

### 7.1.7.1 Harçlı Taş İstinat Duvarlarının Ön Boyutlandırılması

Harçlı taş istinat duvarlarının ön boyutlandırılması yapılırken duvar yüksekliğine göre duvar kalınlığının belirlenmesi gerekmektedir. Bunun içinde çeşitli abaklar yapılmıştır. Abağın birinci sütununda yazılan hamule (yük) yüksekliği ( $H, H_T, H_K$ ) ve ilk satırındaki duvar yüksekliği ( $h, h_T, h_K$ ) metre olarak fakat duvarın kalınlığına ( $K$ ) ait cetvelin iç rakamları santimetre olarak gösterilmiştir.

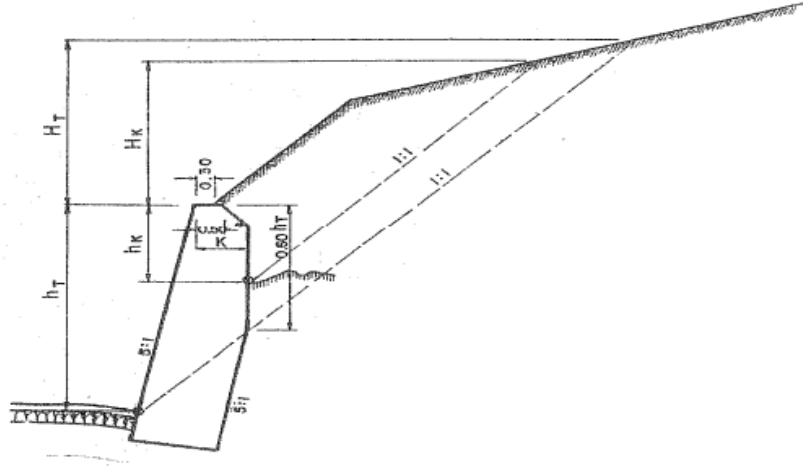


Şekil 7.6 Harçlı taş istinat duvarı ve özelliklerinin gösterimi (Tosun 2005).

Hamule $H_T, H_K$ m	Duvar kalınlığı ( K ) cm.											
	$h_T$ (veya $h_K$ ) İrtifai m.											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1 m. KADAR	55	60	65	80	95	115	130	150	170	185	205	225
2	55	60	65	80	100	120	135	155	175	190	210	230
4	55	60	70	85	105	125	140	160	180	200	220	240
6	55	60	70	90	110	130	150	170	190	210	230	250
8	55	60	75	95	115	135	155	175	195	215	235	255
10	55	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	265
12	55	60	80	105	125	145	165	190	210	230	250	270
16	55	60	80	105	130	150	175	195	215	240	265	285
20	55	60	80	105	130	155	180	200	225	245	270	295

Şekil 7.7 Harçlı taş istinat duvarında duvar kalınlığını belirlemek için kullanılacak tablo (Tosun 2005).

### 7.1.7.2 Harçlı Taş İksa Duvarlarının Ön Boyutlandırılması



Şekil 7.8 Harçlı taş iksa duvarı ve özelliklerinin gösterimi (Tosun 2005).

İksa duvarlarında da tıpkı istinat duvarlarında olduğu gibi benzer abaklar kullanılır. Hamule yüksekliğine göre bir duvar kalınlığı belirlenerek tasarım tamamlanır.

Duvar kalınlığı (K) cm.

Hamule $H_T, H_K$ m	$h_T$ (veya $h_K$ ) irtifacı m.											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1 m. KADAR	55	60	65	80	95	115	130	150	170	185	205	225
2	55	60	65	80	100	120	135	155	175	190	210	230
4	55	60	70	85	105	125	140	160	180	200	220	240
6	55	60	70	90	110	130	150	170	190	210	230	250
8	55	60	75	95	115	135	155	175	195	215	235	255
10	55	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	265
12	55	60	80	105	125	145	165	190	210	230	250	270
16	55	60	80	105	130	150	175	195	215	240	265	285
20	55	60	80	105	130	155	180	200	225	245	270	295

Şekil 7.9 Harçlı taş iksa duvarında duvar kalınlığını belirlemek için kullanılacak tablo (Tosun 2005).

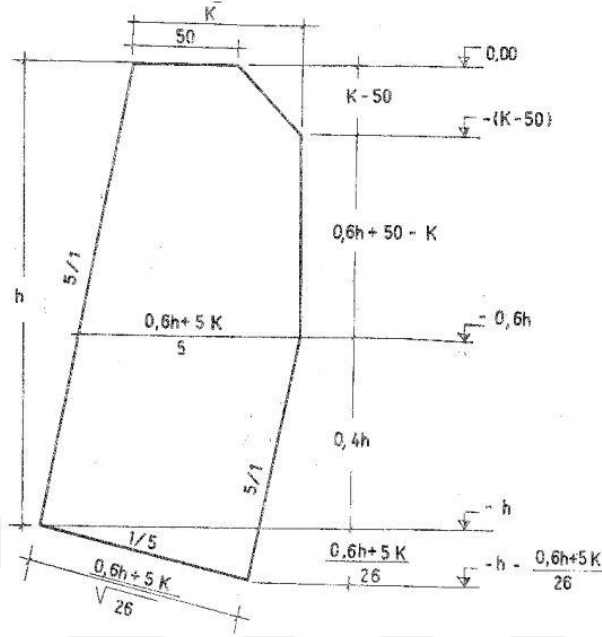
$h_T$ : Toprakta alınacak duvar yüksekliği

$h_K$ : Kayalıkta alınacak duvar yüksekliği

$H_T$ : Toprakta hamule yüksekliği

$H_K$ : Kayalıkta hamule yüksekliği

### 7.1.7.3 Taş İstinat Duvarlarının Formüller Yardımıyla Pratik Boyutlandırılması



Şekil 7.10 Taş istinat duvarının formüsel olarak pratik boyutlandırılması (Tosun 2005).

Zemin Basınç Emniyet Gerilmesi kg/cm <sup>2</sup>	Duvar yüksekliği $h_T$ (veya $h_K$ ) m.												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1.0	0	0	20	30	50	80	100	125	DUVAR YAPILAMAZ				
1.5	0	0	0	20	30	45	65	90	115	140			
2.0	0	0	0	0	20	25	40	60	80	100	120	140	
2.5	0	0	0	0	0	20	30	40	55	70	85	100	
3.0	0	0	0	0	0	0	20	20	30	40	50	60	
3.5	0	0	0	0	0	0	0	0	20	25	30	35	
4.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20	25	30	
4.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20	25	
5.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20	

Şekil 7.11 Zeminin basınç emniyet gerilmelerine göre kuru, harçlı istinat ve iksa duvarlarında temele verilecek (a) ampatman değerleri (cm) (Tosun 2005).

## 7.2 BETONARME İSTİNAT DUVARLARI

Genelde betonarme olarak yapılan ve yatay basınçlarda dengeyi bir konsol gibi çalışarak sağlarlar. Bu tip duvarlarla denge sağlanmaya çalışılırken dolgunun kendi ağırlığından da faydalanılır. Konsol duvarın çok yüksek olacağı yerlerde ya da yatay basınçların çok yüksek olduğu durumlarda payandalı duvarlar daha uygun olduğundan tercih edilmektedir.

Betonarme olarak inşa edilen konsol istinat duvarları en çok tercih edilen istinat duvarı türüdür. Betonarme istinat duvarları zemin özelliklerine ve doğa şartlarına bağlı olarak yükseklikleri değişkenlik gösterse de 20m. ye kadar yapılabilmektedir. Fakat ekonomik şartlar göz önünde bulundurulduğunda 7.5m. yükseklikten fazla inşa edilen konsol istinat duvarlarının yapımı ekonomik değildir. Konsol istinat duvarlarının en belirgin özelliği bu tip duvarların çekme gerilmelerine izin vermekte ve bu oluşan gerilmeler demir donatıyla desteklendiği için yapının kesitleri küçülmektedir. Konsol istinat duvarlarındaki koruyucu kuvvet, konsolun üst kısmındaki doğal zemin ağırlığı ile dengelenmektedir. Konsol istinat duvarında itkiye karşı direnen kuvvetlerin yeterli gelmediği durumlarda, doğal zeminin duvarı kaydırmasını engellemek amacıyla duvar temelinde dış yapılarak pasif direncin artırılması sağlanabilir.

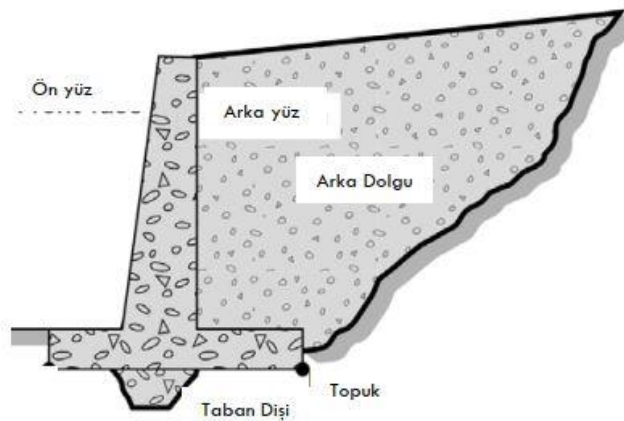


Şekil 7.12 Çalışma alanında betonarme istinat duvarı inşası görüntüsü.

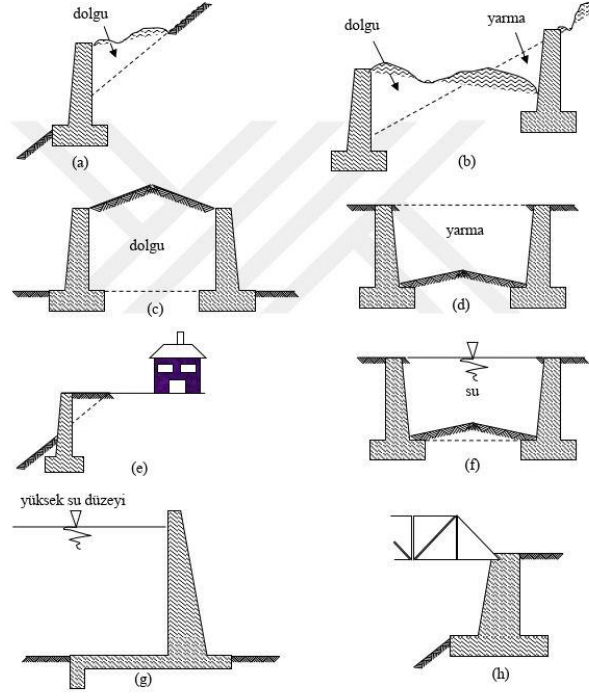


**Şekil 7.13** Çalışma alanında betonarme istinat duvarı ve temelini tamamlanmış görüntüsü.

Betonarme istinat duvarları, duvar geometrisi gereği statik açıdan taban plağındaki arka konsol üzerine binen yük vasıtasıyla statik dengelerini sağlamaktadırlar. Burada proje yapılırken sahada karşılaşılabilecek özel problemlerde duvar geometrisinde bazı değişiklikler yapma yoluna gidebilmektedir. Bu değişiklikler genelde; taban plağına ön konsol eklemek, gömülme derinliğini artırmak, taban plağına dış eklemek, gövde plağına hafifletme konsolu eklemek gibi dengeyi artırıcı unsurlardan oluşmaktadır. Burada amaç dışardan gelen etkilere karşı momenti sağlayarak toplam momentin dengede kalması amaçlanmaktadır.



**Şekil 7.14** Betonarme istinat duvarlarında taban dişi (Önal 2012).



**Şekil 7.15** Betonarme istinat duvarlarının genel kullanım yerleri, (a) ve (b) yamaç yolları (c) büyük dolgu gerektiren yollar, (d) büyük yarma gerektiren yollar, (e) zemin tutma, (f) kanallar, (g) taşkın duvarları, (h) köprü kenar ayakları (Çakır 2005).

### 7.2.1 Betonarme İstinat Duvarlarının Ön Boyutlandırılması

Konsol istinat duvarları ön boyutlandırılması yapılırken; istinat duvarına etki eden düşey ve yatay kuvvetlerinin bileşkesinin temel taban çekirdeği içinde kalması gerekmektedir. Bu durum için istinat duvarının temel ön ve arka ampattan uzunlukları arasında şu bağıntının bulunması gerekmektedir; (Yıldırım 2004).

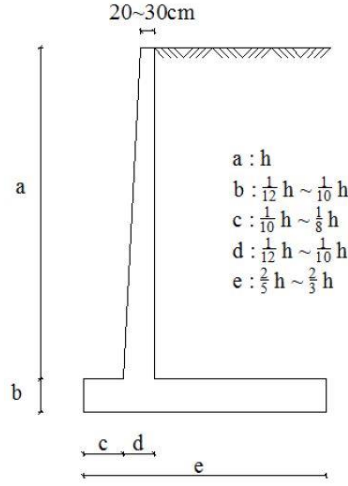
$$I_1 = \left( \frac{H^2 \times K_{as}}{4 \times (B + I_2)} + \frac{I_2}{R} - \frac{3}{4} \right) \times \left( \frac{I_2^2}{B + I_2} \right) \quad (7.1)$$

Bu bağıntının yanı sıra istinat duvar gövde üst genişliğinin de şu bağıntıyı sağlaması gerekmektedir;

$$\text{İstinat duvar gövde üst genişliği} = 15\text{cm} + (H-3) \times 3\text{cm} \quad (\text{Yıldırım 2004}).$$

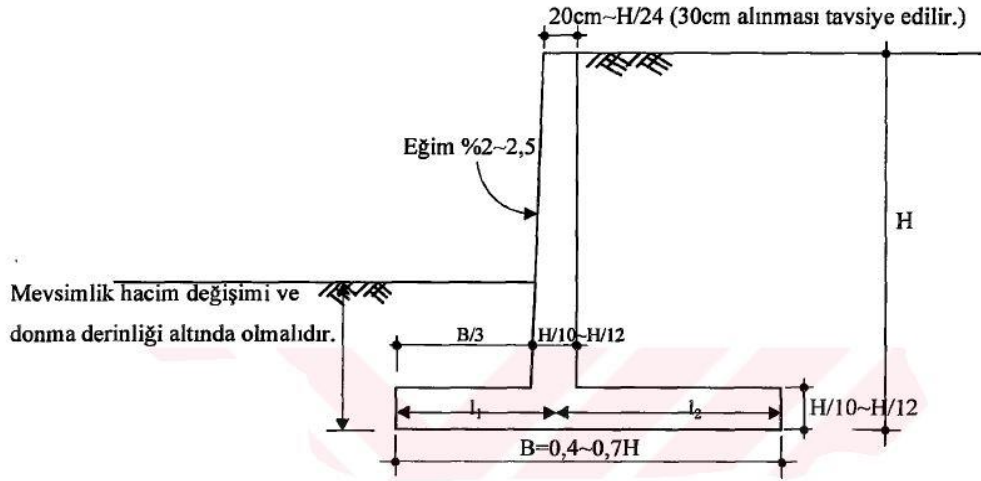
Bu bağıntılar sağlandıktan sonra duvarın ön boyutlandırılması yapılabilir.





Şekil 7.16 Konsol istinat duvarı ön boyutlandırılması (Yıldırım 2004).

- I<sub>1</sub>: Betonarme istinat duvarı ön ampatman genişliği
- I<sub>2</sub>: Betonarme istinat duvarı arka ampatman genişliği
- B: Betonarme istinat duvar taban genişliği
- H: Betonarme istinat duvar yüksekliği



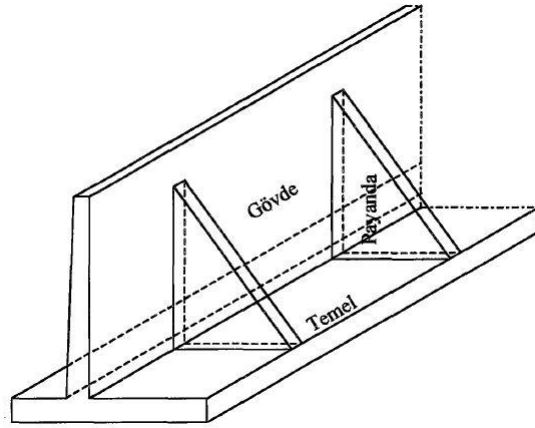
Şekil 7.17 Konsol istinat duvarı pratik ön boyutlandırılması (Yıldırım 2004).

- a: Betonarme istinat duvarı perde yüksekliği
- b: Betonarme istinat duvarı temel yüksekliği
- c: Betonarme istinat duvar ön ampatman genişliği
- d: Betonarme istinat alt perde genişliği
- e: Betonarme istinat duvar taban genişliği
- h: Betonarme istinat duvarı yüksekliği

### 7.3 BETONARME PAYANDALI İSTİNAT DUVARLARI

Payandalı istinat duvarları nervürlü istinat duvarları olarak da bilinmektedirler. Bu tip duvarlar teknik olarak konsol istinat duvarına benzemekte olup duvara destek amaçlı konulan kama şeklindeki payandalar ile farklılık göstermektedir. Bu tür duvarda gövde ve temel belirli aralıklarla payandalar ile birbirlerine bağlanmaktadır. Böylece gövde ile temel arakesitinde eğilme momenti azalmakta ve dolayısıyla da karşılanması daha kolay bir kuvvetin oluşturulması sağlanır.

Payandalar eğilme momentlerinin ve kesme kuvvetlerinin karşılanmasında büyük rol oynar. Payandalar gövdenin her iki yüzüne de konulabilmektedir. Fakat görüş ve yer kaybı gibi nedenlerle payandalar gövdenin arka kısmına konulmaktadır. Payandaların gövdenin ön yüzüne konulduğu durumlarda vardır. Kohezyonun fazla olduğu ve yapılacak kazı masrafının da fazla olduğu yerlerde payandalar gövde ön yüzüne konması tercih edilmektedir. Payanda ayak veya topukta yapılmasına göre farklı davranış gösterir. Payandanın topukta yapılması çekme gerilmesine, ayakta yapılması ise basınca karşı çalışmasına neden olur. Bu tip duvarlar genel olarak 8-12m arasında ekonomik olmaktadır.

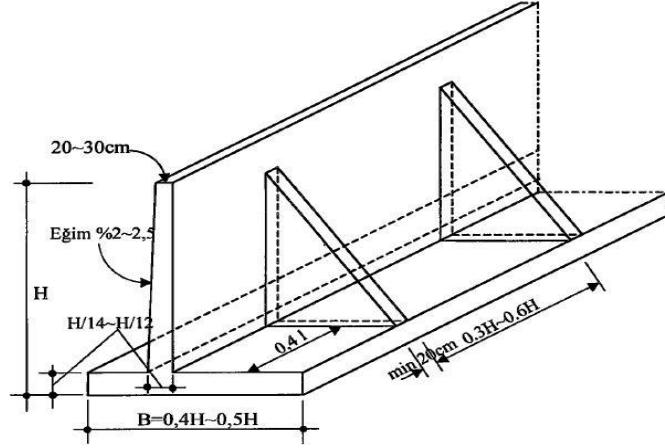


Şekil 7.18 Payandalı betonarme istinat duvarı görünümü (Yıldırım 2004).

