

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KONYA ILGIN LİNYİT SAHASI
ŞEV STABİLİTE ANALİZİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Büşra ERTUĞRUL**

**Maden Mühendisliği Anabilim Dalı
Maden Mühendisliği Programı**

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Selamet ERÇELEBİ

ARALIK 2015

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KONYA ILGIN LİNYİT SAHASI
ŞEV STABİLİTE ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Büşra ERTUĞRUL
(505121002)**

Maden Mühendisliği Anabilim Dalı

Maden Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Selamet ERÇELEBİ

ARALIK 2015

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 505121002 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Büşra ERTUĞRUL, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “Konya Ilgın Linyit Sahası Şev Stabilite Analizi” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Selamet ERÇELEBİ**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Doç. Dr. Cüneyt Atilla Öztürk**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Ümit Özer
İstanbul Üniversitesi

Teslim Tarihi : 27 Kasım 2015
Savunma Tarihi : 23 Aralık 2015

Anneme,

ÖNSÖZ

Bu çalışma, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Maden Mühendisliği Ana Bilim Dalı Maden Mühendisliği Programı için Yüksek Lisans Tezi olarak hazırlanmıştır.

Bu tez çalışması sırasında ve öncesinde, bilgi ve tecrübelerinden yararlandığım danışman hocam Sayın Prof. Dr. Selamet ERÇELEBİ'ye çok teşekkür ederim. Ayrıca her konuda destek olan, yol göstericiliği ile bu çalışmada katkıda bulunan Sayın Arş. Gör. Murat Özkan'a ve Mohammad Lashgari'ye teşekkürü bir borç bilirim.

Başta Bilgisayar Laboratuvarı olmak üzere bölüm olanaklarından yararlanma imkanı veren Bölüm Başkanı Prof. Dr. Orhan Kural'a teşekkür ederim.

Bu çalışma sırasında bana her türlü kolaylığı sağlayan Ergen Madencilik yetkililerine ve özellikle Tesis Müdürü Fehmi Koçak'a çok teşekkür ederim.

Bu tez çalışması sırasında ve öncesinde, her konuda yardımlarını aldığım Doç. Dr. Hakan Tunçdemir ve Doç. Dr. Atilla Öztürk'e teşekkür ederim.

Yüksek lisans eğitimim boyunca maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen arkadaşlarım Ezgi Toka, Enver Ferah ve Cemalettin Erdoğan'a teşekkürü borç bilirim.

Phase ve Plaxis programları konusunda destek olan Bülent Koçak, Serdar Tiryaki, Furkan Atalay ve Zeynep Sertabipoğlu'na çok teşekkür ederim.

Son olarak her zaman bana en büyük maddi ve manevi desteği vererek hiçbir yardımı esirgemeyen annem, ananem ve ağabeyime teşekkürü borç bilirim.

Kasım 2015

Büşra ERTUĞRUL
(Maden Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
SEMBOLLER	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
ÖZET	xvii
SUMMARY	xix
1. GİRİŞ	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR	5
3. ŞEV STABİLİTESİNİN TEMEL İLKELERİ	11
3.1 Şev Stabilesini Etki Eden Faktörler	12
3.1.1 Doğal faktörler	14
3.1.1.1 Jeolojik faktörler	15
Süreksizlikler.....	15
Zemin özellikleri	18
Deprem etkisi	21
3.1.1.2 Jeomekanik faktörler.....	21
Kaya kütlesi kalitesi	22
3.1.1.3 Hidrolojik faktörler	25
Yeraltı su seviyesi	25
3.1.2 Dizayn faktörleri	26
3.1.2.1 Şev geometrisi.....	26
3.1.2.2 Şev profili.....	27
3.1.2.3 Patlatma.....	28
3.1.2.4 Şeve yükleme	29
3.1.2.5 Eski yeraltı üretim boşlukları	29
3.1.2.6 Zaman faktörü	30
3.2 Şev Hareketlerinin Sınıflandırılması	30
3.2.1 Kayma	32
3.2.1.1 Düzlemsel kayma	32
3.2.1.2 Kama tipi kayma	33
3.2.1.3 Dairesel kayma.....	34
3.2.1.4 Devrilme tipi kayma.....	35
3.2.2 Akma	35
3.2.3 Düşmesi.....	36
3.3 Güvenlik (Emniyet) Katsayısı.....	37
4. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİ	41
4.1 Limit Denge Yöntemleri	41
4.1.1 Fellenius yöntemi	43
4.1.2 Bishop yöntemi	45
4.1.3 Janbu yöntemi	46

4.1.4 Spencer yöntemi	48
4.1.5 Morgenstern – Price yöntemi	49
4.2 Nümerik Yöntemler	51
4.2.1 Sonlu elemanlar yöntemi	52
4.2.1.1 Sonlu elemanlar metodunda temel adımlar	54
Problemin tanımlanması ve tanım kümesi	54
Tanım kümesinin sonlu elemanlar için belirlenmesi	55
Durum değişkenlerinin saptanması	55
Koordinat sistemlerini oluşturmak	56
Elemanlar için yaklaşıklık fonksiyonlarının oluşturulması	56
Koordinat dönüşümleri	56
Sonuçların yorumlanması	57
4.2.1.2 Sonlu elemanlar yönteminin ilerleyişi	57
4.2.1.3 Sonlu elemanlar yönteminin avantajları ve sınırlamaları	58
Sonlu elemanlar yönteminin avantajları	58
Sonlu elemanlar yönteminin sınırlamaları	59
4.2.2 Sonlu farklar yöntemi	60
4.2.3 Sınır elemanlar yöntemi	60
5. ÇALIŞMA SAHASI	63
5.1 Coğrafi Konum ve Durum	63
5.1.1 Morfoloji ve hidrografi	63
5.1.2 İklim ve bitki örtüsü	64
5.1.3 Ulaşım ve yerleşim	64
5.2 Jeoloji	64
5.2.1 Jeolojik etütler	65
5.2.2 Temel kayaçlar	67
5.2.2.1 Konglomera, çakıllı kil, kumtaşı, linyit	67
5.2.2.2 Marn	67
5.2.2.3 Kireçtaşı	68
5.2.3 Örtü birimleri	68
5.2.3.1 Çakıl ve kumlu kırmızı seri	68
5.2.3.2 Kil balçık birimi	69
5.2.3.3 Alüvyonlar	69
5.2.4 Tektonik	69
5.2.4.1 Tabaka doğrultusu eğimleri ve kıvrılma tektoniği	70
5.2.4.2 Kıvrılma tektoniği ve faylar	70
6. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE ŞEV STABİLİTE ANALİZİ VE BULGULAR	71
6.1 Formasyon Sınırlarının ve Dağılımının Ortaya Konulması	71
6.2 Formasyonların Fiziksel ve Mekanik Özelliklerinin Tayin Edilmesi	73
6.3 Optimum Şev Geometrisinin Belirlenmesi	76
6.4 Phase ² Programı İle Şev Stabilitate Analizi	77
6.4.1 Suyun ve sismik yüklerin mevcut olmadığı durum için yapılan analizler	80
6.4.2 Suyun mevcut olup sismik yüklerin mevcut olmadığı durum için yapılan analizler	92
6.4.3 Suyun mevcut olmayıp sismik yüklerin mevcut olduğu durum için yapılan analizler	92
7. SONUÇ VE ÖNERİLER	105
KAYNAKLAR	109
ÖZGEÇMİŞ	115