#### 7.3.1 Betonarme Payandalı İstinat Duvarları Ön Boyutlandırması

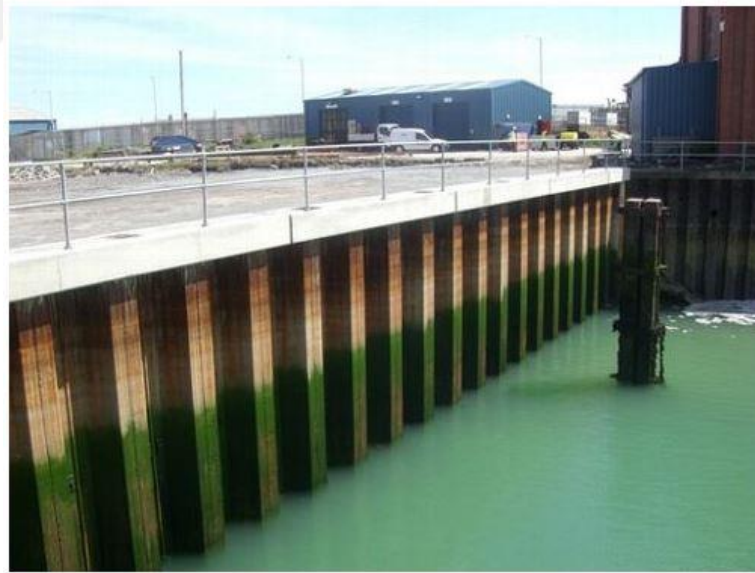
Payandalı istinat duvarları için uygun görülen boyutlar yüksekliğe bağlı olarak aşağıdaki şekil de gösterilmiştir. Konsol üst kısmının genişliğinin 20~30 cm arasında olması uygun görülmektedir. Şekildeki “l” iki payanda arasındaki mesafeyi gösterir. Payanda aralarındaki mesafe 0,3~0,6H arasında değişkenlik gösterebilir. Buna karşılık daha önceki hesaplamalara

göre elde edilecek en ekonomik mesafenin duvar yüksekliğinin yarısı veya üçte biri civarındadır. Konulacak ilk payandanın duvar bitimine olan uzunluğu için 0,4 l değeri uygun görülmüştür. Bu payandalara ek olarak, duvarın başlangıç noktasına payanda konularak tasarlanan payandalı duvarlar da mevcuttur.



Şekil 7.19 Payandalı betonarme istinat duvarı ön boyutlandırması (Yıldırım 2004).

#### 7.4 PALPLANŞ PERDE



Şekil 7.20 Palplanş perde görünümü.

Özellikle liman inşaatlarında rıhtım duvarlarının yapımında ve temel kazılarında kullanılırlar. Derin olmayan kanalların kazıları sırasında, deniz, göl, akarsu kenarı gibi su seviyesi yüksek yerlerde yapılan kazılarda, hidrolik çekiçler yardımıyla zemine çakılan, zeminin akmasına ve suyun gelişine engel olan perde diyaframlara palplanş adı verilir. Çakılan bu palplanş perdeleri,

planlanan kazının bitmesinin ardından kolayca çekilip başka bir yerde kullanılabilir. Bu özelliği ile temel kazı problemlerinde ekonomik ve hızlı bir çözüm olarak kullanılır.

Toprak tutma işlerinde yaygın olarak kullanılan palplanş perdeler çakıldıkları yerlerde geçici veya sürekli olarak kullanılmaktadır. Yerleştirilen perdelerin büyük bir kısmı kazı yüksekliğinin altında gömülüdür. Bu seviyenin üzerinde perde tarafından tutulan toprak yatay gerilmeler oluşturur ve bu gerilmeler gömülü olan kısım tarafından karşılanır. Gömülü kısmın iki tarafında da toprak itkisinden dolayı gerilmeler vardır.

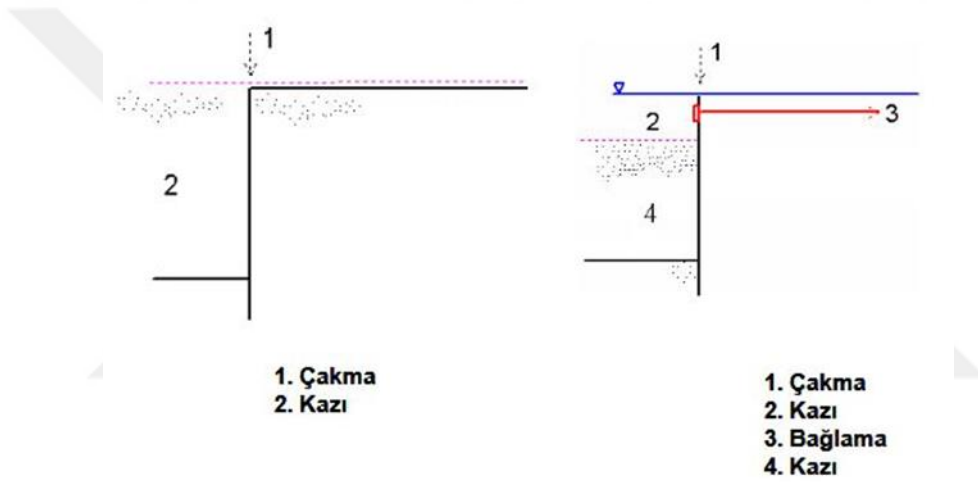
Zemin ve palplanş perde arasındaki karışık ilişkiyi tanımlamak zordur. Konsol çalışacak olan palplanş perdenin belli bir derinlikte toprağa gömülmesi gerekmektedir. Bunun nedeni palplanş perdenin stabil olmasının sağlanmasıdır. Bu sistemin stabilitesi hesaplanırken perdenin alt kısmına yakın bir yerde dönme olacağı düşünülür. Maksimum eğilme momenti hesaplanırken ilk adım gerekli gömme derinliğinin bulunmasıdır.



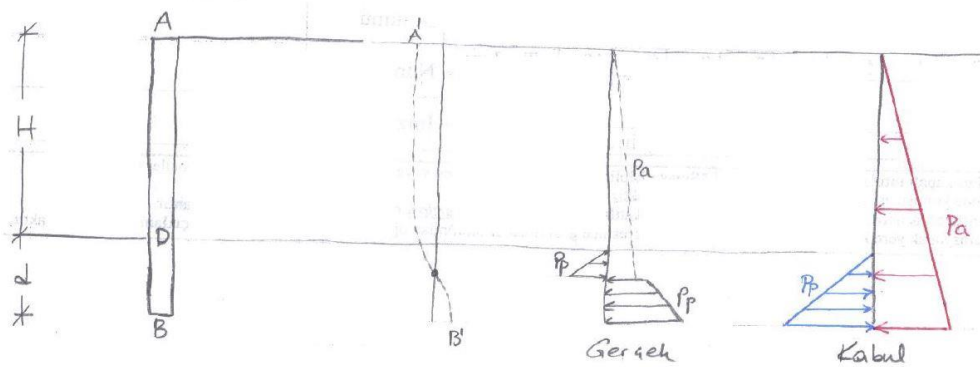
**Şekil 7.21** Palplanş perdenin yakından görünümü.

Ankrajlı palplanş, konsol palplanş ve ankastre palplanş olmak üzere farklı tiplere ayrılmıştır. Çelik veya ahşap olarak imal edilir. Palplanş perdeler vibrasyonlu çekiçler yardımıyla zemine çakılır. Çakım esnasında düzgün bir perde elde etmek için kılavuz kirişler kullanılmaktadır. Palplanş elemanlar uçlarındaki soketler ile birbirine geçmeli olarak üretilmektedir. Palplanş perdelerin kazı çukuru iksalarında da kullanım alanı bulunmaktadır.

- 1) Gömme Perde (Ankastre Palplanş): 2 m ile 7 m yüksekliğindeki elemanların zemine yeterli derinlikte çakılmasıyla oluşturulur. Gömme perdelerde stabilite gömme derinliğine bağlıdır. Bu sebeple alçak ve orta yükseklikteki uygulamalar için geçerlidir.
- 2) Bağlı Perde (Ankrajlı Palplanş): Yüksekliğin 5 m'yi geçmesi durumunda kullanılır. Perde çakıldıktan sonra aşırı esnemeyi önlemek amacıyla belirli aralıklarla çelik halat veya çubuk ankrajla zemine yerleştirilmiş ankraj plakası veya gövdesine bağlanır.
- 3) Zemine Yarı Ankastre Bağlı Perde: Çakma derinliği perdenin alt bölümde hareket etmesini tamamen önleyecek kadar fazla değildir.
- 4) Zemine Tam Ankastre Bağlı Perde: Çakma derinliğinin, çevredeki zeminin perdeyi sabit tutacak basıncı uygulayacak kadar fazla olmasıdır.

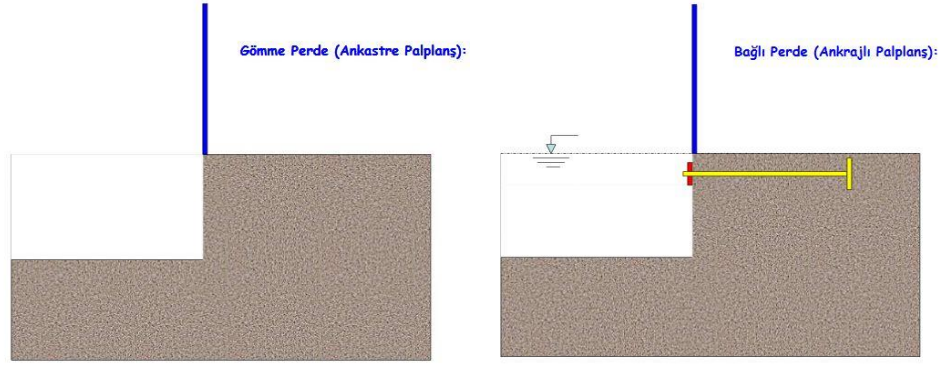


Şekil 7.22 Palplanş perde uygulama gösterimi (Sert vd. 2015).



Şekil 7.23 Gömme ve bağlı perde palplanş uygulama gösterimi (Sert vd. 2015).

### 7.4.1 Palplanş Perde Ön Boyutlandırması



Şekil 7.24 Palplanş perde ve perdeye etki eden kuvvetlerin gösterimi (Sert vd. 2015).

Palplanş perde projelendirmesi yapılırken şu formüllerden yararlanır; (Yılmazoğlu 2017)

$$K_a = \tan^2(45 - \Phi/2) \quad (7.2)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a \times (H+d)^2 \quad (7.3)$$

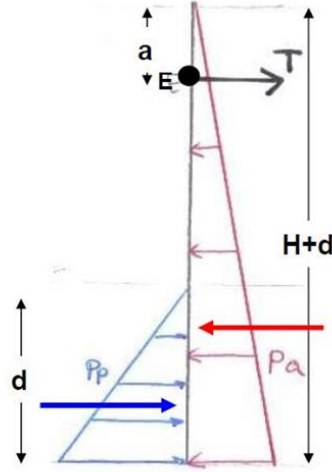
$K_p$  bulunurken güvenilir tarafta kalmak için azaltma yapılır. (Yılmazoğlu 2017)

$$\Phi' = \frac{2}{3} \times \Phi \quad (7.4)$$

$$K_p' = \tan^2(45 + \Phi'/2) \quad (7.5)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_p' \times d^2 \quad (7.6)$$

$$\sum M_B = 0 \quad \text{ve} \quad P_p \times \frac{d}{3} = P_a \times \left( \frac{H+d}{3} \right) \quad (7.7)$$



**Şekil 7.25** Serbest toprak destek yöntemindeki çakma derinliği ve palplanş perdeye etki eden aktif, pasif kuvvetler ve ankraja gelen kuvvet (Sert vd. 2015).

$$\sum F_x = 0 \text{ ve } P_a - P_p - T = 0 \quad (7.8)$$

**T:** Ankraja gelen kuvvet

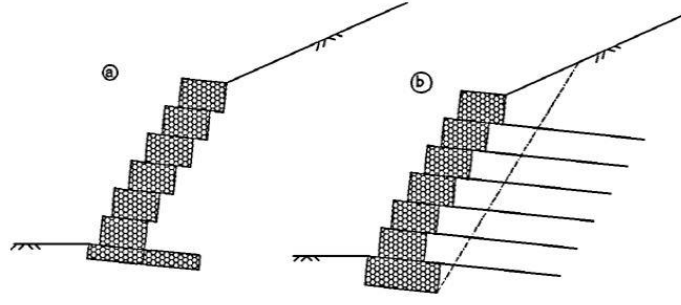
**d:** teorik çakma derinliği

## 7.5 GABİON DUVAR

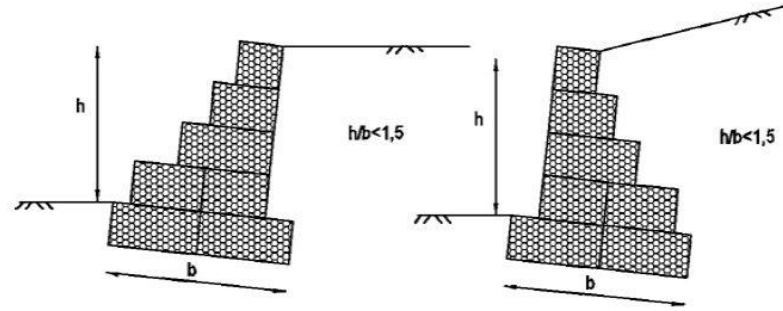
Gabion kelime olarak İtalyanca kökenli bir kelime olup büyük kafes anlamına gelmektedir. Gabion, yumuşak çelikten imal edilen genellikle çift burgulu altıgen göz açıklığına sahip tel örgünün dikdörtgen, kare ve silindir gibi geometrik şekillerde ya da çuval ve tel örgü şeklinde yapılması ve belirli çaplarda ve mekanik özellikte kaya ve taş ile doldurulmasıyla elde edilir.

İnşa edilecek gabion duvarın geometrisinin belirlenmesinde ve de tanımlanmasında birçok faktör bulunmaktadır. Bu faktörlerden bazıları; arazi yapısına göre gabion sepetlerinin eğimli yapılması, gabion duvarın ön yüzünün düz veya basamaklı olması, temelin basit, uzatılmış veya derin olması gibidir. Gabion duvarlar üzerinde yapılacak stabilite hesaplarına göre gabion duvarları 4'e ayrılır;

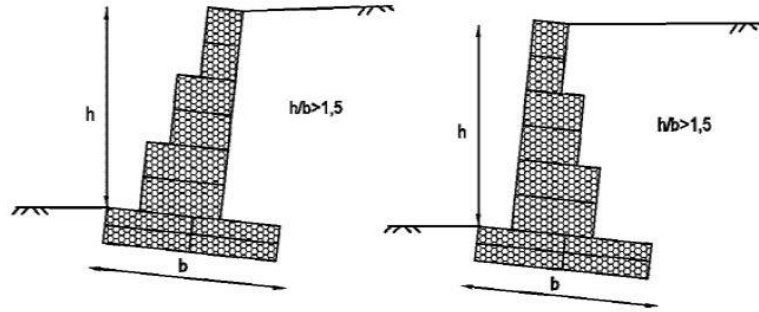
- 1) Ağırlık tipi gabion dayanma duvarı
- 2) Yarı ağırlık tipi gabion dayanma duvarı
- 3) Dolgunun stabilize edildiği gabion duvar
- 4) Gabion tel örgüyle yapılan donatılı dayanma duvarı



Şekil 7.26 Ağırılık tipi gabion dayanma duvarı (Uray 2014).



Şekil 7.27 Yarı ağırlık tipi gabion dayanma duvarı (Uray 2014).



Şekil 7.28 a) Dolgunun stabilize edildiği gabion duvar b) Gabion tel örgüyle yapılan donatılı dayanma duvarı (Uray 2014).

### 7.5.1 Gabion Duvar Çeşitleri

Gabion duvar çeşitleri günümüzde birçok alanda kullanılmaktadır. Genel olarak gabion dayanma duvarları; kaya düşmesini önlemede, erozyon engellenmesinde, kanal ve nehir aşınmalarını engellemede ve istinat duvarı yapımında yaygın olarak kullanılırlar. Günümüzde en çok tercih edilen gabion çeşitleri, gabion sepet, şilte gabion, jumbo gabion, çuval gabion ve tel ağıdır.



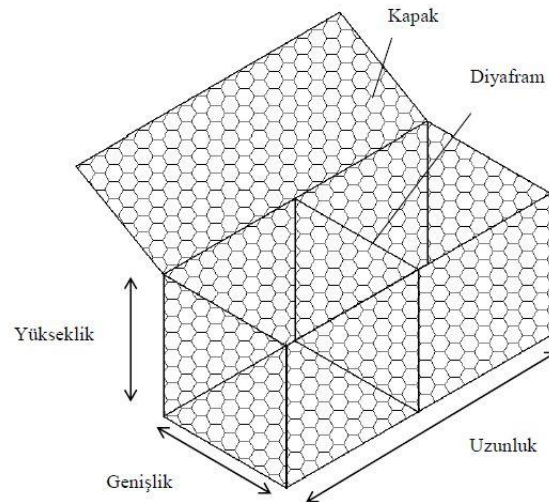
### 7.5.1.1 Gabion Sepet

Gabion sepetlerin kullanım alanları oldukça geniştir. Genel olarak farklı iki zemin seviyesini birbirine bağlayan gabion dayanma duvarı inşasında, karayolu inşasında şevlerdeki gevşek kayaların düşmesini engellemek amacıyla yaygın olarak tercih edilip kullanılmaktadır.

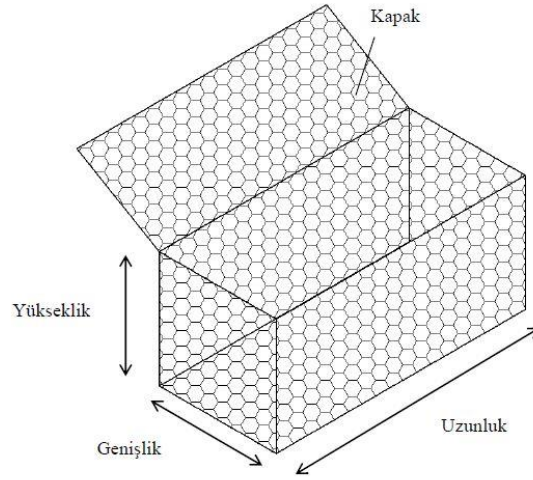
Gabion sepetler farklı ebatlarda üretilebilmektedir ve genel olarak uzunluğu 2 metreden fazla olan gabion sepetler diyafram adı verilen paneller yardımıyla 1 metrelik hücrelere bölünerek kuvvetlendirilir. Sepet içinde diyafram bulunmayan gabion sepet “diyaframsız gabion sepet” ve diyafram bulunan gabion sepet “diyaframlı gabion sepet” olarak adlandırılır.



Şekil 7.29 Karayolu şevli arazideki zemin kaymalarının önlenmesi için gabion uygulaması.



Şekil 7.30 Diyaframlı gabion sepet görünümü (Uray 2014).



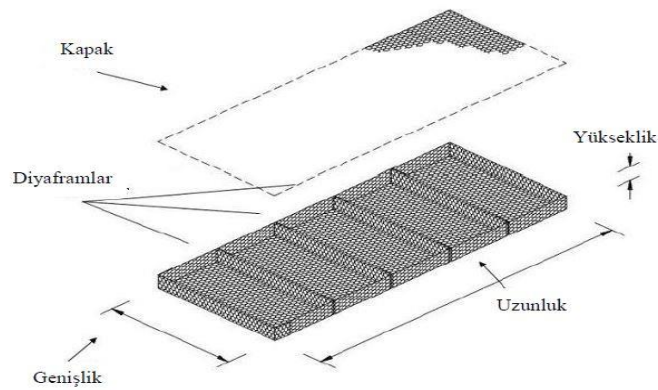
**Şekil 7.31** Diyaframsız gabion sepet görünümü (Uray 2014).

### 7.5.1.2 Şilte Gabion

Yüksekliğinin uzunluk ve genişliğine oranla daha az olan gabion çeşididir. Bu gabion çeşidi ise genellikle, taşkınların ve dere yataklarındaki aşınmaların önlenmesinde ve kıyı korumasının sağlanmasında tercih edilir.



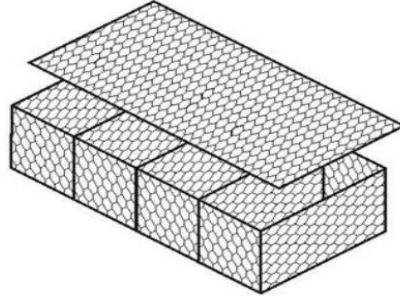
**Şekil 7.32** Şilte gabion uygulamasına örnek.



**Şekil 7.33** Şilte gabion sepet görünümü (Uray 2014).

### 7.5.1.3 Jumbo Gabion

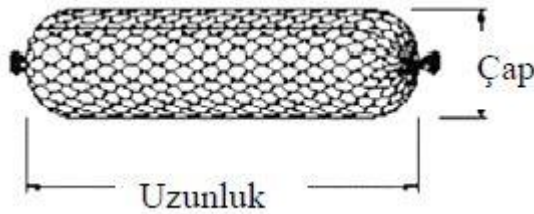
Büyük ve geniş alanları kaplamada kullanılan bir gabion çeşididir. Genellikle uzunluğu 6 m ye kadar olabilmektedir.



Şekil 7.34 Jumbo gabion gösterimi (Uray 2014).

### 7.5.1.4 Çuval Gabion

Geçirgen ve esnek yapıya sahip olan genellikle de hidrolik uygulamaların hızlı ve pratik bir şekilde yerinde imal edilebilen bir gabion çeşididir.



Şekil 7.35 Çuval gabion gösterimi (Uray 2014).

### 7.5.1.5 Tel Ağ

Karayolu, demiryolu ve diğer yapıların inşasında bu yapıların üzerine şev ve yamaçlardaki gevşek yapıdaki kaya ve taşların düşmesini önlemek amacıyla tercih edilip kullanılan ağlardır. Tel ağlar zeminin ve düşme potansiyeli olan kayaçların durumuna göre farklı şekilde çalıştırılır. Eğer zemin hareketliğinin aşırı olduğu bölgelerde yapılacak olan gabion tel ağ yardımıyla zeminden kopan kayaçlar şev topuk bölgesinde biriktirilir. Eğer zemin hareketliliğinin fazla olmadığı bir bölge ise bu düşme potansiyeli olan kayaçlar gabion tel ağ yardımıyla hiç düşmemesi sağlanır. Bunlar için de özel ankrajlar yapılarak güvenlik sağlanmış olur.



**Şekil 7.36** Karayolunda gabion tel ağ örneği.

### 7.5.2 Gabion Duvar Avantajları

- Diğer uygulamalara nazaran çok daha ekonomiktir.
- İnşası ve montajı hızlıdır.
- Mukavemeti yüksektir.
- Tamir ve bakımı kolaydır.
- Deniz kıyıları ve ada etraflarında bile uzun yıllar güvenle kullanılabilir.
- Beton duvarlarda olduğu gibi, blok bir yenileme ve tamir gerektirmez. Zarar gören gabion bölümü yenisi ile değiştirilebilir veya yerinde onarılabilir.
- Çevreye duyarlıdır. Çelik tel örgü içerisine doldurulan çevresel materyaller ile, ihtiyaca özel projelendirilerek, gabion içerisinde doğal habitatın oluşmasına izin verir.
- Mükemmel bir peyzaj ürünüdür. Peyzaj alanında, çok çeşitli ebat, ışıklandırma, renklendirme ve şekillerde kullanılabilir.
- Düşük yükseklikte istinat duvarları olarak ekonomik bir çözüm olarak kullanılır.

### 7.5.3 Gabion Duvar ve Hesaplama Yöntemleri

Gabion istinat duvarlarının kendine has davranışlarının belirlenebilmesi için tabii zeminden gabion istinat duvarına aktarılan yüklerin, gabion istinat duvarlarının hali hazırda kendi ağırlığından kaynaklanan yüklerin, gabion duvara etki eden sürşarj yüklerinin ve sismik yüklerin hesaplanıp belirlenmesi gerekir. Tüm istinat duvarlarında olduğu gibi gabion duvarlarda da duvarın statik açıdan uygun olması için tüm tahkiklerinin yapılması ve sonuçların uygun güvenli sayı aralığında olmaları gerekmektedir.

Gabion duvarları diğer istinat duvarları gibi düşünürsek;

- 1) Tabii zeminden duvara aktarılan yüklerin,
- 2) Tabii zemin ile istinat duvarının bir bütün olarak yapısal analizini,
- 3) Duvar ve duvar temeli tasarımı ve bunların yapısal analizinin,
- 4) Gabion duvara etki edecek yüklerin etkisiyle muhtemelen oluşacak yer değiştirmelerin ve şekil değiştirmelerin belirlenmesi gerekmektedir.

Bu hesaplamaların yapılabilmesi için de gabion istinat duvarının oturacağı zeminin ve duvar arka dolgusu olan zeminin mekanik özellikleri bilinmelidir.

### 7.5.3.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Hesaplama Yöntemleri

Gabion istinat duvar dolgu zemininin kohezyonsuz olması durumunda Coulomb Teorisinde kabul edilen varsayımlara ek olarak duvarın yeterli miktarda da esnek olduğu varsayımı yapılır. Zemin basınç kuvveti aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır. (Uray 2014)

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times K_a$$

Aktif basınç katsayısı  $K_a$  ise şu bağıntı ile hesaplanmaktadır; (Uray 2014)

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi)}{\sin^2 \alpha \times \sin(\alpha - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \times \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2} \quad (7.9)$$

$\Phi$ : Zeminin zeminle içsel sürtünme açısı

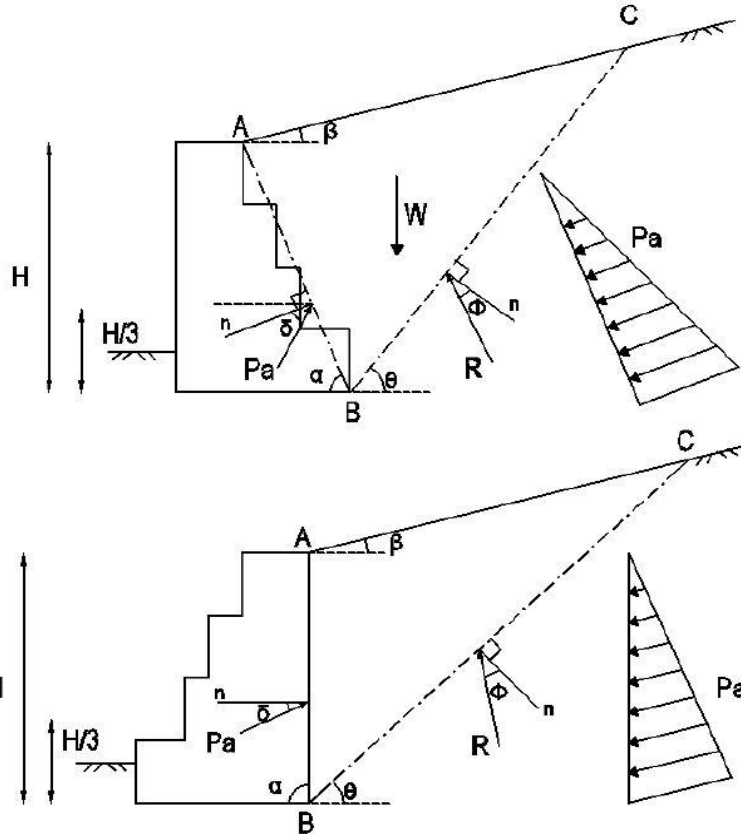
$\delta$ : Zeminin duvar arka yüzeyi ile yaptığı sürtünme açısı

$\beta$ : Duvar arka dolgusunun eğim açısı

$\theta$ : Zemin kayma düzleminin yatayla yaptığı açı

$\alpha$ : Zemin basıncının etki ettiği düzlemin yatayla yaptığı açı

Gabion istinat duvarlarda gabion yüzeyinin önemli derecede engebeli ve pürüzlü olmasından dolayı hesaplamalarda  $\delta = \Phi$  olarak alınır. Kademeli duvar arka yüzüne sahip gabion duvarda, A noktası ile B noktasını birbirine bağlayan düzlem zemin basıncının uygulandığı düzlem olarak kabul edilir.



Şekil 7.37 Coulomb teorisine göre gabion dayanma yapılarına etki eden yükler (Uray 2014).

### 7.5.3.2 Kohezyonlu Zeminlerde Hesaplama Yöntemleri

Suyun kolaylıkla drene edilebildiği gabion istinat duvarlarında duvar dolgu zemininin siltli ve killi zemin olması durumunda aktif zemin basıncı aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir (Uray 2014).

$$P_a = \frac{\gamma_t \times H^2 \times K_a}{2} - (2 \times c \times H \times \sqrt{K_a}) \quad (7.10)$$

**Çizelge 7.1** Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlere ait içsel sürtünme açıları (Uray 2014).

Zemin Türü	Zemin durumu	İçsel sürtünme açısı (°)
Kum, kum-çakıl	Sıkı zemin	40
	Gevşek zemin	35
Orta kum	Sıkı zemin	40
	Gevşek zemin	30
İnce taneli siltli kum, kumlu silt	Sıkı zemin	30
	Gevşek zemin	25
Uniform silt	Sıkı zemin	30
	Gevşek zemin	25
Kil-silt	Yumuşak / orta	20
Siltli kil	Yumuşak / orta	15
Kil	Yumuşak / orta	0/10

### 7.5.3.3 Gabion Yapısına Etki Eden Sürşarj Yükü Hesaplama Yöntemi

Dolgu üzerinde sürşarj yük olması durumunda zemin basıncına eş değer yüke çevrilmiş yük değeri eklenerek aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır; (Uray 2014)

$$P_a = (\gamma_t \times H^2 \times K_a) + (q \times H \times K_a) \quad (7.11)$$

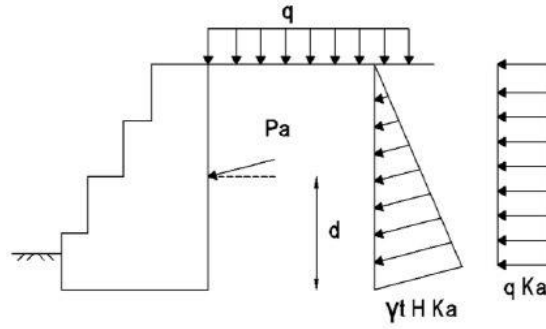
Uniform sürşarj yükü dolgu zemin üzerinde  $H_s$  kalınlıkta bir zemin katmanını olarak düşünmek yaygın bir başka uygulamadır. Bir diğer zemin basıncı hesaplama bağıntısı aşağıda verilmiştir; (Uray 2014).

$$H_s = \frac{q}{\gamma_t} \quad (7.12)$$

$$P_a = \frac{\gamma_t \times H^2 \times K_a}{2} \times \left(1 + \frac{2H_s}{H}\right) \quad (7.13)$$

Sürşarj yükü etkimesiyle birlikte toplam aktif zemin basıncının duvar tabanından etki mesafesi  $d$  aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır; (Uray 2014).

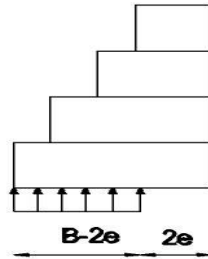
$$d = \frac{H}{3} \times \left(\frac{H+3H_s}{H+2H_s}\right) \quad (7.14)$$



Şekil 7.38 Sürşarj yükün uniform basınç olarak etkimesi durumu (Uray 2014).

#### 7.5.3.4 Gabion Yapısına Etki Eden Taban Basıncı Hesaplama Yöntemi

Gabion istinat duvarından tabii zemine doğru aktarılan yüklerden meydana gelen taban basıncı değeri emniyetli zemin taşıma gücü değerini aşmamalıdır. Gabion duvar temelının tabii zemine doğru yapmış olduğu temas basıncı eksantrisiteden dolayı düzgün yayılmaz. Meyerhof (1953), eksantrik yüklü bir temelin taşıyabileceği yükün, eksantrisitenin üzerinde yer aldığı temel genişliğinin  $2e$  kadar azaltılması ile elde edilen azaltılmış temel genişliğindeki temelin merkezi yüklü olarak taşıyabileceği yüke eşit olduğunu ortaya atmıştır.



Şekil 7.39 Gabion dayanma duvarı taban basıncı (Uray 2014).

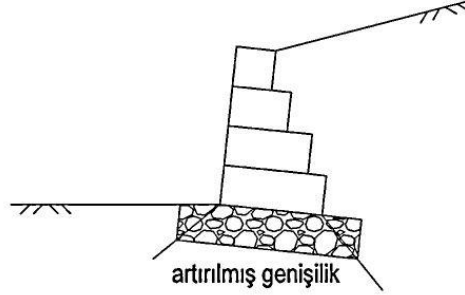
#### 7.5.4 Gabion Duvar Arkası Dolgu ve Gabion Duvar Temel Zemini

##### 7.5.4.1 Gabion Duvar Temel Zemini

Gabion istinat duvarının inşaa edileceği zemine ait incelemeler yapıldıktan sonra temel tasarımının nasıl olacağını anlaşılması taşıma gücü, duvar boyutları, drenaj durumu ve zemin oturma durumu gibi kriterlerin anlaşılmasına bağlıdır. Temel hazırlanması sırasında ilk olarak temeli taşıyacak sağlam zemine ulaşıncaya kadar üstteki zemin kazılır. Daha sonra var olan taşıma gücü kapasitesini daha da arttırmak için, oluşabilecek farklı oturmaları azaltmak ve ilave



drenaj sağlamak amacıyla 15-45 cm lik tabaka halinde granüler taşlı malzeme ile temel oluşturulur. Gabion istinat duvarının kendisinin oluşturduğu ağırlıktan dolayı oluşturduğu bu büyük yükü dağıtmak ve azaltmak amacıyla açılacak temel genişliği, duvarın ön ve arka zemin temas noktalarından 45° lik açı yapacak şekilde fazla olacak genişlikte hazırlanır.



Şekil 7.40 45° lik ile artırılmış genişliğe sahip gabion dayanma duvar temeli (Uray 2014).

#### 7.5.4.2 Gabion Duvar Arkası Dolgusu

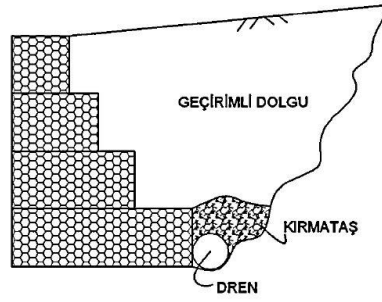
Gabion istinat duvarı arkasına doldurulan dolgu malzemesinin sıkılaştırılmasıyla zeminin kayma direnci artar, şişme ve büzülme gibi oluşabilecek tehlikeler kontrol altına alınır ve sıvılaşma problemi kontrol altına alınmış olur. Gabion istinat duvarının uzun ömürlü olabilmesi için kullanılacak olan dolgu malzemesinin %95 standart proktor değeri verecek şekilde yerleştirilip sıkıştırılmalıdır. Eğer bu değer sağlanmamış olursa ortaya çıkacak olan bu zayıf zemin yatay duvar hareketlerine, yapısal oturmaya ve yetersiz kesme dayanımına sebep olarak duvarın performansını azaltır. Gabion istinat duvarının kendi özelliği olan geçirimli yapıda olmasından dolayı dolgu malzemesi olarak geniş bir zemin yelpazesi kullanılmaktadır. Buda dolguda kullanılacak malzemenin çeşitliliğini artırmaktadır.

**Çizelge 7.2** Gabion dayanma duvar arkası dolgu malzeme özellikleri (Uray 2014).

Dolgu kullanımı için tavsiye	Zemin tanımı	Zemin sınıflandırması	İşsel sürtünme açısı
Çok iyi	Taş, çakıl, kum	1&2 GP, GW, GM, GC, SW, SP	30-36
İyi	Killi kum, siltli kum	3 SM, SC	28-32
Zayıf	Yumuşak kil, yumuşak silt	4 ML, CL, OL	25-30
Kötü	Katı kil	5 CL, CH	25-30
Açıklamalar	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Temiz kum, taş ve çakıl: GW, GP, SW, SP</li><li>2. Geçirimliliği sınırlanmış kumlu çakıl: GM, GM-GP, SM, SM-SP</li><li>3. Sert silt ve kil, siltli ince kum, kil, kum ve çakıl: CL, ML, OL, CH, MH, SM, SC, GC</li><li>4. Çok yumuşaktan yumuşak kil, siltli kil, organik silt ve kil: CL, ML, OL, CH, MH, OM</li><li>5. Yığın olarak depolanmış ve süzmeden korunmuş ortadan sert kil: CL, CH</li></ol>		

### 7.5.5 Gabion Duvar Drenaj

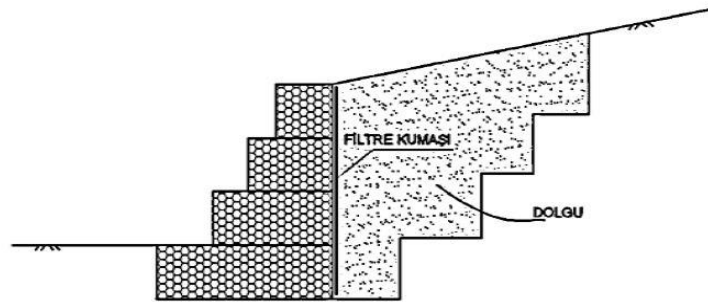
İstinat duvarlarında karşılaşılan en önemli sorulardan biri de suyun varlığıdır. Yüzey sularının istinat duvarı arkası dolgusunda birikmesiyle hidrostatik basınç oluşur. Bu durum hiçbir istinat duvarı için istenilen bir durum değildir. Ancak gabion istinat duvarları diğer istinat duvarları ile kıyaslandığında gabion istinat duvarının geçirimli ve kendinden drenajlı olması sayesinde gabion istinat duvarları kendiliğinden güvenliğe sahiptir. Bu durumdan dolayıdır ki gabion istinat duvarları diğer istinat duvarlarına göre suyun drene edilmesi konusunda daha etkilidir. Gabion istinat duvar arka dolgusunun taban kısmında iri taneli malzemenin kullanılması ve 30-40 cm çapında istinat duvarı boyunca gerekli eğimi sağlayacak drenaj borularının konulması gereklidir. Kullanılan drenaj borularının üstü en az 30 cm çakıl veya kırma taş tabakasıyla kapatılmamalıdır. İstinat duvarı boyunca drenaj borusunda 3-5 m aralıklarda 15 cm çapa sahip barbakanlar konulmalıdır.