SEMBOLLER

λ	: Kesme kuvveti ile normal kuvvet arasındaki oran
[m/gün]	: Metre/gün
A	: Alan
c	: Kohezyon
cos	: Cosinüs
E	: Normal kuvvet
E_{ref}	: Elastisite modülü
f_o	: Janbu düzeltme faktörü
FS	: Emniyet katsayısı
G_{ref}	: Rijitlik modülü
h	: Yükseklik
hw	: Su yüksekliği
Kgf/cm^2	: Kilogram kuvvet/santimetre kare
kN/m^2	: Kilonewton/metrekare
kN/m^3	: Kilonewton/metreküp
kPa	: Kilo pascal
l	: Dilim taban uzunluğu
LL	: Likit limit
m	: Geometriyi tanımlayan düğüm noktası
m^3	: Metreküp (Hacim birimi)
MPa	: Mega pascal
n	: Durum değişkenini tanımlayan düğüm noktaları
N	: Normal kuvvet
°	: Derece
PL	: Plastik limit
PI	: Plastisite indeksi
R	: Kaymaya karşı kuvvet
S.I	: Şev indeksi
SFR	: Emniyet katsayısı
sin	: Sinüs
T	: Gerdirme kuvveti
tan	: Tanjant
U	: Kaldırma kuvveti
V	: Su basıncı
W	: Kütle ağırlığı
X	: Kesme kuvveti
α	: Şev açısı
β	: Kayma düzleminin açısı
γ_{sat}	: Sulu ağırlık
γ_{unsat}	: Susuz ağırlık
γ_w	: Su yoğunluğu
v	: Poisson oranı
σ	: Normal gerilme
τ	: Kayma gerilmesi

ϕ : İçsel sürtünme açısı
 ψ : Genişleme açısı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 :Süreksizlik düzlemleri arasındaki mesafeye bağlı kaya kütle sınıflandırması.....	17
Çizelge 3.2 :Süreksizlik yüzey açıklığı.	18
Çizelge 3.3 :Sağlam kaya sınıflandırması.	22
Çizelge 3.4 :RMR sınıflama sistemi.	24
Çizelge 3.5 :Şev indeksi.	28
Çizelge 4.1 :Limit denge yöntemlerinin statik denge koşullarını sağlaması açısından karşılaştırılması.	43
Çizelge 5.1 :Konya İlindeki 1950-2014 yılları arası sıcaklık ve 1950-2014 yılları arası yağış ortalamaları	64
Çizelge 6.1 :Jeoteknik Sondajların (GT-4, GT-7, GT-8, GT-16 ve GT-17) formasyon kestiği kotlar.....	74
Çizelge 6.2 :Kayaç özelliği taşıyan formasyonların fiziksel v emekanik özellikleri. 75	
Çizelge 6.3 :Zemin formasyonlarından alınan 40 adet numunenin sondajlar bazında litolojik dağılımı.....	76
Çizelge 6.4 :UD numunelerin litolojik bazda alındıkları derinlikler.	76
Çizelge 6.5 :Zemin özelliği taşıyan formasyonların fiziksel ve mekanik özellikleri.76	
Çizelge 6.6 :Faaliyet planlaması ve kesitler bazında modellerde kullanılan basamak genişliği ile nihai şev açısı değerleri.	77
Çizelge 6.7 :Toplam şev derinliğine bağlı, genel şev açısı ve emniyet katsayı değerleri.	78
Çizelge 6.8 :Formasyon özelliklerinin tanımlanması için kullanılan tasarım parametreleri.	80
Çizelge 7.1 :Yapılanan alizler neticesinde hesaplanan emniyet katsayısı değerleri.105	