Şekil 7.41. Gabion dayanma duvarında drenaj sistemi (Uray 2014).

### 7.5.5.1 Filtre Kumaşı

Gabion sepet içine yerleştirilen boşluklu yapıdaki zemin dolgu ile duvar arkasındaki zemine serbest drenaj olanağı sağlar. Filtre kumaş yerleştirme yapılmadan inşa edilen gabion istinat duvarında serbest drenajında etkisiyle zeminin sürüklenerek zeminin kaybı oluşmasına ve aynı zamanda da zemin yüksekliğinin azalmasına neden olur. Bu yüzden zemin kaybını engellemek amacıyla filtre kumaşı kullanılır. Filtre kumaşının duvar arkası ile dolgu zemin arasında kullanılması ince taneli zemin parçalarıyla filtre kumaşının tıkanması sebebiyle su çıkışı engellenmiş olur. Su çıkışı olmayan duvar arka dolgusunda hidrostatik basıncın artması istenmeyen bir durumdur. Bu yüzden, dolgu zeminin cinsine göre belirlenen filtre kumaşı şekil 7.42'deki gibi yerleştirilmelidir.



Şekil 7.42 Filtre kumaşının duvar arkası ile dolgu zemin arasında kullanılması durumu (Uray 2014).

### 7.5.6 Gabion İstinat Duvarı ve Özellikleri

#### 7.5.6.1 Gabion İstinat Duvarı Dolgu Özellikleri

Gabion istinat duvarının stabilite analizleri yapılırken gabion sepet içindeki dolgu malzemesinin ağırlığı da hesaba katılır. Bunun sebebi istinat duvarının ağırlığı dönme ve kayma

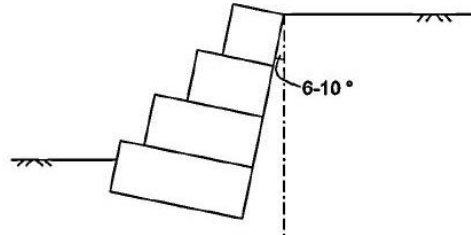
gibi stabilite analizlerinde kaymaya ve dönmeye karşı koyan kuvvet olarak çalışır. Bu yüzden gabion sepetlerin ağırlığının hesaba katılması duvarın stabilitesinin sağlanması açısından çok önemlidir. Gabion sepet içine yerleştirilecek dolgu malzemesinin eşit tane dağılımında, basınca karşı dirençli, hava şartlarına ve suya karşı dayanıklı olması gerekir.

**Çizelge 7.3** Gabion sepet dolgu malzeme yoğunluk değerleri (Uray 2014).

Dolgu Tipi	Yoğunluk
Bazalt	29 kN/m <sup>3</sup>
Granit	26 kN/m <sup>3</sup>
Sert Kireçtaşı	26 kN/m <sup>3</sup>
Kalkerli Çakıl taşı	25 kN/m <sup>3</sup>
Kumtaşı	23 kN/m <sup>3</sup>
Yumuşak Kireçtaşı	22 kN/m <sup>3</sup>
Stünger taşı	17 kN/m <sup>3</sup>

### 7.5.6.2 Gabion İstinat Duvarı Eğimi

Gabion istinat duvarının kayma stabilitesini artırmak için gabion istinat duvarını yanall genişlemesini engellediği duvara doğru 6-10° lik eğimle yapılır. Gabion istinat duvarının eğimli yapılması ile duvar kesit alanı artırılmış olur.



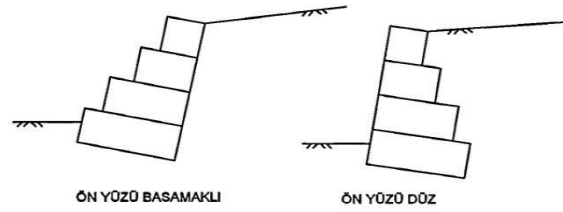
**Şekil 7.43** Gabion duvarın olması gereken eğim aralđı gösterimi (Uray 2014).

### 7.5.6.3 Gabion İstinat Duvarı Yüksekliği

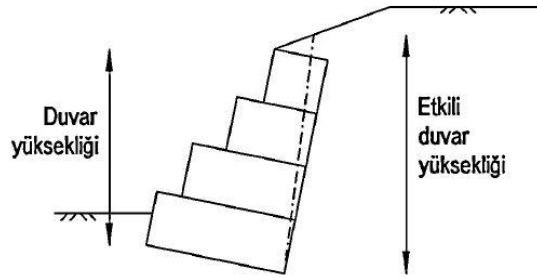
Gabion istinat duvarları inşaa edilecek alan ve zeminin durumu gibi kriterler göz önüne alındığında duvar ön yüzü düz veya basamaklı olacak şekilde olabilir. Gabion istinat duvarının inşaa edileceği alanın kısıtlı olması halinde duvar ön yüzü düz olarak yapılabilir. Bu şekilde yapılan duvar tasarımlarında duvar düşeyle 6-10° eğimle ve duvar yüksekliği 6 metre olacak şekilde yapılmalıdır ve gabion sepet tel örgü çapı 4-5 mm olmalıdır.

Düz yüzeyli olarak yapılmasına karar verilen gabion istinat duvarları genellikle daha büyük taban basıncı oluşturacağından dolayı temel genişliği normalden fazla olacak şekilde inşa edilmelidir.

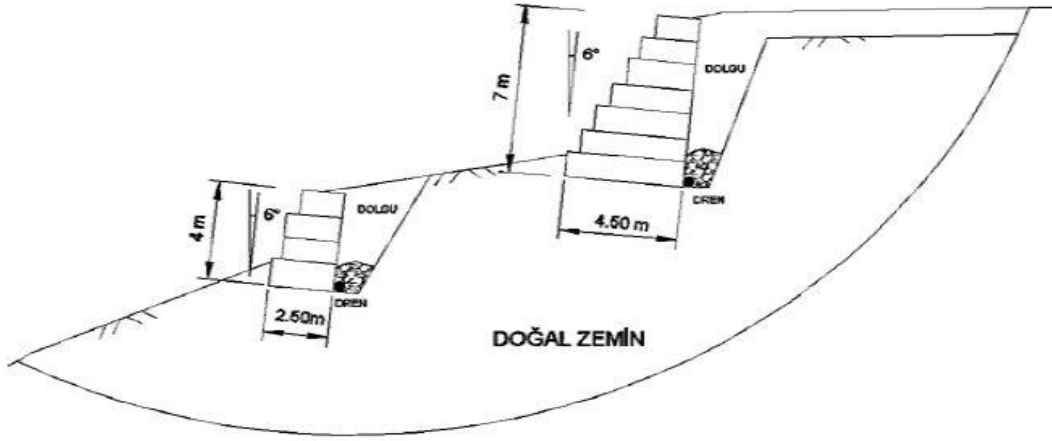
Gabion istinat duvarları 10 metre yüksekliğe kadar inşa edilebilirler. Duvar yüksekliği arttıkça duvarın stabilitesini sağlamak amacıyla duvar taban genişliği de artırılmalıdır. Gabion istinat duvarı tasarım aşamasında duvar taban genişliğinin duvar yüksekliğinin yarısıyla  $2/3$  ü arasında olması önerilir.



Şekil 7.44 Gabion dayanma duvarı tasarım şekilleri (Uray 2014).



Şekil 7.45 Gabion dayanma duvarının etkili yüksekliği (Uray 2014).



Şekil 7.46 Gabion dayanma duvar tasarım örneği (Uray 2014).

## 7.6 GEOGRİD DONATILI İSTİNAT DUVARI

### 7.6.1 Donatılı Zemin Kavramı

Donatılı zemin, zeminin mukavemetinin düşük olduğu bazı kritik bölgelerde mevcut halinin mukavemetini artırmak amacı ile destek amaçlı kullanılan malzemelerden oluşmuş bir zemindir. Zeminin mevcut mukavemeti, içerisinde çekmeye dayanıklı metal şeritler veya polimer hammaddelerden üretilmiş geosentetik adı verilen malzemeler yardımıyla artar.

Polimer hammaddelerden üretilen geosentetiklerin metal şerit donatılarına oranla daha yüksek derecede donatı - zemin sürtünme katsayısına sahip oldukları yapılan çeşitli laboratuvar deneyleri ile tescillenmiştir. Dolayısıyla zemin uygulamalarında geosentetikler şerit metal donatılara oranla daha fazla kullanılmaktadır.

### 7.6.2 Donatılı Elemanları

Donatılı zemin uygulamalarında kullanılan donatı elemanlarını başlıca iki gruba ayırabiliriz. Bunlar; polimer (geosentetik) ve metal (metal şerit donatı) elemanlardır.

### 7.6.2.1 Geosentetikler

Geosentetikler; sentetik malzemelerden üretildiklerinden ve daha çok zemin ile ilgili işlerde kullanılıyor olmasından dolayı bu adı almaktadır. Başlıca geosentetik türleri aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Geotekstilller
- Geogridler
- Geomembranlar
- Geokompozitler
- Geonetler.

#### 7.6.2.1.1 Geogridler

Geogrid, jeoteknik mühendisliği alanında kullanılan ve yüzeyi gözenekli olan sentetik malzemelere verilen addır. Geogridler farklı yöntemlerle üretilirler. Geogridlerin hammaddesi polipropilen ve yüksek yoğunluklu polietilendir.

Geogridler, geotekstillerin kullanıldığı alanların tamamında kullanılabilir. Buna göre geogridlerin başlıca kullanım alanları şunlardır:

- Donatılı şevler
- Donatılı zemin istinat yapıları
- Toprak dolgu barajlar
- Karayolu, demiryolu ve havaalanı temelleri
- Kaplamasız yollar
- Donatılı dolgular ve yol dolguları
- Toprak kayması kontrolü
- Drenaj uygulamaları



**Şekil 7.47** Çalışma alanındaki serilmiş geogrid örneği.

### **7.6.3 Donatılı Zemin Uygulamaları**

Donatılı zemin uygulamaları çoğunlukla kolay, hızlı, ekonomik çözümler üretilmesine imkan sağlamaktadır. Bununla beraber zaman içerisinde bu yöntemle inşa edilen yapıların sergilediği başarılı performans bu yönetime duyulan güveni artırmıştır. Bu özelliklerin yanı sıra farklı donatı malzemelerinin üretilmesi ve yeni tekniklerin geliştirilmesi donatılı zeminlerin uygulama alanlarının da genişlemesine neden olmuştur. Tüm bu etkenlere bakılacak olursa donatılı zemin uygulamalarının klasik inşaat yöntemlerine göre başlıca -üstünlükleri şöyle sıralanabilir:

- 1) Daha estetik yapıların inşasına imkân sunar
- 2) Esnek yapıda olmaları sebebiyle sıkışma potansiyeli yüksek yumuşak zeminler ve göçmeye karşı hassas zeminler ile şevler üzerine doğrudan inşaat yapma olanağı sağlar.
- 3) Meydana gelen kompozit yapının statik ve dinamik yüklere karşı dayanımı donatısız zemine göre daha yüksektir.
- 4) Donatı malzemesinin yerleştirilmesinin kolay olması nedeniyle inşaat kolaylığı sağlar.
- 5) Malzeme ve zamandan tasarruf sağlayarak daha ekonomik yapıların yapılmasına olanak sağlar.



### 7.6.3.1 Donatılı Zemin İstinat Yapıları

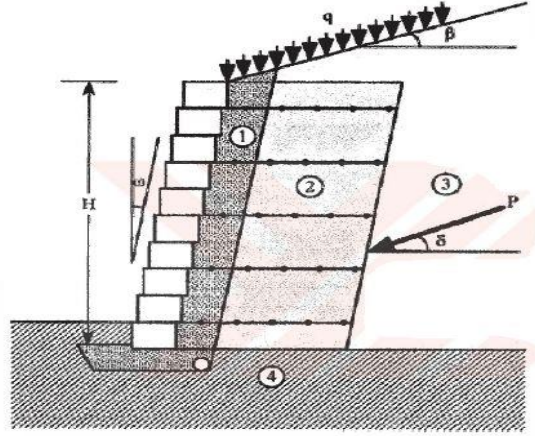
1960 yıllarında Fransız mühendis ve mimar Henri Vidal'ın geliştirdiği donatılı zemin fikri istinat yapıları uygulamalarında bir devrim yaratmış ve bu alanda mevcut uygulama tekniklerinden çok farklı bir yöntemin gelişmesini sağlamıştır.

Henri Vidal'ın gerçekleştirdiği ilk donatılı zemin istinat duvarı uygulamasında donatı malzemesi olarak metal şeritler kullanılmıştır. Bu uygulamada duvar yüzeyine yerleştirilen kaplama panelleri arkada seçilmiş granüler dolgu içerisine yerleştirilen metal çubuklara tutturulmuştur. Bu şekilde zemin ile metal şeritler arasında oluşan sürtünme kuvvetiyle yanal toprak itkilerine karşı koymak hedeflenmiştir.



Şekil 7.48 Çalışma alanındaki inşası süren geogrid donatılı istinat duvarı.

Teknolojinin hızla gelişmesiyle başlangıçtaki metal şeritlerin yerini günümüzde de oldukça yaygın kullanım alanı olan ve de kullanılan geotekstiller ve geogridler almıştır. Geosentetikler metal çubuklara göre zeminle daha uyumlu olmalarından dolayı ve çekme gerilmelerinin daha az deformasyona ihtiyaç olması nedeniyle zeminde donatı malzemesi olarak daha kullanışlıdır. Ayrıca uzun kullanım süreli performans açısından değerlendirildiğinde metal çubukların korozyon problemi varken, geosentetikler için böyle bir sorun bulunmamaktadır.



**Şekil 7.49** Geosentetik donatılı zemin istinat duvarını oluşturan elemanlar (Çakır 2005).

1- Drenaj Zemini

2- Donatılı Zemin

3- Arka Zemin

4- Temel Zemini

q: Sürşarj yükü

$\beta$ : Eğimli arka yüzey açısı

H: Duvar yüksekliği

P: Aktif toprak basıncı kuvveti

$\delta$ : Sürtünme açısı

$\omega$ : Duvar ön yüz açısı

Donatılı zemin istinat duvarının inşaatı için gerekli olan iki temel malzeme vardır.

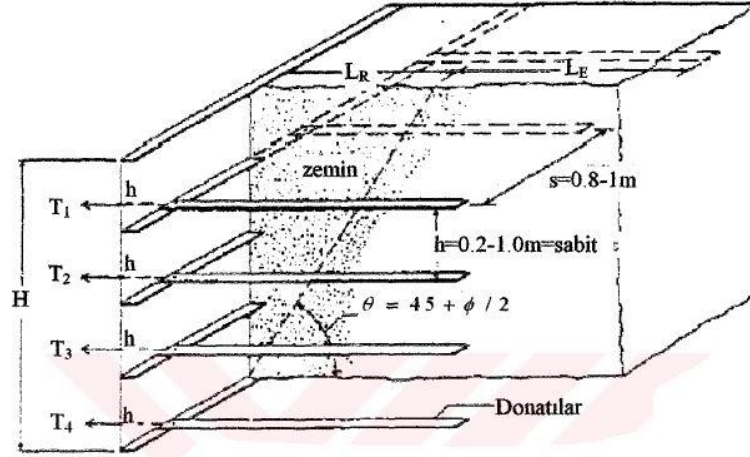
Bunlar:

Zemin veya dolgu ile donatı malzemesidir.

### 7.6.3.1.1 Donatılı Zemin İstinat Yapılarında Dolgu

Zemin veya dolgu malzemesinin seçimi, donatılı istinat duvarının teknik gereksinimlerine ve ekonomik etkenlere bağlıdır. Genellikle yerli veya atık uygun zemin tercih edilmektedir. Kullanılabilecek dolgu malzemelerine örnek olarak kırmataş, nehir kumu ve çakıl örnek olarak verilebilir. Kohezyonsuz dolguların diğer dolgu malzemelerine göre en önemli avantajları serbest drene olabilmeleri ve dona duyarlı olmalarıdır.

TS 7994'e göre granüler dolgunun ağırlıkça %10'unu geçmeyen ince malzeme içermesi ve kayma direnci açısının toplam kesme kutusunda gerilme analizine göre  $25^\circ$ , efektif gerilme analizine göre ise  $20^\circ$  'den büyük olması gerekmektedir. Kohezyonlu-sürtünmeli dolgu malzemesinde kil yüzdesinin %10'u, likit limitin 45'i ve plastisite indisinin 20'yi aşmaması ve her iki tip dolgu için 125mm maksimum dane çapı ve  $30^\circ$  'lik kayma direnci açısı öngörülmektedir. Dayanımı yüksek donatılarda Dmax, 250mm'ye yükseltilebilir.



Şekil 7.50 Donatılı zemin duvarlar için donatı ara mesafesinin tipik dizilimi (Çakır 2005).

### 7.6.3.1.2 Donatılı Zemin İstinat Yapılarında Donatı Malzemesi

Donatı elemanı olarak kullanılacak malzeme çeşitliliği oldukça fazladır. Seçilen donatı malzemesi aşağıdaki şu özellikleri sağlamalıdır;

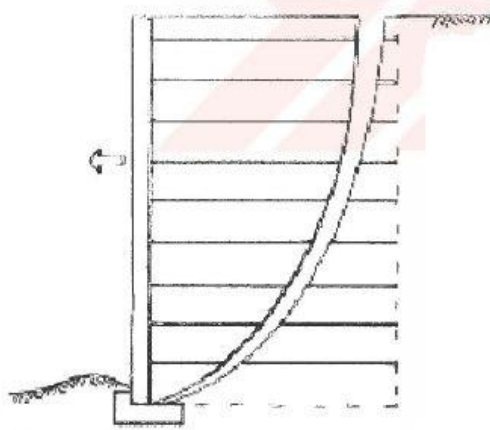
1. Çekmeye karşı yüksek dayanım özelliğine sahip olmalıdır.
2. Arka dolgu malzemesi ile beraber yüksek sürtünme katsayısı sağlamalıdır.
3. Hareketli yükler altında duraylılığını koruyarak fazla şekil değiştirmemelidir.
4. Kolay bir inşa sağlamalıdır.
5. Yeteri kadar esnek olmalıdır.
6. Ekonomik olmalıdır.

Donatı malzemelerinin tasarımında ara mesafeler çok önemli bir yer tutmaktadır. Geosentetik malzemeler için düşey mesafe oldukça önemlidir. Bu malzemeler için uygun düşey ara mesafe, Sv belirlenmelidir. Bu değer geosentetik donatılı istinat duvarının tasarımında oldukça etkilidir. Düşey ara mesafe genelde 0,20-1,50 m arasında olmalıdır.

## 7.6.4 Geosentetik Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Stabilite Analizleri

### 7.6.4.1 İç Stabilite Analizleri

İç stabilite analizlerinin yapılma amacı kullanılan geosentetik donatının (geotekstil veya geogrid) kopması ve sıyrılması sonucu gelişecek olan göçmenin oluşmasını engellemektir. Bunun için duvar için gerekli donatı boyu, çekme dayanımı ve donatı aralıkları belirlenmeye çalışılır ve duvarın güvenli değerlerde inşasının tamamlanması amaçlanmaktadır. Geosentetik donatının kullanıldığı zeminlerde donatılara etkiyen çekme gerilmeleri genel olarak derinlere inildikçe artar ve derinliğin artmasına bağlı olarak donatının kopması alt kısımlarda daha kritik olur. Bu duruma ek olarak da geosentetik donatının üzerine etki eden düşey basınç kuvvetinin de derinlikle artmasından dolayı donatının sıyrılmasına sebep olur. Bu gelişen sıyrılmalar üst kısımlarda daha kritik olmaktadır.



**Şekil 7.51** İç stabilite analizlerinde göz önüne alınacak olası göçme mekanizması (Çakır 2005).

Geosentetik donatılı istinat duvarlarında genel amaç duvarın dışarıdan herhangi bir desteğe ihtiyaç duymadan kendi halinde stabil olarak kalabilmesidir. Ayrıca donatılı kesimin arkasında bulunan donatısız bölümden gelecek olan yanal toprak basınçlarını da güvenli bir şekilde karşılayabilmesi gerekmektedir. Bu nedenlerden dolayı iç stabilite analizlerinde ilk olarak duvara etki eden yanal toprak basınçlarının belirlenmesi gerekir. Buna göre yatay gerilme; (Çakır 2005)

$$\sigma_a = (\sigma_v \times K_a) - 2c\sqrt{K_a} \quad (7.15)$$

$\sigma_a$ : Yatay gerilme

$\sigma_v$ : Düşey gerilme

$K_a$ : Aktif toprak basıncı katsayısı

$c$ : Zeminin kohezyonudur

Aktif toprak basıncı katsayısının ve düşey gerilmenin değerleri ise aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır; (Çakır 2005)

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right) \quad (7.16)$$

$$\sigma_v = \gamma \times z \quad (7.17)$$

$\Phi$ : Zemin içsel sürtünme açısı

$\gamma$ : Zeminin birim hacim ağırlığı

$z$ : Geosentetik donatının zemin yüzeyine göre derinliğidir.

Geosentetik donatılı istinat duvarı üzerine sürşarj yükü ve hareketli yüklerin etki etmesi halinde bu yükler etkisinde oluşacak yanal kuvvetlerin de analizlerde göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Buna göre yatay basınçlar; (Çakır 2005).

Zemin veya dolgudan dolayı;

$$\sigma_{a(s)} = \gamma \times z \times K_a \quad (7.18)$$

Sürşarjdan dolayı;

$$\sigma_{a(q)} = q \times K_a \quad (7.19)$$

Hareketli yüklerden dolayı;

$\sigma_{a(l)}$

$\sigma_{a(s)}$ : Zemin veya dolgudan dolayı oluşan yanal basınç

$\sigma_{a(q)}$ : Sürşarjdan dolayı oluşan yanal basınç

$\sigma_a(l)$ : Hareketli yüklerden dolayı oluşan yanal basınç

q: Sürşarj yükü

Burada dolgudan ve sürşarjdan oluşan yatay basınçlar doğrudan hesaplanabilirken hareketli yüklerden dolayı oluşan yatay basınçlar şekil ve grafikler yardımıyla hesaplanmaktadır. Böylece toplam yatay basınç: (Çakır 2005).

$$\sigma_a = \sigma_{a(s)} + \sigma_{a(q)} + \sigma_{a(l)} \quad (7.20)$$

olmaktadır. Bu aşamadan sonra gerekli donatı düşey aralığı aşağıdaki formül ile hesaplanır. (Çakır 2005).

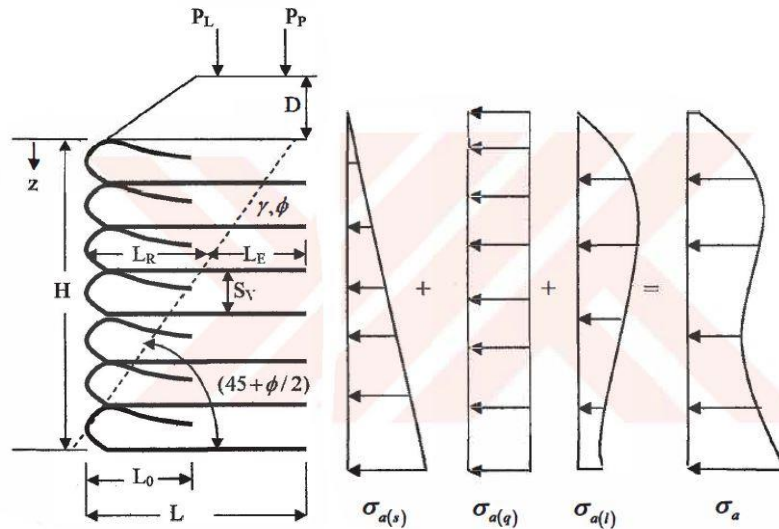
$$S_v = \frac{T_{müs}}{\sigma_a \times GSK} \quad (7.21)$$

$T_{müs}$ : Müsaade edilir çekme mukavemeti,

$\sigma_a$ : Toplam yatay gerilme

GSK: Kopmaya karşı güvenlik sayısıdır.

Kopmaya karşı güvenlik sayısı (GSK) 1,30-1,50 arasında bir değer olmalıdır.



Şekil 7.52 Geosentetik donatılı zemin istinat duvarına etkiyen gerilmeler (Çakır 2005).

Donatının müsaade edilir çekme mukavemeti aşağıdaki formülle hesaplanır; (Çakır 2005).

$$T_{müs} = \frac{T_{nih}}{GS_g} \quad (7.22)$$

$T_{nih}$ : Donatının nihai çekme kuvveti

$GS_g$ : Global güvemlik sayısı

$$GS_g = GS_i \times GS_c \times GS_{kl} \times GS_b \quad (7.23)$$

$GS_i$ : Uygulama sırasında hasar emniyet faktörü

$GS_c$ : Kullanım süresinde sünmeyi önlemek için emniyet faktörü

$GS_{kl}$ : Kimyasal etkilere karşı emniyet faktörü

$GS_b$ : Biyolojik etkilere karşı emniyet faktörüdür.

**Çizelge 7.4** Geogrid emniyet faktörleri (Çakır 2005).

Kullanım Alanı	$GS_i$	$GS_c$	$GS_{kl}$	$GS_b$
Kaplamasız yollar	1.1-1.6	1.5-2.5	1.0-1.5	1.0-1.2
Kaplamalı yollar	1.2-1.5	1.5-2.5	1.0-1.6	1.0-1.2
Dolgular	1.1-1.4	2.0-3.0	1.0-1.4	1.0-1.3
Şevler	1.1-1.4	2.0-3.0	1.0-1.4	1.0-1.3
İstinat duvarları	1.1-1.4	2.0-3.0	1.0-1.4	1.0-1.3
Taşıma gücü	1.2-1.5	2.0-3.0	1.0-1.6	1.0-1.3

**Çizelge 7.5** Geotekstil emniyet faktörleri (Çakır 2005).

Kullanım Alanı	$GS_i$	$GS_c$	$GS_{kl}$	$GS_b$
Kaplamasız yollar	1.1-2.0	1.5-2.5	1.0-1.5	1.0-1.2
Kaplama takviyesi	1.1-1.5	1.0-2.0	1.0-1.5	1.0-1.1
Dolgular	1.1-2.0	2.0-3.5	1.0-1.5	1.0-1.3
Şev stabilizasyonu	1.1-1.5	2.0-3.0	1.0-1.5	1.0-1.3
İstinat duvarları	1.1-2.0	2.0-4.0	1.0-1.5	1.0-1.3
Taşıma gücü	1.1-2.0	2.0-4.0	1.0-1.5	1.0-1.3
Demiryolları	1.5-3.0	1.0-1.5	1.5-2.0	1.0-1.2
Ayırma	1.1-2.5	1.5-2.5	1.0-1.5	1.0-1.2

Donatı düşey aralıkları hesaplandıktan sonra donatı malzemesinin uzunluğu aşağıdaki eşitlikler yardımıyla hesaplanmaktadır; (Çakır 2005).

$$\mathbf{L} = \mathbf{L}_R + \mathbf{L}_E$$

LR: kayma kaması içi boyu (Aktif bölge içerisindeki donatı boyu)

LE: Ankraj bölgesi içerisindeki donatı boyu (efektif boy)

$$\mathbf{L}_R = (H - z) \times \tan\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \quad (7.24)$$

$$\mathbf{L}_E = \frac{S_v \times \sigma_a \times GS_s}{2(c + (\gamma \times z \times \tan\delta))} \quad (7.25)$$

H: Geosentetik donatılı istinat duvarı yüksekliği

z: Zemin yüzeyine göre derinlik

GSs: Sıyrılmaya karşı güvenlik sayısı (Genellikle 1,3 – 1,5 arası bir değer alınır)

c: Zeminin kohezyonu ( granüler malzeme kullanıldığında c=0 alınır)

$\gamma$ : Zemin birim hacim ağırlığı

$\delta$ : Zemin ile donatı arasındaki sürtünme açısıdır (Bilinmiyorsa  $\delta = 2/3\Phi$  olarak alınabilir)

Kıvrım boyu veya bindirme uzunluğu da; (Çakır 2005).

$$\mathbf{L}_O = \frac{S_v \times \sigma_a \times GS_s}{4(c + (\gamma \times z \times \tan\delta))} \quad (7.26)$$

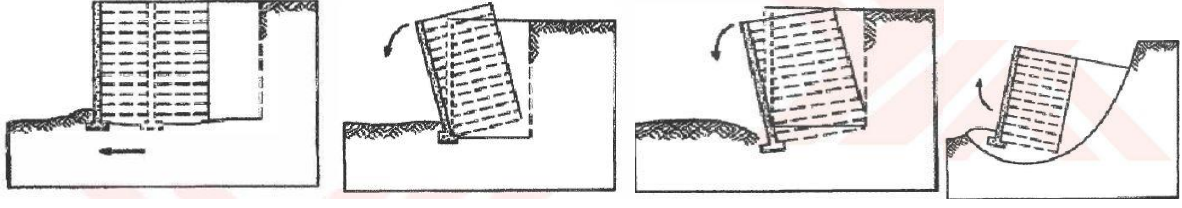
formülü ile hesaplanmaktadır ve minimum uzunluğu 1 m olarak alınmalıdır.

Yukarıdaki eşitlikler yardımı ile her tabaka için gerekli donatı boyları hesaplanmaktadır. Hesaplar sonucu her tabaka için farklı donatı boyları bulunmakla birlikte uygulamada genellikle her tabaka için eşit boyda donatı kullanılmakta ve hesaplanan en uzun donatı boyu seçilerek tasarım yapılmaktadır.

#### 7.6.4.2 Dış Stabilite Analizleri

Geogrid donatılı istinat duvarının dış stabilite analizleri diğer istinat duvarlarının stabilite analizleri ile aynıdır. Kayma, devrilme, taşıma Gücü ve toptan göçme analizleri bu duvar tipinde rahatlıkla uygulanabilir.





Şekil 7.53 Sırasıyla kayma, devrilme, taşıma gücü ve toptan göçme şemasının gösterimi (Çakır 2005).

## 7.6.5 Donatılı İstinat Duvarlarının Üstünlükleri, Eksikleri ve Maliyet Durumu

### 7.6.5.1 Donatılı İstinat Duvarlarının Üstünlükleri

- ❖ Geosentetik donatılı istinat duvarları oldukça emniyetli yapılardır. Bu duvarlar gerek statik gerekse de deprem yükleri altında oldukça başarılıdır. Zayıf temel zemin özelliği gösteren yerlerde temele daha az yük aktarması ve dönmeye karşı büyük dirençleri olması sebebi ile büyük emniyet sağlamaktadır.
- ❖ Yapımı oldukça kolaydır. Dolayısıyla inşası oldukça hızlı ilerler. Bu da ekonomik kazanç sağlanmaktadır.
- ❖ Basit ve hızlı inşaat yöntemi olduğundan dolayı pahalı inşaat ekipmanları ve özel yetenekli işçi gerektirmez.
- ❖ Belirli bir yükseklikten sonra betonarme istinat duvarlarının yapımı imkânsız olmasına karşılık donatılı istinat duvarları için belirli bir üst sınır yoktur. 25 m'yi aşan yüksekliklerde bile gerekli donatı ve boyutlandırması sağlandığında inşası mümkündür.
- ❖ Donatılı istinat duvarlarında kullanılacak dolgu malzemesi oldukça geniş aralıktaki bir zemin türünü kapsar. Lokal olarak temin edilebilen, herhangi bir yol dolgusunda kullanılabilen özellikte olan dolgu malzemesi bile dolgu olarak kullanılabilir. Bundan dolayı da hem nakliyesi hızlı ve ekonomik olur hem de zamandan tasarruf edilir.
- ❖ Estetik açıdan oldukça başarılıdır. Bu duvarlar çok değişik geometrik şekillere uydurulabilmektedir.
- ❖ Donatılı istinat duvarları deformasyonlara dayanımlı oldukları için rijit temel desteğine ihtiyaç yoktur.
- ❖ Alternatiflere göre daha az ön saha hazırlıkları gerektirir ve inşaat işlemleri için yapının önünde daha az çalışma alanına ihtiyaç duyulur.

### 7.6.5.2 Donatılı İstinat Duvarlarının Eksi Yanları

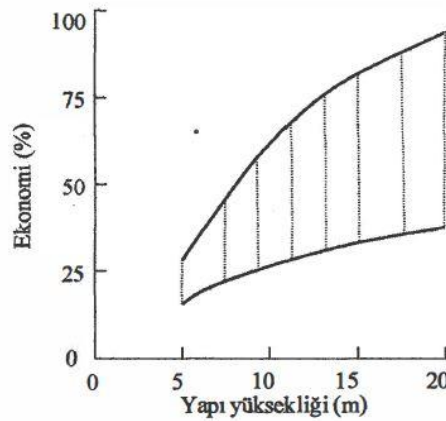
- ❖ Geosentetik donatılı istinat duvarının iç ve dış stabilitesini sağlayıp gerekli duvar genişliği elde etmek için duvar arkasında geniş alan gerektirir.
- ❖ Bu tip duvarlarda granüler dolgu malzemesi kullanılır. Dolayısıyla Granüler dolgunun az olduğu yerlerde uygun dolgu malzemesi elde etmek ekonomik açıdan zarar oluşturabilir.
- ❖ Geosentetikler ultraviyole ışınlarından etkilenip bozulmaya elverişli olduklarından uygun proje kriteri gerekmektedir.

### 7.6.5.3 Donatılı İstinat Duvarlarının Maliyeti

Donatılı istinat duvarlarının maliyeti;

- ❖ Arazi çalışması
- ❖ Yarma dolgu ihtiyaçları
- ❖ Duvar tipi
- ❖ Arazi zemin tipi
- ❖ Uygun arka dolgu malzemeleri

gibi faktörlere bağlıdır. Donatılı istinat duvarlar üzerinde yapılan çalışmalar, özellikle 5m'den yüksek duvarlarda %20-65 oranında tasarruf sağladığını ortaya koymaktadır. Donatılı istinat duvarlar derin temellere de ihtiyaç duymadığı için önemli tasarruflar elde edilmektedir. Çünkü donatılı istinat duvarları oturmaları adsorbe ederler. Diğer yandan inşaat kolaylığı ve hızı da ekonomik faydalara dahildir.



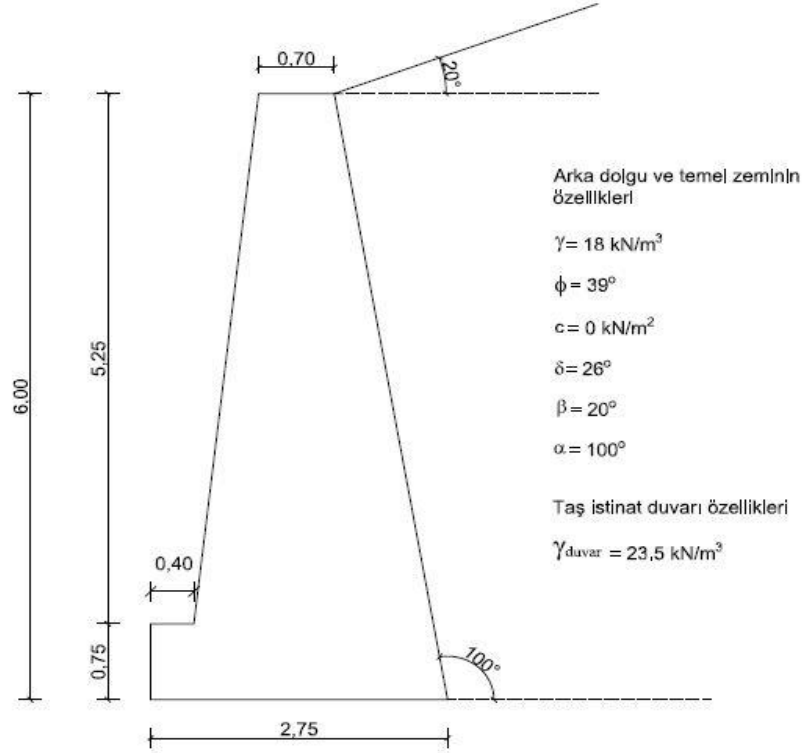
Şekil 7.54 Yapı yüksekliği-ekonomi ilişkisi (Çakır 2005).

## BÖLÜM 8

### İSTİNAT DUVALARI SAYISAL UYGULAMA ÖRNEKLERİ

#### 8.1 TAŞ İSTİNAT DUVARI SAYISAL UYGULAMA ÖRNEĞİ

Bu bölümde belirli yükler etkisi altında, belirli bir yüksekliğe sahip, belirli temel zemini özelliklerine sahip bir taş istinat duvarı tasarımı yapılacak ve bu tasarıma bağlı belirli.



Şekil 8.1 Analizi yapılacak taş istinat duvarının özellikleri ve boyutları.