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 3.1 :Şevlerin boyutlandırılmasında kullanılan geometrik parametreler.	11
Şekil 3.2 :Şev stabilitesine etki eden parametreler.	14
Şekil 3.3 :Zeminlerin dane boyut sınıflaması.	19
Şekil 3.4 :Atterberg kıvam limitleri.	20
Şekil 3.5 :Casagrande plastisite kartı.	20
Şekil 3.6 :Tek eksenli basınç dayanımı, RQD, süreksizlik aralığı puanlama abağı ile RQD ve süreksizlik aralığı ilişkisi abağı.	23
Şekil 3.7 :Şev geometrisi parametreleri.	27
Şekil 3.8 :Değişik şev profilleri.	27
Şekil 3.9 :Zemin ve kaya kütlelerinin hareket hızı ve yenilme mekanizmalarına göre sınıflandırılması.	31
Şekil 3.10 :Düzlemsel kayma mekanizması.	32
Şekil 3.11 :Kama tipi kayma mekanizması.	33
Şekil 3.12 :Dairesel kayma mekanizması.	34
Şekil 3.13 :Devrilme tipi kayma mekanizması.	35
Şekil 3.14 :Bazı akma türleri.	36
Şekil 3.15 :Kaya kütlelerinde kaya düşmesine neden olan süreçler.	36
Şekil 3.16 :Eğik düzlem üzerindeki bloğun yerçekimi kuvveti etkisiyle hareketi.	37
Şekil 3.17 :Yerçekimi kuvveti, efektif gerilme, su basıncının etkin olduğu ve kaya saplama ile sağlamlaştırılmış bir şevin kayma mekanizması.	38
Şekil 4.1 : Tipik bir dilim ve üzerinde etkili olan kuvvetler.	44
Şekil 4.2 :Dilim üzerinde etkili olan kuvvetler.	45
Şekil 4.3 :Janbu düzeltme katsayısı, f_0	47
Şekil 4.4 :Spencer yönteminde iki denge denklemini de sağlayan güvenlik sayısının farklı λ değerleri kullanılarak hesaplanması.	49
Şekil 4.5 :Morgenstern-Price (1965) yöntemine göre dilimler arasındaki kuvvet fonksiyonu türleri.	50
Şekil 4.6 :Bishop ve M-P yöntemlerinin karşılaştırması.	51
Şekil 4.7 :Üçgen elemanlar topluluğu ile ifade edilen iki boyutlu bölge.	53
Şekil 4.8 :Üçgen bir elemanın lineer yer değiştirme modeliyle çizilmiş üçüncü boyutunun izometrik görünüşü.	54
Şekil 4.9 :Bir sonlu elemanlar programının temel kısımları.	58
Şekil 5.1 :Konya–İlgın Çavuşçu Göl uydu haritası	63
Şekil 5.2 :Konya-İlgın Çavuşçu Gölü Linyit Havzası'nın jeoloji haritası.	65
Şekil 5.3 :Konya-İlgın Kömür Havzasının formasyonları, litolojisi ve stratigrafisi görünüşü.	66
Şekil 5.4 :Konya-İlgın Kömür Havzasının tektonik haritası.	69
Şekil 6.1 :Konya – İlgın Çavuşçu Linyit Havzası'nda yapılan sondaj çalışmaları. ..	72
Şekil 6.2 :Şev stabilize analizlerine konu olan A-A', B-B' ve C-C' kesitleri.	72
Şekil 6.3 :Konya–İlgın–Çavuşçu Gölü Linyit Havzası için yapılan 25 yıllık faaliyet planlaması.	73
Şekil 6.4 :Sondajların kesit görünümü.	73

Şekil 6.5 : Jeoteknik Sondajların (GT-4, GT-7, GT-8, GT-16 ve GT-17) plan görünümü.	74
Şekil 6.6 : A-A' kesiti için toplam şev derinliğine bağlı olarak, genel şev açısı ve emniyet katsayısı değerlerinin değişimi.	78
Şekil 6.7 : B-B' kesiti için toplam şev derinliğine bağlı olarak, genel şev açısı ve emniyet katsayısı değerlerinin değişimi.	79
Şekil 6.8 : 1. yıl A-A' kesitinin bermsiz geometrisi.	81
Şekil 6.9 : 1. yıl A-A' kesiti.	82
Şekil 6.10 : 1. yıl B-B' kesiti.	82
Şekil 6.11 : 1. yıl C-C' kesiti.	83
Şekil 6.12 : 2. yıl A-A' kesiti.	83
Şekil 6.13 : 2. yıl B-B' kesiti.	84
Şekil 6.14 : 3. yıl A-A' kesiti.	84
Şekil 6.15 : 3. yıl B-B' kesiti.	85
Şekil 6.16 : 4. yıl A-A' kesiti.	85
Şekil 6.17 : 4. yıl B-B' kesiti.	86
Şekil 6.18 : 5. yıl A-A' kesiti.	86
Şekil 6.19 : 5. yıl B-B' kesiti.	87
Şekil 6.20 : 10. yıl A-A' kesiti.	87
Şekil 6.21 : 10. yıl B-B' kesiti.	88
Şekil 6.22 : 15. yıl A-A' kesiti.	88
Şekil 6.23 : 15. yıl B-B' kesiti.	89
Şekil 6.24 : 20. yıl A-A' kesiti.	89
Şekil 6.25 : 20. yıl B-B' kesiti.	90
Şekil 6.26 : 25. yıl A-A' kesiti.	90
Şekil 6.27 : 25. yıl B-B' kesiti.	91
Şekil 6.28 : 25. yıl C-C' kesiti.	91
Şekil 6.29 : 1. yıl A-A' kesiti.	94
Şekil 6.30 : 1. yıl B-B' kesiti.	94
Şekil 6.31 : 1. yıl C-C' kesiti.	95
Şekil 6.32 : 2. yıl A-A' kesiti.	95
Şekil 6.33 : 2. yıl B-B' kesiti.	96
Şekil 6.34 : 3. yıl A-A' kesiti.	96
Şekil 6.35 : 3. yıl B-B' kesiti.	97
Şekil 6.36 : 4. yıl A-A' kesiti.	97
Şekil 6.37 : 4. yıl B-B' kesiti.	98
Şekil 6.38 : 5. yıl A-A' kesiti.	98
Şekil 6.39 : 5. yıl B-B' kesiti.	99
Şekil 6.40 : 10. yıl A-A' kesiti.	99
Şekil 6.41 : 10. yıl B-B' kesiti.	100
Şekil 6.42 : 15. yıl A-A' kesiti.	100
Şekil 6.43 : 15. yıl B-B' kesiti.	101
Şekil 6.44 : 20. yıl A-A' kesiti.	101
Şekil 6.45 : 20. yıl B-B' kesiti.	102
Şekil 6.46 : 25. yıl A-A' kesiti.	102
Şekil 6.47 : 25. yıl B-B' kesiti.	103
Şekil 6.48 : 25. yıl C-C' kesiti.	103