$\gamma$ : Zemin birim hacim ağırlığı =  $18 \text{ kN/m}^3$

$\alpha$ : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı =  $100^\circ$

$\Phi$ : Zeminin içsel sürtünme açısı =  $39^\circ$

$\delta$ : Duvar arka yüzeyi ile zemin arasındaki sürtünme açısı =  $26^\circ$

$c$ : Kohezyon = 0

$\beta$ : Duvar arkasındaki dolgunun yatayla yapmış olduğu açı =  $20^\circ$

$\gamma_{\text{duvar}}$ : Taş istinat duvar birim hacim ağırlığı =  $23,5 \text{ kN/m}^3$

H: Duvar yüksekliği = 6 m

B: Duvarın taban genişliği = 2,75m

D: Temel derinliği = 0,75 m

Aktif yanal toprak basıncı katsayısını Coulomb yöntemi ile bulacak olursak;

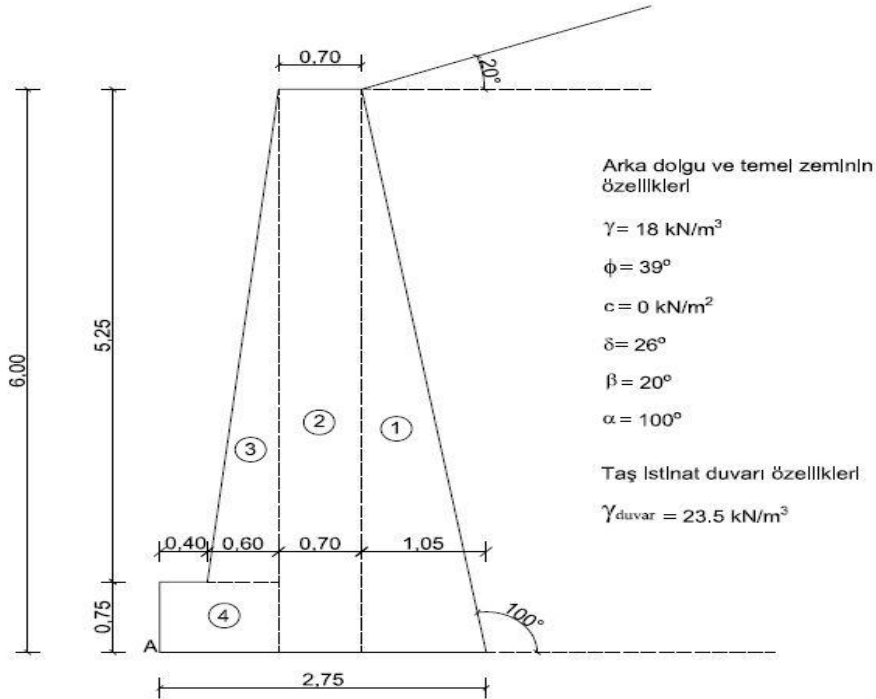
$$K_a = \left[ \frac{\sin(\alpha - \Phi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) + \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}\right)}} \right]^2$$

$$K_a = \left[ \frac{\sin(100 - 39) / \sin 100}{\sqrt{\sin(100 + 26) + \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(39 + 26) \times \sin(39 - 20)}{\sin(100 - 20)}}\right)}} \right]^2$$

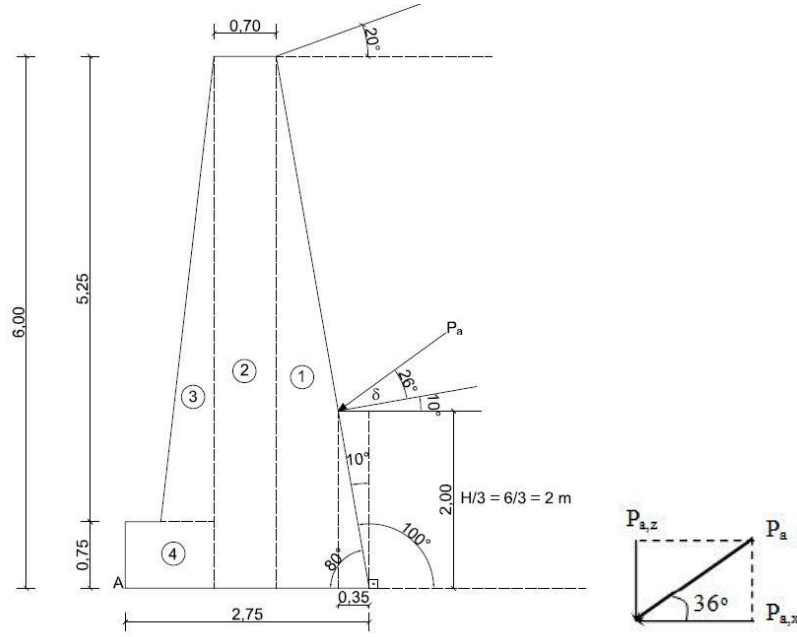
$$K_a = 0.377$$

olarak bulunur. Daha sonra pasif yanal toprak basıncını bulacak olursak;

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a \quad P_a = \frac{1}{2} \times 18 \times (6)^2 \times 0.377 = 122.15 \text{ kN/m}$$



Şekil 8.2 Analizi yapılacak taş istinat duvarın boyutlandırılması.



**Şekil 8.3** Analizi yapılacak taş istinat duvarına etki eden yükün gösterimi.

Buradan  $P_a$  kuvvetinin bileşmelerinin değerlerini bulacak olursak;

$$P_{a,x} = P_a \times \cos 36 = 122.15 \times \cos 36 = 98.82 \text{ kN/m}$$

$$P_{a,z} = P_a \times \sin 36 = 122.15 \times \sin 36 = 71.80 \text{ kN/m}$$

olarak bulunur. Daha sonra A noktasına göre moment alınarak taş istinat duvarına etki eden kuvvetlerin değerleri bulunur. Aşağıdaki tabloda taş istinat duvarına etki eden kuvvetlerin oluşturduğu toplam moment değerleri gösterilecektir.

$$P_1 = B_1 \times H_1 \times \gamma_{\text{duvar}} = 1.05 \times (6.00/2) \times 23.5 = 74.03 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = B_2 \times H_2 \times \gamma_{\text{duvar}} = 0.70 \times 6.00 \times 23.5 = 98.70 \text{ kN/m}$$

$$P_3 = B_3 \times H_3 \times \gamma_{\text{duvar}} = 0.60 \times (5.25/2) \times 23.5 = 37.01 \text{ kN/m}$$

$$P_4 = B_4 \times H_4 \times \gamma_{\text{duvar}} = 1.00 \times 0.75 \times 23.5 = 17.63 \text{ kN/m}$$

**Çizelge 8.1** Taş istinat duvarına etki eden kuvvetlerin oluşturduğu moment değerleri.

Kısım	Ağırlık (kN/m)	Moment Kolu (m)	Moment (kN/m)
$P_{a,x}$	98.82	2.00	$98.82 \times 2.00 = 197.60$
$P_{a,z}$	71.80	$2.75 - 0.35 = 2.40$	$71.80 \times 2.40 = 172.30$
$P_1$	$1.05 \times (6.00/2) \times 23.5 = 74.03$	2.05	$74.03 \times 2.05 = 151.76$
$P_2$	$0.70 \times 6.00 \times 23.5 = 98.70$	1.35	$98.70 \times 1.68 = 133.24$
$P_3$	$0.60 \times (5.25/2) \times 23.5 = 37.01$	0.80	$37.01 \times 0.80 = 29.60$
$P_4$	$1.00 \times 0.75 \times 23.5 = 17.63$	0.50	$17.63 \times 0.50 = 8.82$

Buradan da bileşkelerine ayrılan kuvvetin toplam bileşke değerlerini bulacak olursak;

$$\mathbf{R}_x = \mathbf{P}_{a,x} = 98.82 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{R}_z = 71.80 + 74.03 + 98.70 + 37.01 + 17.63 = 299.17 \text{ kN/m}$$

olarak bulunur. Bu değerlerin bulunmasının ardından taş istinat duvarının güvenlik denetimlerinin yapılması gereklidir. Gerekli hesaplamalar aşağıda gösterilecektir.

$$\text{Devirmeye çalışan toplam moment: } \sum \mathbf{M}_{A,D} = 197.60 \text{ kN/m}$$

$$\text{Koruyucu toplam moment: } \sum \mathbf{M}_{A,K} = 172.30 + 151.76 + 133.24 + 29.60 + 8.82 = 495.72 \text{ kN/m}$$

$$\text{Toplam moment: } \sum \mathbf{M}_A = \sum \mathbf{M}_{A,K} - \sum \mathbf{M}_{A,D} = 495.72 - 197.60 = 298.12 \text{ kN/m}$$

Devrilme Denetimi;

$$\mathbf{F}_D = \sum \mathbf{M}_{A,K} / \sum \mathbf{M}_{A,D} = 495.72 / 197.60 = 2.51$$

**2.51 > 1.50** olduğundan dolayı devrilme güvenliğine karşı istenilen şart sağlanmaktadır.

Dolayısıyla da tasarlanan taş istinat duvarı devrilmeye karşı güvenlidir.

Kayma Denetimi;

$$\mathbf{T}_f = \mathbf{R}_z \times \tan \delta = 299.17 \times \tan 26 = 145.91 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{F}_K = \mathbf{T}_f / \mathbf{R}_x = 145.91 / 98.82 = 1.48$$

**1.48 < 1.50** olduğundan dolayı kayma güvenliğine karşı istenilen şart sağlanmaktadır.

Dolayısıyla da tasarlanan taş istinat duvarı kaymaya karşı güvenlidir.

Temel basınç dağılımlarına bakacak olursak;

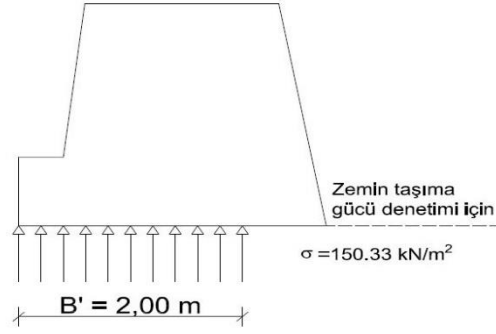
$$\bar{x} = \sum \mathbf{M}_A / \mathbf{R}_z = 298.12 / 299.17 = 1.00 \text{ m}$$

$$\mathbf{e} = (\mathbf{B} / 2) - \bar{x} = (2.75 / 2) - 1 = 0.38 \text{ m}$$

$\mathbf{e} < \mathbf{B} / 6$  şartının sağlanması gereklidir.  $0.38 < (2.75 / 6) = \mathbf{0.38 \text{ m} < 0.46 \text{ m}}$  olduğundan dolayı çekme yoktur.

$$\mathbf{B}' = \mathbf{B} - 2\mathbf{e} = 2.75 - (2 \times 0.38) = 1.99 \text{ m}$$

$$\sigma = \mathbf{R}_z / \mathbf{B}' = 299.17 / 1.99 = 150.33 \text{ kN/m}^2$$



**Şekil 8.4** Zemin taşıma gücü denetimi için bulunan değerlerin gösterimi.

Terzaghi taşıma gücü hesabı aşağıda gösterilmiştir.

$q_f = (c \times N_c \times s_c \times i_c) + (\gamma \times D_f \times N_q \times s_q \times i_q) + (\frac{1}{2} \times \gamma \times B' \times N_y \times s_y \times i_y)$  formülünden yararlanılır.

Ancak zemin kohezyonsuz olduğu için ilk kısım hesaplamalara dahil edilmez.

$$N_q = e \times \pi \times \tan \Phi \times \tan^2(45 + \Phi/2)$$

$$= e \times \pi \times \tan 39 \times \tan^2(45 + 39/2) = 55.96$$

$$N_y = 1.8 \times (N_q - 1) \times \cot \Phi$$

$$= 1.8 \times (55.96 - 1) \times \cot 39 = 80.11$$

$$\alpha = \tan^{-1}(98.82 / 299.17) \cong 18^\circ$$

$$i_y = (1 - \alpha / \Phi)^2 = (1 - 18 / 39)^2 = 0.29$$

$$i_q = (1 - \alpha / 90)^2 = (1 - 18 / 90)^2 = 0.64$$

$$B' = 1.99 \text{ m}$$

$$q_f = (\gamma \times D_f \times N_q \times s_q \times i_q) + (\frac{1}{2} \times \gamma \times B' \times N_y \times s_y \times i_y) \text{ (Şerit temel } s_y = s_q = 1)$$

$$= (18 \times 0.75 \times 55.96 \times 1 \times 0.64) + (\frac{1}{2} \times 18 \times 1.99 \times 80.11 \times 1 \times 0.29)$$

$$= 899.57 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{f,net} = 899.57 - (1 \times 18) = 881.57 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{d,net} = 150.33 - (1 \times 18) = 132.33 \text{ kN/m}^2$$

$$F = 881.57 / 132.33 = 6.67 \text{ olarak bulunur.}$$

## 8.2 BETONARME İSTİNAT DUVARI SAYISAL UYGULAMA ÖRNEĞİ

Bu bölümde belirli yükleme etkisi altında, belirli bir yüksekliğe sahip, belirli temel zemini özelliklerine sahip bir betonarme konsol istinat duvarı tasarımı yapılacak ve bu tasarıma bağlı

belirli analizler de yapılıp duvarın güvenli olup olmadığı da belirlenecektir. Tasarımı yapılacak olan betonarme konsol istinat duvarının ön bilgileri aşağıda verilmektedir.

Duvar yüksekliği =  $H = 7 \text{ m}$

Sürşarj yükü =  $q = 15 \text{ kN/m}^2$

Malzeme özellikleri: C25/S420;  $\gamma_{\text{betonarme}} = 24 \text{ kN/m}^3$

Dolgu zemini özellikleri;

Birim hacim ağırlığı =  $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$

İçsel sürtünme açısı =  $\Phi_1 = 32^\circ$

Kohezyon =  $c_1 = 0 \text{ kN/m}^2$

Temel zemini özellikleri;

Birim hacim ağırlığı =  $\gamma_2 = 17 \text{ kN/m}^3$

İçsel sürtünme açısı =  $\Phi_2 = 30^\circ$

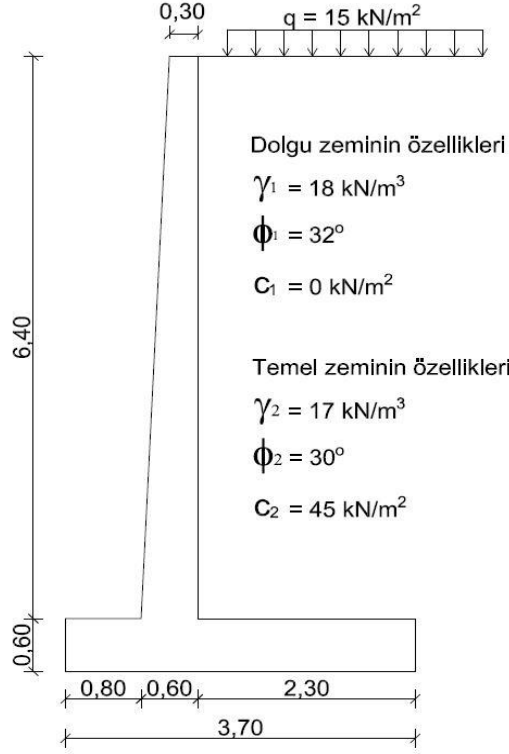
Kohezyon =  $c_2 = 45 \text{ kN/m}^2$

Zemin emniyet gerilmesi =  $\sigma_{\text{zemin}} = 350 \text{ kN/m}^2$

Hesaplamalarda pasif itki ihtimal edilecektir. Bu verilen değerleri bir enkesit üzerinde gösterecek olursak şu şekilde bir kesit karşımıza çıkacaktır;



İstinat duvarı boyutları m cinsindedir



Şekil 8.5 Betonarme konsol istinat duvarının enkesiti.

Tasarım boyutlandırması belirlenen betonarme konsol istinat duvarının gerekli hesaplamaları aşağıda yapılacaktır. Aktif toprak basıncı katsayısının, aktif toprak basınçlarının ve aktif kuvvetlerin eldesi şu şekildedir;

$$K_a = \tan^2 (45 - \Phi/2) = \tan^2 (45 - 32/2) = 0.307$$

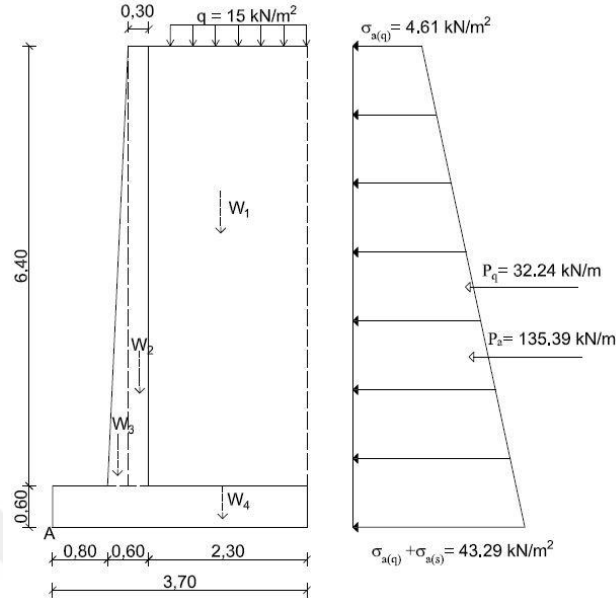
$$\sigma_{a(q)} = q \times K_a = 15 \times 0.307 = 4.61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{a(s)} = \gamma \times H \times K_a = 18 \times 7 \times 0.307 = 38.68 \text{ kN/m}^2$$

$$P_q = q \times H \times K_a = 15 \times 7 \times 0.307 = 32.24 \text{ kN/m}^2$$

$$P_s = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a = \frac{1}{2} \times 18 \times 7^2 \times 0.307 = 135.39 \text{ kN/m}^2$$

Bu değerler hesaplandıktan sonra bu değerleri en kesit üzerinde gösterecek olursak;



**Şekil 8.6** Betonarme konsol istinat duvarına etki eden aktif basınçlar ve aktif kuvvetler

Zemin ve betonarme konsol istinat duvarı ağırlıklarını belirlemek için moment alınıp değerler belirlenecektir.

$$W_1 = (6.40 \times 2.30 \times 18) + (15 \times 2.30) = 299.46 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = (6.40 \times 0.30 \times 24) = 46.08 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = (6.40 \times 0.30 \times 24 \times 1/2) = 23.04 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = (3.70 \times 0.60 \times 24) = 53.28 \text{ kN/m}$$

Bu değerlerin belirlenmesin ardından betonarme konsol istinat duvarının güvenlik analizinin yapılması gereklidir. İlk olarak kayma denetimi ile başlayacak olursak şu şekilde hesaplarız.

Kaymaya karşı direnç gösteren kuvvetlerin belirlenmesi şu şekilde olur;

Temel zemininde zemin ile duvar arasındaki içsel sürtünme açısı  $\delta = 2/3 \times \Phi$  olarak (TS 498'e göre beton yüzeyler pürüzlü kabul edildiğinden  $\delta = 2/3 \times \Phi$  olarak alınabilir.), temel zemini kohezyonlu olduğundan dolayı kohezyon değeri de  $c' = 0.67 \times c$  olarak hesaba katılacaktır.

Buna göre;

$\delta = 2/3 \times 30 = 20^\circ$  ve  $c' = 0.67 \times 45 = 30.15 \text{ kN/m}$  olarak hesaplanır. Bu değerlerin de belirlenmesiyle kaymaya karşı direnç gösteren kuvvetlerin toplamı;

$$T_f = ((W_1 + W_2 + W_3 + W_4) \times \tan\delta) + (c' \times B) = (421,86 \times \tan 20^\circ) + (30,15 \times 3,70)$$

$$= 264,795 \text{ kN/m}$$

Betonarme konsol istinat duvarını kaydırmaya çalışan kuvvetlere bakacak olursak;

$$\mathbf{T} = \mathbf{P}_a = P_s + P_q = 135.39 + 32.24 = 167.63 \text{ kN/m}$$

↺ Bu halde betonarme konsol istinat duvarının kaymaya karşı güvenlik sayısını bulacak olursak;

$$\mathbf{GS}_{\text{kayma}} = T_f / T = 264.795 / 167.63 = 1.57$$

= 1.57 > 1.50 olduğundan dolayı kayma güvenliğine karşı istenilen şart sağlanmaktadır.