KONYA ILGIN LİNYİT SAHASI ŞEV STABİLİTE ANALİZİ

ÖZET

Günümüzde gelişen teknoloji ve artan hammadde ihtiyacına bağlı olarak artan üretim kapasiteleri ile birlikte açık işletme derinlikleri artmıştır. Bununla birlikte, artan üretim kapasiteleri ile paralel olarak teknik sınırlar da zorlanmaya başlanmış olup tüm mühendislik sektörlerinde olduğu gibi madencilik sektöründe de tüm çalışmalarda optimizasyon üzerinde durulan en önemli konu haline gelmiştir. Açık maden işletmelerinde, optimizasyon açısından yapılan değerlendirmelerin başında teknik ve ekonomik sınır şartları karşılayacak optimum şev geometrisinin belirlenmesi gerekmektedir. Özellikle 20. yüzyılın son çeyreğinde gelişen bilgisayar teknolojisi ve yaygınlaşmaya başlayan şev stabilitesine yönelik paket programlarla birlikte şev stabilite analizleri daha gerçekçi, hassas ve hızlı yapılabilir hale gelmiştir.

Bu çalışmada, Konya Ilgın Çavuşçu Gölü Havzasının kuzey bölümünde yer alan kömür sahaları ele alınmaktadır. Çalışmaya konu olan sahadaki formasyonlar; Kuvaterner yaşlı güncel birikinti çökeller ile kireçtaşı, Neojen yaşlı kil, killi kireçtaşı ile linyit ve Neojen öncesi yaşlı şist olarak sıralanmaktadır. Bu çalışmanın amacı, söz konusu sahadaki linyit rezervinin üretilebilmesi için teknik ve ekonomik açıdan optimum şev tasarımının belirlenmesidir. Belirtilen amaç doğrultusunda “*kısa süreli şevler*” olarak adlandırılan kazı şevleri için sismik yüklerin mevcut olmadığı durumlarda “*1,30 emniyet katsayısı*”, sismik yüklerin mevcut olduğu durumlar için ise “*1,00 emniyet katsayısı*” sınır değer olarak kabul edilmiş olup sonlu elemanlar yöntemi ile analizler yapılmıştır. Analizler, Phase² programı ile bölgenin 1. derece deprem bölgesi olması ve Çavuşçu Gölü tabanından gelmesi muhtemel sızıntı suları düşünülerek 3 farklı duruma göre 3 farklı analiz seti halinde yapılmıştır. Bu analiz setleri; yer altı suyunun ve sismik yüklerin mevcut olmadığı, yer altı suyunun mevcut olup sismik yüklerin mevcut olmadığı durum ile yer altı suyunun mevcut olmadığı fakat sismik yüklerin mevcut olduğu duruma göre yapılan analizleri içermektedir.

Duraylı şev geometrisinin tasarlanması noktasında;dekapaj miktarı açısından ekonomik ve teknik şartlar göz önünde bulundurularak optimum basamak genişliği yer yer 40 m, yer yer 50 m olarak belirlenirken,optimum basamak yüksekliği ise 15 m olarak belirlenmiştir. Belirlenen şev geometrisine göre genel (nihai) şev açısı değeri ise üretimin farklı dönemleri ve linyit havzasının farklı bölümlerinde 13,70° ile 17,40° arasında değişiklik göstermektedir.Analizlerde kullanılan kesitlerde gözlemlenen formasyonlar; düşük dayanıma sahip birikinti çökel, kireçtaşı-kil-marn, linyit, düşük dayanıma sahip taban kili ve şist şeklinde sıralanmaktadır.Belirlenen şev geometrileri doğrultusunda Phase² programı ile analizler yapılarak “*dayanım faktörü*” değerleri ve stabilitenin bozulduğu durumda oluşacak kaymalar için “*kayma daireleri*” tespit edilmiştir.

Yapılan analizler neticesinde, veri setleri birbirleri ile hem “*emniyet katsayıları*” hem de “*kayma daireleri*” yani yorulma yüzeyleri açısından karşılaştırılmıştır. Bu sayede, sahada gerçekleşmesi muhtemel tüm durumlar göz önünde bulundurularak

nihai sonuca varılmıştır. Analiz sonuçlarının değerlendirilmesi noktasında, sismik yüklerin mevcut olmadığı durumlarda 1,30 emniyet katsayısı değeri, sismik yüklerin mevcut olduğu durumlarda ise 1,00 emniyet katsayısı değeri sınır değer olarak alınmıştır. Bu bağlamda sonuçlar incelendiğinde; sadece suyun mevcut olduğu analiz setinde elde edilen emniyet katsayısı değerlerinin sınır değer kabul edilen emniyet katsayısı değerlerinden düşük olduğu, suyun mevcut olmadığı diğer iki analiz setinde ise sınır değer üzerinde olduğu gözlenmiştir. Bu durum; ortamda suyun varlığına bağlı olarak ortaya çıkan hidrostatik basıncın, şevin duruyululuğunu yitirmesine sebep olduğunu göstermektedir. Buradan yola çıkarak, sahada şev duraylılığının sağlanabilmesi için drenaj çalışmalarıyla yer altı su seviyesinin düşürülmesi gerektiği sonucuna varılmıştır.

KONYA ILGIN LIGNITE SITE SLOPE STABILITY ANALYSIS

SUMMARY

Nowadays, world open pit mining gets deeper since the demand of raw material and technology in mining is increased. To cover high demands, open pit mining capacity become higher and the operations related open pit mining has reach its technical limits to fulfill the demands. Thus this optimization has become an important topic in mining activities. One of the most popular topics in open pit optimization is slope stability due to compensate technical and economical limits in open pit mining. Especially in the late 20th century, the slope stability analysis have become realistic, easy and fast together with package computer programming.

Investigation of the rock slopes is vital for the design of many engineering processes such as embankment, earth dams roadside of highways and open pit mines. The engineering solutions to slope instability problems require good understanding of analytical methods, investigative tools and stabilization measures. Slope design made by using appropriate and accurate methods, both improves slope stability and provides the opportunity to work in a safe environment reducing accidents.

The slope stability analysis of rocks is vital for designing safe slopes in open-pit mines. A proper slope design not only leads to improvements in slope stability and safety but also reduces costs, extends the life of mines and decreases the stripping ratio. There are different methods used to evaluate the slope stability of rocks. The assessment of slope stability in rocks is usually performed by kinematic analysis, limit equilibrium analysis and a rock mass classification system. Kinematic analysis is based on the motion of bodies without consideration of the forces that cause the motion. However, kinematic analysis does not consider the forces acting on a slope or important geotechnical parameters, such as cohesion and unit weight. The other method, known as limit equilibrium analysis, considers shear strength along a failure surface, the effects of pore water pressure and the influence of external forces, such as reinforcing elements or seismic accelerations limit equilibrium analysis is widely used and is a simple method to assess the stability of the slopes, it is often inadequate if the slope fails via complex mechanisms (e.g., discontinuity orientation, progressive weathering, excavation disturbances, etc.) Rock mass classification has been applied successfully in tunneling and underground mining. It should be noted, however, that the use of rock mass classifications developed particularly for underground works may lead to unsatisfactory results when applied to near-surface applications such as rock slopes. This is due to the restrictions of these systems which are not well considered).

Rock slope failures (plane failure, wedge failure, circular failure, toppling failure and rock falls) mostly depend on various properties of rock mass. Theoretical evaluation on the most of geometric relationships among discontinuities by kinematic method is required for a solution of rock slope stability problems. If any emergency situation about slope failure as a result of kinematic analysis are faced with, the limit

equilibrium analysis with potential hazards are investigated. The analysis of the stability of slopes using limit equilibrium methods necessitates determination of the critical slip surface that yields the minimum factor of safety (FS). This is especially important with regard to slope design, where engineers must determine the FS of a given slope in order to invoke remedial measures to stabilize the slope. Traditionally, engineering approaches have approximated the shear surface as circular, and have used a method of slices, such as the Bishop method, to solve equations of force or moment equilibrium. The Limit equilibrium methods are not interested in stress distribution along the slope, below or above the sliding surface and deformation and stress distribution after the mass break occurs. Therefore, the stress and displacement distributions in the slope can be calculated by using numerical methods.

The majority of slope stability analysis performed in practice still use traditional limit equilibrium approaches involving methods of slices that have remained essentially unchanged for decades. Although limit equilibrium analysis is widely used and is a simple method to assess the stability of the slopes, The analysis of the stability of slopes using limit equilibrium methods necessitates determination of the critical slip surface that yields the minimum factor of safety (FS). Numerical methods solve the governing equation of continuum mechanics based on predefined boundary conditions. The factor of safety is not solved explicitly in numerical methods but can be assessed based on the shear strength reduction (SSR) technique). The finite element method represents a powerful alternative approach for slope stability analysis which is accurate, versatile and requires fewer a priori assumptions, especially, regarding the failure mechanism. Slope failure in the finite element model occurs 'naturally' through the zones in which the shear strength of the soil is insufficient to resist the shear stresses.

Practising engineers are often sceptical of the need for such complexity, especially in view of the poor quality of soil property data often available from routine site investigations. Although this scepticism is often warranted, there are certain types of geotechnical problem for which the FE approach offers real benefits. The challenge for an experienced engineer is to know which kind of problem would benefit from a FE treatment and which would not. In general, linear problems such as the prediction of settlements and deformations, the calculation of low quantities due to steady seepage or the study of transient effects due to consolidation are all highly amenable to solution by finite elements. Traditional approaches involving charts, tables or graphical methods will often be adequate for routine problems but the FE approach may be valuable if awkward geometries or material variations are encountered which are not covered by traditional chart solutions. The use of nonlinear analysis in routine geotechnical practice is harder to justify, because there is usually a significant increase in complexity which is more likely to require the help of a modelling specialist. Nonlinear analysis are inherently iterative in nature, because the material properties and/or the geometry of the problem are themselves a function of the 'solution'. Objections to nonlinear analysis on the grounds that they require excessive computational power, however, have been largely overtaken by developments in, and falling costs of, computer hardware. A desktop computer with a standard processor is now capable of performing nonlinear analysis such as those described in this paper in a reasonable time span minutes rather than hours or days. Slope stability represents an area of geotechnical analysis in which a nonlinear FE approach offers real benefits over existing methods

In this study, it is taken into consideration that the coal fields in the north area of Konya Ilgın Cavuscu Lake. Subjected materials are listed as quaternary age current accumulation sediments with limestone, Neojen old clay, clayey limestone with lignite and old slope before the old Neojen. The purpose of this study is the determination of the optimum slope design of the production of the lignite deposit. In accordance with this purpose, analysis were done finite elements method. “1,30 safety factor” and “1,00 safety factor” are taken as boundary value for excavation slope that called short term slope. “1,30 safety factor” is not, “1,00 safety factor” is in existance of seismic load. Analysis are made in three different analysis for three different cases with the phase² program. They are considered the facts that the area is first degree earthquake field and the possibility of the existence of seepage water from the bottom of Cavuscu Lake. These analysis packs includes the analysis that are done according to cases of; both underground water and seismic load are not exist, underground water are exist but seismic load are not exist and underground water are not exist but seismic load is exist.

It took into considering both economical and technical conditions for the determine of optimum bench parameters to design stabilize slope geometry. So bench height took as 15 m and it's length as 40 m and 50 m. According to the determined slope geometry general slope angle examined between 13,70° and 18,00° bearing in mind both the location of lignite and production schedule. The materials used in sections observed with analysis are following in ordered ; low mechanical strenghtened sediments, limestone – clay – marl, lignite, clay and schist that low mechanical strengthened. Using determined slope geometry the value of safety factor and slip circles specified for the slides may occurin instability using analysis in Phase² software.

According to analysis results, data sets are compared with each other in term of both safety factor and also slip circle also know as fatigue surface. Therefore final result is obtained by evaluating all possible field conditions. As estimating analysis results, safety factor value is assumed as 1,30 in cases which have no seismic load while it is assumed as 1,00 in cases of including seismic load. As a conclusion, safety factor values are in cases where there is water lower than the limit value while they are in order two cases where there is no water more than the limit value. The situation shows that hydrostatic pressure which arise with existance of water caused loss of the sensibility of slope. Consequently, drainage works and level of underground water have to decrease to provide the sensibility of slope.