Dolayısıyla da tasarlanan betonarme konsol istinat duvarı kaymaya karşı güvenlidir.

İkinci olarak betonarme konsol istinat duvarın devrilmeye karşı güvenlik denetimine bakacak olursak ilk olarak duvarı devirmeye çalışan momentlerin bulunup hesaplanmasıyla işleme başlanır.

Şekil 7.7.2 de ki A noktasına etki eden duvarı devirmeye çalışan momentler;

$$\mathbf{M}_O = (P_a \times \frac{H}{3}) + (P_q \times \frac{H}{2}) = (135.39 \times 2.33) + (32.24 \times 3.5) = 428.30 \text{ kN/m} \text{ olarak belirlenir.}$$

Devrilmeye karşı direnç gösteren momentleri bulacak olursak;

$$\mathbf{M}_R = (W_1 \times X_1) + (W_2 \times X_2) + (W_3 \times X_3) + (W_4 \times X_4)$$

$$= (299.46 \times 2.55) + (46.08 \times 1.25) + (23.04 \times 1.00) + (53.28 \times 1.85) = 942.831 \text{ kN/m}$$

olmaktadır. Devrilmeye karşı güvenlik sayısını hesaplayacak olursak;

$$\mathbf{GS}_{\text{devrilme}} = M_R / M_O = 942,831 / 428,30 = 2.20$$

2.20 > 2.00 olduğundan dolayı devrilme güvenliğine karşı istenilen şart sağlanmaktadır.

Dolayısıyla da tasarlanan betonarme konsol istinat duvarı devrilmeye karşı güvenlidir. Son

olarak da betonarme konsol istinat duvarının taşıma gücü açısından güvenliliği araştırılmalıdır.

Taşıma gücü denetiminde betonarme konsol istinat duvarına etki eden bütün kuvvetler donatılı

duvar tabanının orta noktasına taşınır. Buna göre istinat duvarı tabanının orta noktasına göre

toplam moment şu şekilde hesaplanır;

$$\sum \mathbf{M} = 32.24 \times 3.50 + 135.39 \times 2.33 - 299.46 \times 0.70 + 46.08 \times 0.15 + 23.04 \times 0.50$$

$$= 237.10 \text{ kN/m} \text{ olarak bulunur.}$$

Toplam düşey kuvvet ise;

$$\mathbf{R}_v = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 = 299.46 + 46.08 + 23.04 + 53.28 = 421.86 \text{ kN/m} \text{ olmaktadır.}$$

Bu durumda eksantrisiteyi bulacak olursak;

$$\mathbf{e} = \sum \mathbf{M} / R_v = 237.10 / 421.86 = 0.56$$

$0.56 < B/6$  m olmalıdır. Bu durumda  $0.56 < 3.70 / 6 = \underline{0.56 < 0.61}$  m şartını sağlamaktadır. Dolayısıyla eksantrisite çekirdek bölgesi içinde yer almaktadır ve bu durumda çekme gerilmesi oluşturmayacağı anlamına gelmektedir. Bu durumda duvar tabanında zeminden kopma veya ayrılma tehlikesi yoktur. Son olarak istinat duvarı tabanındaki maksimum ve minimum gerilmeler;

$$\sigma_{zemin,max} = \frac{R_v}{B \times L} + \frac{\sum M}{W}$$

$$\sigma_{zemin,min} = \frac{R_v}{B \times L} - \frac{\sum M}{W}$$

$$W = \frac{L \times B^2}{6} = \frac{1 \times 3.70^2}{6} = 2.280 \text{ m}^3$$

Buna göre;

$$\sigma_{zemin,max} = \frac{421.86}{3.70 \times 1} + \frac{237.10}{2.280} = \underline{124.14 \text{ kN/m}^2 < 350 \text{ kN/m}^2}$$

$$\sigma_{zemin,min} = \frac{421.86}{3.70 \times 1} - \frac{237.10}{2.280} = \underline{10.02 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2}$$

olduklarından zemin taşıma gücü açısından güvenlidir.

### 8.3 GEOGRİD DONATILI İSTİNAT DUVARI SAYISAL UYGULAMA ÖRNEĞİ

Bu bölümde belirli yükleme etkisi altında, belirli bir yüksekliğe sahip, belirli dolgu ve temel zemini özelliklerine sahip bir geogrid donatılı istinat duvarı tasarımı yapılacak olup aynı zamanda da belirli analizler yapılarak duvarın güvenli olup olmadığı belirlenecektir. Tasarımı yapılacak olan geogrid donatılı istinat duvarının ön bilgileri aşağıda verilmektedir.

Duvar yüksekliği =  $H = 7 \text{ m}$

Sürşarj yükü =  $q = 15 \text{ kN/m}^2$

Dolgu zemini özellikleri;

Birim hacim ağırlığı =  $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$

İçsel sürtünme açısı =  $\Phi_1 = 32^\circ$

Kohezyon =  $c_1 = 0 \text{ kN/m}^2$

Temel zemini özellikleri;

Birim hacim ağırlığı =  $\gamma_2 = 17 \text{ kN/m}^3$

$$\text{İçsel sürtünme açısı} = \Phi_2 = 30^0$$

$$\text{Kohezyon} = c_2 = 45 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Zemin emniyet gerilmesi} = \sigma_{\text{zemin}} = 350 \text{ kN/m}^2$$

Geogrid donatı özellikleri;

$$\text{Geogrid nihai enine çekme mukavemeti} = T_{\text{nih}} = 160 \text{ kN/m}$$

$$\text{Geogrid kaplama oranı} = C_T = 0.80$$

$$GS_i=1.20 \text{ (Hasar emniyet faktörü)}$$

$$GS_c=2.60 \text{ (Sünmeyi önlemek için emniyet faktörü)}$$

$$GS_{ki}=1.30 \text{ (Kimyasal etkilere karşı emniyet faktörü)}$$

$$GS_k=1.5 \text{ (Kopmaya karşı güvenlik sayısı)}$$

$$GS_s=1.5 \text{ (Sıyrılmaya karşı güvenlik sayısı)}$$

i) Donatının müsaade edilen çekme kuvvetinin bulunması şu şekilde hesaplanır

Global güvenlik sayısı (  $GS_g$  );

$$GS_g = GS_i \times GS_c \times GS_{ki}$$

$$GS_g = 1.20 \times 2.60 \times 1.30 = 4.056$$

$$T_{\text{mus}} = \frac{T_{\text{nih}}}{GS_g} = \frac{160}{4.056} = 39.45 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{tasarım}} = \frac{T_{\text{mus}}}{GS_k} = \frac{39.45}{1.5} = 26.3 \text{ kN/m}$$

ii) Yatay basınç kuvvetinin derinliğe bağlı gelişen fonksiyonu şu şekilde hesaplanır

$$K_a = \tan^2 (45 - \Phi/2) = \tan^2 (45 - 32 / 2) = 0.307$$

$$\begin{aligned} \sigma_{a(s)} + \sigma_{a(q)} &= (\gamma \times z \times K_a) + (q \times K_a) = (18 \times z \times 0.307) + (15 \times 0.307) = 5.526z + 4.61 \\ &= (5.526z + 4.61) \text{ elde edilen bu fonksiyon yatay basınç kuvvetinin derinliğe göre değişimini} \\ &\text{temsil edecek olup duvar yüksekliğine bağlı olarak değişkenlik gösterecektir.} \end{aligned}$$

iii) Donatı düşey aralıkları ise şu şekilde belirlenir;

$$S_v = \frac{T_{\text{tasarım}} \times C_r}{\sigma_a} = \frac{26.3 \times 0.80}{5.526z + 4.61} = \frac{21.04}{5.526z + 4.61}$$

$z = 7 \text{ m}$  için;

$$S_v = \frac{21.04}{(5.526 \times 7.0) + 4.61} = 0.49 \text{ m}$$

$z = 6 \text{ m}$  için;

$$S_v = \frac{21.04}{(5.526 \times 6.0) + 4.61} = 0.56 \text{ m}$$

$z = 5 \text{ m}$  için;

$$S_v = \frac{21.04}{(5.526 \times 5.0) + 4.61} = 0.65 \text{ m}$$

z = 4 m için;

$$S_v = \frac{21.04}{(5.526 \times 4.0) + 4.61} = 0.79 \text{ m}$$

z = 3 m için;

$$S_v = \frac{21.04}{(5.526 \times 3.0) + 4.61} = 0.99 \text{ m}$$

z = 2 m için;

$$S_v = \frac{21.04}{(5.526 \times 2.0) + 4.61} = 1.34 \text{ m}$$

z = 1 m için;

$$S_v = \frac{21.04}{(5.526 \times 1.0) + 4.61} = 2.08 \text{ m}$$

Hesaplanan bu düşey aralıklara göre geogrid donatılı istinat duvarında kullanılacak düşey aralıklar aşağıdaki çizelgede belirtilmiştir.

**Çizelge 8.2** Hesaplama ve tasarımda kullanılacak donatı düşey aralıkları.

z (m)	S <sub>v</sub> =	T <sub>tasarım</sub> x C <sub>r</sub>	(m)	S <sub>v,kullanılan</sub> (m)
		σ <sub>a</sub>		
1		2,08		0,9
2		1,34		0,9
3		0,99		0,9
4		0,79		0,7
5		0,65		0,7
6		0,56		0,55
7		0,49		0,55

Geogrid düşey aralıkları (S<sub>v</sub>) genellikle 30-70 cm arasında olmalıdır. Ancak yatay basınç kuvvetlerinin az olduğu yerlerde bu değerler aşılarak daha fazla aralıklar da bırakılabilir. Bu tasarımda da bu durum örnek olarak ele alındığı için tasarımın güvenli olması için 90 cm lik ek donatılar konulmuştur.

**iv) Donatı aralıklarının belirlenmesi işlemleri**

Kayma kaması içi boyu ;

$$L_R = ( H - z ) \times \tan( 45 - \Phi/2 )$$

$$L_R = (7 - z) \times \tan(45 - 32/2) = (7 - z) \times \tan 29 = (7 - z) \times 0.554$$

Ankraj bölgesindeki donatı boyu (efektif boy)

$$L_E = \frac{S_v \times \sigma_a \times G S_s}{2(c + (\gamma \times z \times \tan \delta))}$$

$$L_E = \frac{S_v \times (5.26z + 4.61) \times 1.5}{2(0 + (18 \times z \times \tan(\frac{2}{3} \times 32)))} = \frac{S_v \times (8.29z + 6.92)}{14.06z}$$

Bindirme uzunlukları

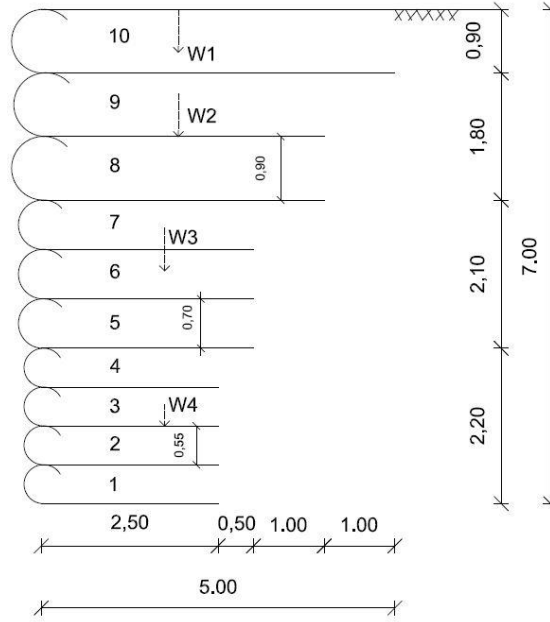
$$L_O = \frac{S_v \times (5.26z + 4.61) \times 1.5}{4(0 + (18 \times z \times \tan(\frac{2}{3} \times 32)))} = \frac{S_v \times (8.29z + 6.92)}{28.12z}$$

bağıntıları ile hesaplanmaktadır. Kayma kaması içi boyu  $L_R$  de belirlendikten sonra toplam donatı boyu  $L = L_R + L_E$  bağıntısıyla elde edilir. Böylece geogrid donatılı istinat duvarında kullanılacak toplam donatı boyu belirlenmiş olacaktır.

Hesaplanan bütün donatı boyları ve tasarımda dikkate alınacak donatı boyları aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

**Çizelge 8.3** Geogrid donatı boyları hesap tablosu.

Tabaka No	z (m)	$S_v$ (m)	$L_R$ (m)	$L_E$ (m)	min $L_E$ (m)	$L_0$ (m)	min $L_0$ (m)	L (m)	$L_{\text{tasarım}}$ (m)
1	7,00	0,55	0,00	0,36	1,00	0,18	1,00	1,00	2,50
2	6,45	0,55	0,30	0,37	1,00	0,19	1,00	1,30	2,50
3	5,90	0,55	0,61	0,37	1,00	0,19	1,00	1,61	2,50
4	5,35	0,55	0,91	0,37	1,00	0,19	1,00	1,91	2,50
5	4,80	0,70	1,22	0,48	1,00	0,24	1,00	2,22	3,00
6	4,10	0,70	1,61	0,50	1,00	0,25	1,00	2,61	3,00
7	3,40	0,70	2,00	0,51	1,00	0,26	1,00	3,00	3,00
8	2,70	0,90	2,38	0,69	1,00	0,35	1,00	3,38	4,00
9	1,80	0,90	2,88	0,78	1,00	0,39	1,00	3,88	4,00
10	0,90	0,90	3,38	1,02	1,02	0,51	1,00	4,40	5,00



Şekil 8.7 Geogrid donatı uzunlukları ve düşey aralıkları.

v) Dış stabilize analizinin yapılp hesaplanması işlemleri

İlk olarak kaymaya karşı direnç gösteren kuvvetleri belirlemek için duvarın zeminle birleştiği yere göre moment alınır;

$$W_1 = (18 \times 0,90 \times 5,00) + (15 \times 5,00) = 156 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = (18 \times 1,80 \times 4,00) = 129,6 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = (18 \times 2,10 \times 3,00) = 113,4 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = (18 \times 2,20 \times 2,50) = 99 \text{ kN/m}$$

$$R_v = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 = 498 \text{ kN/m}$$

Temel zemininde, zeminle geogrid donatı arasındaki sürtünme açısı bilinmediği için bu açı

$\delta = 2/3 \Phi$  alınacaktır. Temel zemini ise kohezyonlu olduğundan dolayı kohezyon değeri ise

$c' = 0,67c$  olarak alınacaktır. Bu değerlendirmelere göre bu değerleri bulacak olursak;

$$\delta = 2/3 \times 30 = 20^\circ$$

$$c' = 0,67 \times 45 = 30,15 \text{ kN/m}^2$$

olarak hesaplanmış olup değerleri bulunur. Bu değerlerin bulunmasıyla geogrid donatılı istinat duvarının kaymasına karşı direnç gösteren kuvvet ise şu şekilde hesaplanabilir;

$$T_f = (R_v \times \tan\delta) + (c' \times L_2) = (498 \times \tan 20) + (30,15 \times 2,5) = 256,3 \text{ kN/m}$$
 şeklinde hesaplanır.

Geogrid donatılı istinat duvarını kaydırmaya çalışan kuvvetleri inceleyecek olursak;

$$T = P_a + P_s + P_q = 135,39 + 32,24 = 167,63 \text{ kN/m}$$

Bu halde kaymaya karşı gelişen güvenlik sayısına ( $GS_{\text{kayma}}$ ) bakacak olursak;

$$GS_{\text{kayma}} = T_f / T = 256,63 / 167,63 = 1,53$$



Elde edilen kaymaya karşı güvenlik sayısı olan **1.53 > 1.50** olduğundan dolayı istenen şart sağlanmış olup geogrid donatılı istinat duvarı kaymaya karşı güvenli değer aralığındadır. Dolayısıyla kaymaya karşı güvenlidir.

İkinci olarak ise devrilmeye karşı güvenli olup olmadığı araştırılır. Bu denetime de ilk olarak devrilmeye karşı direnç gösteren momentlerinin bulunup hesaplanmasıyla başlanır.

$$M_R = W_i \times X_i = (156 \times 2.50) + (129.60 \times 2.00) + (113.4 \times 1.50) + (99 \times 1.25) = 943.05 \text{ kN/m}$$

Geogrid donatılı istinat duvarını devirmeye çalışan kuvvetler ise şöyle hesaplanır;

$$M_O = (P_s \times H/3) + (P_q \times H/2) = (135.39 \times 7/3) + (32.24 \times 7/2) \\ = (135.39 \times 2.33) + (32.24 \times 3.50) = 428.30 \text{ kN/m}$$

Olarak hesaplanır. Bu bulunan değerleri devrilmeye karşı güvenlik sayısı hesabında kullanılabilecektir;

$$GS_{\text{devrilme}} = M_R / M_O = 943.05/428.30 = 2.20$$

olarak hesaplanır. Elde edilen devrilmeye karşı güvenlik sayısı olan **2.20 > 2.00** olduğundan dolayı istenen şart sağlanmış olup geogrid donatılı istinat duvarı devrilmeye karşı güvenli değer aralığındadır. Dolayısıyla kaymaya karşı güvenlidir.

Üçüncü olarak ise taşıma gücü denetimi hesabı yapılması gerekmektedir. Taşıma gücü denetiminde geogrid donatılı istinat duvarına etki eden bütün kuvvetler donatılı duvar tabanının orta noktasına taşınır. Böylece geogrid donatılı istinat duvarına etki eden toplam düşey kuvvet şu şekilde bulunup hesaplanır;

$$R_v = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 = 498 \text{ kN/m}$$

Geogrid donatılı istinat duvarının tam ortasına göre moment alırsak;

$$\curvearrowright \sum M = 32.24 \times 3.50 + 135.39 \times 2.33 - 156 \times 1.25 - 129.6 \times 0.75 - 113.4 \times 0.25 \pm 99 \times 0 \\ = 107.75 \text{ kN/m}$$

Olarak bulunur. Zeminin taşıma gücünün tam olarak hesaplanabilmesi için zemin tabanında oluşacak eksantrisitenin de belirlenmesi gereklidir. Duvar tabanında ki eksantrisite şu şekilde hesaplanır;

$$e = \frac{\sum M}{R_v} = 107.75 / 498 = 0.216 \text{ m} < L_2 / 6 = 2.5 / 6 = 0.417 \text{ m}$$

olduğundan eksantrisite çekirdek bölgesinde kaldığı görülmektedir. Dolayısıyla da çekme gerilmeleri gelişmez. Buna bağlı olarak da istinat duvar tabanında zeminden kopma ve ayrılma olayları da gelişmez. Taşıma gücünün tam olarak hesaplanabilmesi için geogrid donatılı istinat duvarı tabanındaki maksimum ve minimum gerilmelerin de hesaplanması gereklidir.

$$\sigma_{\max} = \frac{R_v}{L_2} \times \left(1 + \frac{6e}{L_2}\right) = \frac{498}{2.5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.216}{2.5}\right) = 302.47 \text{ kN/m}^2 < 350 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R_v}{L_2} \times \left(1 - \frac{6e}{L_2}\right) = \frac{498}{2.5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.216}{2.5}\right) = 95.93 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2$$

olduğundan dolayı zeminin taşıma gücü açısından herhangi bir problemi yoktur. Dolayısıyla zemin taşıma gücü açısından güvenlidir.