1. GİRİŞ

Yüzeye yakın maden yataklarının son yıllarda giderek azalmasıyla birlikte, gerek büyük kapasitede ve güçte iş makinalarının geliştirilmesi, gerek ucuz bir patlayıcı olan ANFO'nun madencilikte kullanılması ve gerekse cevher zenginleştirmede uygulanan yeni teknolojilerin düşük tenörlü yatakların ekonomik olarak işletilmesine olanak tanınması açık ocak madenciliğini oldukça derin kazılarda bile daha karlı hale getirmiştir. Derinliği 1000 m'ye yaklaşan bu açık ocakların şev tasarımı, ekonomik, verimli ve emniyetli bir madencilik yapılabilmesi açısından çok önemlidir. Burada mühendis birbiriyle çelişen iki gereksinimle karşı karşıyadır. Bir tarafta şevleri dik tutarak daha az kazı yapıp dekapajı azaltarak büyük parasal tasarruf sağlama olasılığı, diğer tarafta ise aşırı dik şevlerin neden olacağı kaymaların sebebiyet verebileceği mal ve can kaybı olasılığı ile üretimde verim düşüklüğü olasılığı vardır (Özgenoğlu, 1986). Bu nedenle, hem emniyetli hem de yüksek karlılık sağlayacak optimum şev tasarımının geliştirilmesi büyük önem taşımaktadır.

Açık ocaklarda şev stabilitesi üzerinde temel olarak iki parametre etkili olmaktadır. Bunlardan ilki, sınırlı derecede kontrol edilmesi mümkün olan doğal parametreler olup kısaca sahanın jeolojik ve hidrolojik durumu ile formasyonların mekanik özelliklerini ifade etmektedir. İkicisi ise, tamamıyla kontrolü mümkün olan proje aşamasında belirlenmesi gereken dizayn parametreleri olup şev geometrisi, şeve yapılacak olan yüklemeler, drenaj ve stabilizasyon çalışmalarını ifade etmektedir. Buradan da anlaşılacağı üzere şev stabilitesinde genel olarak üzerinde durulan konu dizayn parametrelerinin optimum olarak tasarlanmasıdır.

Madencilikteki şevler “kazı” ve “dolgu” şevler olarak ikiye ayrılır. Kazı şevler, üretimin yapıldığı alanda sürekli kazıya maruz kalacağından ve sürekli öteleneceğinden dolayı kısa süreli şevler olarak kabul edilmektedir. Bundan dolayı da emniyet katsayısı değerinin $\geq 1,30$ olması yeterlidir. Dolgu şevlerde ise uzun süreli “duraylılık” istenmesinden dolayı uzun süreli şevler olarak kabul edilir ve emniyet katsayısı değerinin $\geq 1,50$ olması gerekmektedir. Deprem riskinin yüksek

olduğu çalışma sahalarında, sismik yüklerin analizlere eklenerek emniyet katsayısı değerin $\geq 1,00$ olması gerekmektedir.

Günümüzde şev stabilitesinde yaygın olarak kullanılan iki temel yöntem vardır. Bunlardan birincisi limit denge yöntemi, ikincisi ise nümerik yöntemler yani diğeri bir adıyla gerilme analiz yöntemleridir. Bu iki analiz yöntemi de bilgisayar programda yaygın olarak kullanılan yöntemlerdir. Limit denge yöntemi ile çalışan en bilindik programlar Slope/W ve Slide dır. Nümerik yöntemlerle çalışan en popüler programlar ise Plaxis, Phase², ve Flac'dir.

Özellikle son 20 yılda şev stabilitesi konusunda gelişen analiz yöntemleri ve bu konudaki bilgisayar programlarının yaygın olarak kullanılması şev stabilitesinde kontrol edilebilir parametreler olarak adlandırılan şev dizayn parametrelerinde optimizasyonun sağlanmasında büyük kolaylıklar sağlamıştır. Şev stabilitesinde bilgisayar programlarının yaygın olarak kullanılmaya başlanması; klasik yöntemlerle uzun zaman alan, karmaşık analiz yöntemlerinin daha kısa sürede çözülmesine ve daha gerçekçi modellemeler ile daha doğru sonuçların elde edilmesine imkan sağlamaktadır. Klasik yöntemler, problemin çözümünde belli başlı faktörleri analize dahil edilebilirken; bilgisayar programları, aynı problemin çözümünde daha fazla sayıda değişkeni dikkate alabildiği için problemin daha gerçekçi bir şekilde ortaya konulmasını ve buna bağlı olarak daha doğru sonuçların elde edilmesine olanak sağlamaktadır.

Bu çalışma kapsamında “Konya-İlgın Çavuşlu Gölü Linyit Havzası” ele alınmıştır. Söz konusu sahada, gerilme analiz yöntemlerinden biri olan sonlu elemanlar yöntemi ile çalışan Phase² programı kullanılarak şev stabilite analizi yapılmıştır. Bu analizin yapılmasındaki amaç, emniyet ve ekonomik parametreler göz önünde bulundurularak optimum şev açısı ve basamak genişliğinin tespit edilmesidir.

Bu çalışmanın, ikinci bölümünde “Önceki Çalışmalar” başlığı altında şev stabilitesi üzerinde günümüze kadar yapılmış olan çalışmalar ve bu çalışmaların içerikleri hakkında genel bilgiler verilmektedir. Bu sayede “şev stabilitesi” konusunun gelişim süreci ortaya konulmaya çalışılmıştır.

“Şev Stabilitesinin Temel İlkeleri” başlıklı üçüncü bölüm kapsamında şev stabilitesinde kullanılan temel büyüklükler, şev stabilitesini etkileyen temel

parametreler, Şev hareketlerinin sınıflandırılması ve güvenlik katsayısı ifadesi ele alınmaktadır.

Dördüncü bölümde “Şev Stabilitesi Analiz Yöntemleri” başlığı altında Şev stabilitesinde, günümüzde yaygın olarak kullanılan analiz yöntemlerine yer verilecektir. Bu bağlamda; detaylı olarak “Nümerik Yöntemler” ve “Limit Denge Yöntemleri” incelenmiştir.

“Çalışma Sahası” başlıklı beşinci bölümde çalışmaya konu olan bölge jeolojik, hidrolojik ve tektonik açıdan irdelenmiştir.

“Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Şev Stabilite Analizi ve Bulgular” başlıklı altıncı bölümde projeye konu olan saha sonlu elemanlar yöntemi ile çalışan Phase² programı yardımıyla modellenmiştir. Modelde, ilk olarak geometrik sınırlar belirlenip, sahadaki formasyonların jeomekanik büyüklükleri tanımlanmıştır. Daha sonraki aşamada ise analiz setinin türüne bağlı olarak sismik yükler veya sahadaki hidrolojik durum tanımlanmış olup optimum Şev geometrisi tespit edilmiştir.

Son olarak “Sonuç ve Öneriler” başlıklı yedinci bölümde; beşinci bölümde elde edilen bulgular kapsamlı olarak irdelenerek, projeye konu olan sahada ileriki yıllarda yapılacak olan çalışmalara katkı sağlamak amacıyla önerilerde bulunulmuştur.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Şev stabilitesi (duraylılığı) kavramı, 1800’lü yılların sonuyla 1900’lü yılların başında ortaya çıkmış ve o zamandan günümüze, şev diye adlandırılan doğal veya çeşitli mühendislik çalışmalarıyla kazılarak oluşturulmuş yeryüzü açıklıklarıyla ilgili çok sayıda çalışma gerçekleştirilmiştir. Özellikle 1900’lü yılların ilk yarısında hız kazanan mühendislik ve madencilik çalışmaları, büyük miktarda ve gittikçe derinleşen ya da taban ve tavanı arasındaki kot farkı gittikçe artan kazıları gerektirmiş ve bütün bu çalışmaların sonucunda, şev olarak adlandırılan çok yüksek eğimli yüzeyler oluşmuştur. Derin yada yüksek kot farklı kazılar sonucu oluşan şevlerde, zamanla stabilite problemleri ortaya çıkmış ve büyük kazalar meydana gelmeye başlamıştır. Stabilite sorunları ise bu konuda çalışan bilim insanlarını, stabilite sorunları ile ilgili çeşitli çalışmalar yapmaya itmiştir. Günümüze kadar hazırlanan şevlerle ilgili tüm çalışmaların temini mümkün olmadığından, bu bölümde, ulaşılabilen temel ve güncel çalışmalara yer verilmiş ve içeriklerine değinilmiştir (Keskin, 2008).

Taylor, 1937 yılında yayınlanmış olan “Stability of Earth Slopes” isimli kitabında, şev stabilitesinin genel tanımlamalarını yapmıştır.

Skempton, 1948 yılında yapmış olduğu “The $\Phi = 0$ Analysis for Stability and Its Theoretical Basis” isimli çalışmasında, içsel sürtünme açısının şev stabilite analizlerinde kullanımını açıklamıştır.

Terzaghi, 1950 yılında yapmış olduğu “Mechanisms of Landslides” isimli çalışmasında, zeminlerde şev kayması özellikleri ve türlerini açıklamıştır.

Janbu, 1954 yılında yapmış olduğu “Application of Composite Slide Circles for Stability Analysis” isimli ve günümüzde kendi adıyla anılan stabilite analizlerinde Janbu yöntemini tariflemiştir.

Bishop, 1955 yılında yaptığı “The Use of The Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slope” isimli çalışmasında, günümüzde halen en yaygın kullanım alanına sahip

olan ve kendi adıyla anılan, dairesel şev stabilite analizinde Bishop yöntemini tariflemiştir.

Frohlich, 1955 yılında yaptığı “General Theory of the Stability of Slopes” isimli çalışmasında, şev stabilitesini tariflemiş, etki eden faktörleri belirlemiş ve tüm faktörlerle genel şev stabilite kuramını açıklamıştır.

Morgensten ve Price, 1965 yılında yapmış oldukları “The Analysis of The Stability of General Slide Surfaces” isimli çalışmalarında, şev stabilite analizlerinde kullanılabilecek ve daha sonra isimleriyle anılacak bir yöntem önermişlerdir.

Deere ve Miller, 1966 yılında yapmış oldukları “Engineering Classification and Index Properties of Intact Rock” isimli çalışmalarıyla, homojen kaya kütleleri indeks özelliklerini tariflemişler ve mühendislik özelliklerini tanımlamışlardır.

Patton, 1966 yılında yapmış olduğu “Multiple Modes of Shear Failure in Rock” isimli çalışmasında, kaya kütlelerindeki makaslama yenilmesi mekanizmalarını tariflemiştir.

Hoek, ilk kez 1968 yılında yayınlanmış ve günümüze kadar pek çok baskısı yapılan “Estimating the Stability of Excavated Slopes in Opencast Mines” isimli kitabında, açık ocak madenciliğinde şev stabilitesi hesaplama yöntemlerini açıklamıştır.

Londe, Vigier ve Vormeringer, 1969 yılında yapmış oldukları “Stability of Rock Slopes-A Three-Dimensional Study” isimli çalışmalarında, üç boyutlu şev stabilitesi analizini tariflemiştir.

Ashby, 1971 yılında hazırladığı “Sliding and Toppling Modes of Failure in Models and Jointed Rock Slopes” isimli doktora tezinde, kayma ve devrilme türü şev yenilmelerini, eklemlili kaya şevlerinde ve bu şevlerin modelleri üzerinde incelemiştir.

Barton, 1971 yılında hazırlamış olduğu “A Model Study of The Behavior of Excavated Slope” isimli doktora tezi çalışmasında, kazılarla oluşturulmuş şevlerin, kazılardan sonraki davranışlarını modellemiştir.

Golder, 1972 yılında yayınlanmış olan “The Stability of Natural and Manmade Slopes in Soil and Rock” isimli kitabında, doğal ve mühendislik çalışmaları sonucu ortaya çıkmış, zemin ve kaya şevlerinin stabilitesine etki eden faktörler ve genel stabilite ilkelerine değinmiştir.