## BÖLÜM 9

### SONUÇ VE ÖNERİLER

3 farklı tip istinat duvarının depremlili duruma göre ve deprensiz durumlarına göre boyutlandırılmaları yapılmıştır. Bu boyutlandırmalar inşa edilecek zemin koşullarına göre göre değişkenlik gösterdiği gözlenmiştir. İstinat duvarının arkasındaki zeminle yapmış olduğu  $\beta$  açısı arttıkça istinat duvarına etki edecek olan yanal toprak basıncı da artacaktır. Buna ek olarak istinat duvarıyla mevcut dolgu arasındaki sürtünme açısı da duvar arka ampatmanına etki edecek olan dolgudan kaynaklanan düşey kuvvetlerde de azalmaya veya artmaya neden olabilmektedir. İstinat duvarlarının tutacağı dolgu veya yarma yüksekliği çok önemlidir. Tutulması gereken dolgu ve yarma yüksekliği arttıkça inşa edilecek istinat duvarlarının kesitleri de artmakta, azaldıkça inşa edilecek istinat duvarlarının kesitleri de azalacaktır.

Taş istinat duvarları ile konsol istinat duvarları kıyaslandığında boyutlandırmanın duvarın arkasındaki dolguya bağlı olduğu gözlenmiştir. Duvar arkasındaki dolguya bağlı olarak inşa edilecek duvarın yüksekliği 7 metreye kadarsa bu bölgeye taş istinat duvarı inşa etmek mantıklı olacak iken eğer dolgu 7 metreden fazla bir duvara ihtiyaç duyuyorsa buraya da konsol istinat duvarı veya payandalı istinat duvarı inşa etmek mantıklı olacaktır. Zeminin koşullarına göre bu konsol istinat duvarının temeline pabuç da eklenebilir. Betonarme olarak inşa edilen betonarme konsol istinat duvarı ve payandalı betonarme istinat duvarlarında da temel genişliğinin çok fazla olduğu görülmektedir. Bu yapıların inşası fiziksel anlamda zordur. Betonarme olarak inşa edilecek istinat duvarlarında hem deprensiz hem de depremlili durumda en küçük temel genişliği aranıyorsa bu istinat duvarlarına konsol eklenebilir. Bu sayede negatif yönde moment oluşacağından dolayı temel genişliği de azalmış olacaktır. Aynı şekilde payandalı istinat tipinin de gelebilecek yanal yükleri arkasında bulunan payanda sayesinde perdelemesinden dolayı temel genişliği betonarme konsol istinat tipine göre daha küçük olacaktır.

Kıyı veya liman gibi suyun fazla olduğu bölgelerde zemin yükünü tutmak için ise palplanş istinat duvarının yapılması ise daha uygun olacaktır. Palplanş istinat duvarı için yeraltı su

seviyesinin kotu oldukça fazla önem arz etmektedir. Palplanş tipi istinat duvarında aktif tarafta yanal itkilerin meydana getirdiği momentin büyük olması ve buna karşı koyacak olarak sadece pasif toprak kuvvetinin oluşturduğu momentin bulunmasından dolayı gömülme derinlikleri fazla olur. Zeminin kaya gibi sert malzemeden oluşması gibi durumlarda palplanşın çakılması işleminde çeşitli zorluklara yaşanabilir. Depremlili duruma göre tasarlanacak bir palplanş istinat duvarının temel genişliği depremsiz duruma göre fazla olacaktır. Bunun nedeni ise depremsiz durumda istinat duvarına sadece yanal itkiler etki ederken depremlili durumda bu yanal itkilere ek olarak zemin, sürşarj ve suyun dinamik bileşenlerinin de eklemesiyle temel genişliğinin artmasına yol açacaktır.

Heyelanlı bölgelerde ise esnek ve geçirgen gabion istinat duvarları ideal çözüm olmaktadır. Ayrıca gabion istinat yapıları kaya tutucu bariyer duvar şeklinde de tasarlanabilmektedir. Gabion kullanımı sadece istinat yapıları ile sınırlı olmayıp dere yatağı ıslahı uygulamalarında da kullanılabilir. Özellikle gabion içinde kullanılacak taşın arazide bulunduğu durumlarda rakipsiz ekonomi sağlamaktadır. %30 boşluklu yapısı sayesinde istinat duvarları tasarımlarında herhangi barbakana ihtiyaç duymamakta, geri planda oluşan fazla su basıncını rahatlıkla tahliye edebilmektedir. Ayrıca dere ıslahı uygulamalarında esnek yapısı sayesinde, yatağın mevcut şekline uyarak uzun yıllar hizmet verebilmektedir.

Dolgu yüksekliğinin çok fazla olduğu (15m-20m) yerlerde ise geosentetik donatılı istinat duvar yapılması makuldür. Geosentetik donatılı istinat duvarlar stabilite katkısının yanında peysaj açısından da katkı sağlamaktadır. Doğanın yeşillendirilmesine ve de görünüm açısından da konsol istinat duvarlarına göre tercih edilebilirler. Geosentetik donatılı zemin istinat duvarlarının kullanımı, betonarme konsol istinat duvarlarına göre önemli miktarda ekonomi sağlamaktadır. Duvar yüksekliği arttıkça sağlanan ekonomi artmaktadır. Geosentetik donatılı zemin istinat duvarları, klasik tip istinat duvarlarının uygulanamadığı yüksekliklerde uygulanabilmektedir. Geosentetik donatılı zemin istinat duvarlarında donatı malzemesinin yerleştirilmesi kolay olduğundan inşaat açısından önemli miktarda zaman ve kolaylık sağlanmaktadır. Donatılı zemin istinat yapıları esnek olmaları nedeniyle sıkışma potansiyeli yüksek yumuşak zeminler ve göçmeye karşı hassas zeminler ile şevler üzerine doğrudan inşaat yapma olanağı sağlamaktadır.

İnceleme alanındaki bu 3 farklı tipteki istinat duvarlarını ekonomik yönden, kullanım ömrü ve jeolojik açıdan değerlendirecektir.

## Ekonomik Açıdan Değerlendirme:

**Çizelge 9.1** 1 m lik taş istinat duvarı için maliyet hesabını gösteren çizelge.

Poz No	Birim	Birim Fiyat (TL)	Değer	Taş İstinat Duvarı		
14.110	m <sup>3</sup>	29,73	1,00	Temel Kazılması	1,00 x 29,73	₺29,73
17.002/K	m <sup>3</sup>	98.98	1,00	Ocak taşı ile moloz taş inşaat	1,00 X 98,98	₺98,80
17.081/K	m <sup>3</sup>	41.43	4,00	Ocak taşı ile istifsiz taş dolgu	4,00 X 41,43	₺165,72
27.101/K	m <sup>2</sup>	4,83	1,00	Derz yapılması	1,00 X 4,83	₺4,83
16.100/K-1	m <sup>3</sup>	89,94	1,00	Temel Betonu	1,00 X 89,94	₺89,94
1 m için toplam maliyet (TL)						₺389,02

**Çizelge 9.2** 1 m lik geogrid donatılı istinat duvarı için maliyet hesabını gösteren çizelge.

Poz No	Birim	Birim Fiyat (TL)	Değer	Geogrid Donatılı İstinat Duvarı		
14.110	m <sup>3</sup>	29,73	1,00	Temel Kazılması	1,00 x 29,73	₺29,73
16.131/K-1	m <sup>3</sup>	155,65	2,00	Her türlü inşaatda her dozda demirli beton	2,00 X 155,65	₺311,30
3790	ton	1750,00	0,01	İnşaat bünyesine giren demir zati bedeli	0,01 X 1750	₺175,00
16.100/K-1	m <sup>3</sup>	89,94	1,20	Temel Betonu	1,20 X 89,94	₺107,93
1 m için toplam maliyet (TL)						₺623,96

**Çizelge 9.3** 1 m lik betonarme konsol istinat duvarı için maliyet hesabını gösteren çizelge.

Poz No	Birim	Birim Fiyat (TL)	Değer	Betonarme Konsol İstinat Duvarı		
4.232	m <sup>3</sup>	18,19	1,60	Kazı taşından konkasörle kırılmış ve elenmiş 100 mm (4") lik agreganın hazırlanması (herşey dahil)	1,60 x 18,19	₺29,10
15.140	m <sup>3</sup>	0,99	35,00	Makina ile serme	35,00 X 0,99	₺34,65
3.790	ton	1750,00	0,04	İnşaat bünyesine giren demir zati bedeli	0,04 X 1750	₺70,00
23.010	ton	1469,01	0,11	Hasır Çelik	0,11 X 1469,01	₺161,59
Geogrid Donatı	m <sup>2</sup>	20,63	20,00	Kullanılan Geogrid	55,00 X 20,63	₺412,60
Geo Teks-Özel-1	m <sup>2</sup>	1,10	27,50	Geotekstil keçe serilmesi	27,50 X 1,10	₺30,25
1 m için toplam maliyet (TL)						₺738,20

3 farklı tipteki istinat duvarlarının maliyetlerine bakacak olursak 1 m için en ekonomik taş istinat duvarları, maliyeti en yüksek ise betonarme konsol istinat duvarı olarak gözükmektedir. Ancak buradaki hesaplamalar 1 m olduğu için böyle bir durum söz konusudur. Duvar yüksekliği arttıkça buna bağlı olarak duvar kesitleri de artacaktır. Dolayısıyla bu da maliyetlerin değişmesine yol açacaktır. Duvar yüksekliğinin artmasıyla geogrid donatılı istinat duvarının maliyeti diğerlerine göre en ekonomik olacaktır. Çünkü duvar yüksekliğinin artmasına bağlı olarak geogrid donatılı istinat duvar tipinde kesitlerde fazla bir değişiklik olmazken diğer duvar tiplerinde kesitlerin ciddi şekilde artmasıyla maliyetler de buna bağlı olarak artacaktır. Duvar yükseldikçe en uygun maliyet geogrid donatılı istinat duvar tipinde olacaktır.

#### **Kullanım Açısından Değerlendirme;**

İncelemesi yapılan 3 istinat tipinde kullanım ömrü en uzun olan Geogrid donatılı istinat duvarıdır. Taş istinat duvarları ve betonarme konsol istinat duvarının ortalama kullanım ömürleri 25 – 30 yıl iken Geogrid donatılı istinat duvarının kullanım ömrü ortalama 100 – 120 yıldır. Bunun sebebi Geogrid donatılı istinat duvarının deformasyona uğrayacak çok az malzemesinin bulunmasından ve aynı zamanda yapının doğayla temasının çok az olmasından dolayıdır.

#### **Jeolojik Açısından Değerlendirme;**

İnceleme alanında geniş alanlara yayılmış bir volkanik yüzey kayacı olan andezit gözlenmiştir. Bu da Geogrid donatılı istinat duvarı için oldukça uygun bir dolgu malzemesini oluşturmaktadır. Diğer birim olarak da sedimanter(çökel) kayaç gurubundan olan marn kayacı gözlenmiştir. Marn olan bölgelere ise şevin durumuna ve duvar arkası dolguya göre taş istinat duvarı veya betonarme istinat duvarı inşa edilmiştir.

## KAYNAKLAR

American Association of State Highway and Transportation Officials (2002) Standard Specifications for Highway Bridges, (AASHTO) Sections 3 and 7.

**Bacak G ve Yılmaz S A** (2011) Karadeniz Ereğli (Zonguldak) Andezitlerinin Petrografik- Jeokimyasal Özellikleri ve Endüstriyel Kullanılabilirliği, Karaelmas Fen ve Mühendislik Dergisi, 1 (1): 25-28 s.

**Bishop A W** (1955) The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique 5(1): 11 s.

**Bozdağ Ö** (2001) İstinat Yapılarının Dinamik Analizi. Yüksek Lisans Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim Dalı, İzmir, 91 s

**Çakır T** (2005) Donatılı Zemin Dayanma Duvarlarının Projelendirilmesi. Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Trabzon, 50-86 s.

**Danacı H** (2009) Zemin Mekaniği Uygulamaları Semineri, Ankara.

**Keskin İ** (2016) Zemin Mekaniği-Yanal Zemin Basınçları. Karabük Üniversitesi, Karabük, 32 s.

**Donald P Coduto** (2006) *Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar*. 1.Baskı, Gazi Kitapevi, Ankara, 760 s.

**Düzgün M** (1989) İstinad Yapıları, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi Yayını, İzmir, 93 s.

**Emir A S** (2005) Donatılı zemin istinat duvarlarının statik ve dinamik yüklere göre tasarımı. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı, 251 s.

**Eurocode 8** (2011) Seismic Design of Buildings Worked Examples, JRC Scientific and Technical Reports, 10-11 Şubat 2011, Lisbon, Portekiz, 5-15 s.

**Genç D** (2011) *Zemin Mekaniği ve Temeller*, JMO Yayını No: 100, ISBN: 978-9944-89-555-2 TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayını, Ankara, 850 s.

**Gülden N** (2014) İstinat Duvarlarının Farklı Yükleme ve Koşullar Altında Analizi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği Programı, İstanbul, 161 s.

**Gündüz Z** (2014) Temeller. Ders Notu, Sakarya Üniversitesi, Sakarya, 211 s

## KAYNAKLAR (devam ediyor)

- Gürsoy Ş** (2000) Deprem Bölgelerindeki Betonarme İstinat Duvarlarının Analitik ve Sayısal Yöntemleri Kullanan Bilgisayar Yardımıyla Projelendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Trabzon, 130 s.
- Ketin İ** (1983) Türkiye Jeolojisine Genel Bir Bakış; İ.T.Ü Vakfı Yayını No: 32, İstanbul.
- Okay A I ve Tüysüz O** (2010) Campanian-Maastrichtian Pseudosabiania from Turkey: Descriptions and Taxonomic problems, Turkish Journal of Earth Sciences 19 (5): 643-669 s.
- Önal O** (2012) Dayanma (İstinat) Yapıları. İmo-Miek Geoteknik Kurs Programı, İzmir, 76 s.
- Sağlam R** (2009) Karayolu yapımında geotekstil uygulamaları. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Ulaştırma Mühendisliği Programı, 43-73 s.
- Saner S** (1980) Batı Pontidlerin ve Komşu Havzaların Oluşuklarının Levha Tektoniği Kavramıyla Açıklanması, MTA Dergisi 93/94, 21 s
- Sert S Özacak A ve Bol E** (2015) Palplanş Perdeleri. Ders Notu, Sakarya Üniversitesi, Sakarya, 45 s.
- Şekercioğlu E** (1993) Yapıların Planlamasında Mühendislik Jeolojisi, JMO yayını no:28.
- Tosun N** (2005) *Taş Yapılar ve Taş İstinat Duvarları*, 2. Baskı, Bursa, 64 s.
- Tunç A** (2002) Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları, Atlas Yayın Dağıtım, İstanbul.
- Ulusay R** (1989) Pratik Jeoteknik Bilgiler; Teknomad Yayınları, Ankara.
- Ulusay R** (2010) *Uygulamalı Jeoteknik Bilgiler*, 5.Baskı, ISBN: 978-605-01-0002-0 Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları No: 34, Ankara, 458 s.
- Uray E** (2014) Gabiyon tipi dayanma duvarlarında tasarım kriterlerinin araştırılması. Yüksek Lisans Tezi, T.C Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Konya, 65-86 s.
- Uzuner B A** (1998) *Temel Zemin Mekaniği*. 4.Baskı, Derya Kitapevi, Ankara, 383 s.
- Varnes D J** (1978) Landslides: Analysis and Control, TRB Special Report 176, 11-33 s.
- Yıldırım S** (2009) *Zemin İncelenmesi ve Temel Tasarımı*. 3.Baskı, Birsen Yayınevi, ISBN: 9755112936, İzmir-İstanbul, 472 s.



## **KAYNAKLAR (devam ediyor)**

**Yıldırım Z İ** (2004) İstinat Duvarlarının Tasarımında Deprem Etkilerinin İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul, 58-104 s

**Yıldız M C** (2015) İstinat Duvarına Etkiyen Dinamik Toprak Basınçları. Yüksek Lisans Tezi İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul, 231 s

**Yılmazoğlu A** (2017) Karayolu sanat yapısı olarak betonarme-çelik istinat yapılarının tasarımı. Yüksek Lisans Tezi, Manisa Celal Bayar Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ulaştırma Bilim Dalı, Manisa, 51-93 s





## BİBLİYOGRAFYA

- Coleman T E** (2015) Retaining walls in theory and practice. CreateSpace Independent Publishing Platform.
- Das B M** (2007) Principles of Foundation Engineering, Global engineering, Stamford, United States of America.
- Prashant A** (2004) Retaining Wall Design Foundation Analysis and Design. CE-632 Foundation Analysis and Design, 1-27 s.
- Epsiseli S E** (1996) İstinat Duvarlarının Bilgisayar Yardımı ile Projelendirilmesi. Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Adana, 123 s.
- Ergun U** (1994) Zemin İyileştirme Yöntemleri, Zemin ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara, 887- 917 s.
- Erol O** (2002) Zemin Etütleri ve Temel Mühendisliği Semineri, Ankara, 2.1-2.18 s.
- Hohoney J** (1994) Retaining wall design guide. United States Department of Agriculture Forest Service Engineering Staff, EM-7170-14 FHWA-FLP-94-006. Washington DC, 559 s.
- Ketin İ** (1994) Genel Jeoloji İTÜ Vakfı Yayınları No.22, 4. Baskı Maçka, İstanbul 563 s.
- Önalp A** (1992) İnşaat Mühendisleri Geoteknik Bilgisi. Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Trabzon, 730-778 s.
- Özener P** (2012) İstinat Yapılarına Sismik Yüklerin Hesabı. Ders Notu, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, 77 s.
- Techeng Y and Iseux J** (1972) Essais de butee en Vraie Granduer et Constraints Engendrees par une Surcharge Rectangulaire sur un Mur- Vertical. Proceedings, 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundaion Engineering, Madrid, İspanya, 207 s.
- TS 7994** (1990) Zemin Dayanma Yapılan; Sınıflandırma, Özellikleri ve Projelendirme Esasları, 1. Baskı, T.S.E., Ankara, 74 s.



## ÖZGEÇMİŞ

Burak ÇELEBİ 1991 yılında Zonguldak İli Ereğli İlçesinde doğdu. İlkokulu ve orta öğrenimini Cumhuriyet İlkokulunda tamamladı. Kdz. Ereğli Anadolu Lisesini 2008 yılında bitirdi. 2009 yılında Ankara Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümünü kazandı. 2014 yılında mezun olduktan sonra çalışma hayatına 2016 yılında Aslanlar İnşaat firmasında teknik ofis ve saha mühendisi olarak görev almaya başladı. 2018 yılında karayolu projesinin kesin hesabını yaparak projenin tamamlanmasında yardımcı oldu. ZBEÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalında yüksek lisans programını sürdürmektedir.

### **ADRES BİLGİLERİ**

Adres : Kavaklık Mah. Çayır Sok.

Kat:2 No: 96 / ZONGULDAK/EREĞLİ

Tel : (536) 7195504

E-posta : b.celebi91@gmail.com