Barton, 1973 yılında yapmış olduğu “Review of A New Shear Strength Criterion for Rock Joints” isimli çalışmasında, kaya kütlelerindeki süreksizliklerin makaslama mukavemeti tespitini tanımlamıştır.

Barton, 1974 yılında yapmış olduğu “Review of A New Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock” isimli çalışmasında, kaya kütlelerindeki dolgulu süreksizlik düzlemlerinin makaslama mukavemetini tanımlamıştır.

Bieniawski, 1976 yılında yaptığı “Rock Mass Classification in Rock Engineering” isimli çalışmasında, kaya kütleleri için bir sınıflama sistemi önermiştir. Bu sınıflama sistemi, halen kullanılan geçerli birkaç sınıflama sisteminden birisidir.

Fookes ve Sweeney, 1976 yılında hazırladıkları “Stabilization and Control of Local Rock Falls and Degradation” isimli çalışmalarında, kaya şevlerinde yeniden eğimlendirme yoluyla kaya düşmelerini önleme yöntemini tanımlamışlardır.

Goodman, 1976 yılında yayınlanmış olan “Introduction to Rock Mechanics” isimli kitabında, kaya mekaniği genel ilkelerine değinmiş ve kaya kütlesi genel özellikleriyle, bunların nasıl tespit edileceğini tariflemiştir.

Sarma, 1979 yılında yapmış olduğu “Stability Analysis of Embankments and Slopes” isimli çalışmasında, daha sonra kendi adıyla anılacak ve depremselliği de hesaba katan bir stabilite analiz yöntemi önermiştir.

Hoek ve Brown, ilk kez 1980a yılında yayınlanmış ve 2002 yılına kadar beş kez gözden geçirilerek düzenlenmiş, günümüzde yaygın olarak kullanılan “Hoek- Brown Failure Criterion” isimli çalışmalarında, kaya kütlelerinde yenilme mekanizmalarını sınıflandırarak, yenilme kuvvetleri hesaplama yöntemlerini önermişlerdir.

Hoek ve Brown, 1980b yılında yapmış oldukları “Empirical Strength Criterion for Rock Masses” isimli çalışmalarında, kaya kütleleri dayanım değerlerinin tahmin edilebilmesi için bir ölçüt belirlemişlerdir.

Hoek ve Bray, 1981 yılında yayınlanmış ve sonraki yıllarda gözden geçirilerek günümüz şartlarına uyarlanmış olan “Rock Slope Engineering” isimli, şev stabilitesinde temel kaynak olarak kullanılan kitaplarında, şevlerle ilgili tüm hesaplama tekniklerine, yenilme türlerine, stabilite analizlerine ve şevlerle ilgili tüm noktalara değinmişler ve açıklamışlardır.

International Society of Rock Mechanics (ISRM) tarafından, 1981a yılında yayınlamış olan ve kaya mekaniği çalışmalarında standart olarak kabul edilen “Rock Characterization, Testing and Monitoring; ISRM Suggested Method” isimli kitapta, kaya kütleleri için kaya mekaniği deneylerini tariflemiştir.

International Society of Rock Mechanics (ISRM) tarafından, 1981b yılında yayınlamış olan “Suggested Methods for The Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses” isimli kitapta, kaya kütlesi süreksizliklerinin tanımlanma yöntemleri tariflenmiştir.

Hoek, 1983 yılında yapmış olduğu “Strength of Jointed Rock Masses” isimli çalışmasında, eklemli kaya kütleleri için ampirik dayanım hesaplama yöntemini önermiştir.

Amerikan Hükümeti Karayolları ve Ulaşım Kurumu (AASHTO) 1984 yılında yayınladığı “A Policy on Geometric Design of Highways and Streets” isimli yönetmeliğinde, karayolu yapımı için kazılarla oluşturulan şevlerin tasarım parametrelerini belirlemiştir.

Meyerhof, 1984 yılında yapmış olduğu “Safety Factors and Limit States Analysis in Geotechnical Engineering” isimli çalışmasında, emniyet katsayısı hesabını tariflemiştir.

Dershowitz ve Einstein, 1988 yılında hazırladıkları “Characterizing Rock Joint Geometry with Joint System Models” isimli çalışmalarında, kaya kütlesi süreksizliklerini modellemişlerdir.

Wyllie, 1991 yılında yapmış olduğu “Rock Slope Stabilization and Protection Measures” isimli çalışmasında, kaya şevleri stabilizasyon yöntemlerine değinmiştir.

Bandis, 1993 yılında yaptığı “Engineering Properties and Characterization of Rock Discontinuities” isimli çalışmasında, kaya kütlelerinin içerdiği süreksizliklerin mühendislik özelliklerinin belirlenmesi ve tanımlanmasından bahsetmiştir.

Öcal, 1994 yılında hazırlamış olduğu “Computer-Aided Kinematic Analysis for Jointed Rock Slopes” isimli yüksek lisans tez çalışmasında, eklemli kaya kütleleri için bilgisayar yazılımları yardımıyla kinematik stabilite analizi gerçekleştirmiştir.

Köse ve Kızıl, 1995 yılında yayınlanmış olan “Açık İşletmelerde Şev Stabilitesi” isimli kitaplarında, özellikle açık maden işletmelerindeki kaya şevleri için şev stabilitesi ile ilgili temel ilkeleri ve hesaplama yöntemlerini ele almıştır.

Kılıç, 1996 yılında hazırlamış olduğu “Analyse de la Stabilité des Talus de la Mine de Lignite d’Afsin-Elbistan (Turquie)” isimli doktora tezi çalışmasında, Afşin - Elbistan linyit ocağında, Bishop, Carter ve Sarma yöntemlerini kullanarak, ocağı meydana getiren şevlerde ve döküm sahasında, dairesel ve dinamik stabilite analizlerini yapmıştır.

Amerikan Otoyol Dairesi, 1998 yılında yayınladığı “Rock Slopes” isimli yayınında, karayolu ve otoyol yapımında, kazılarla oluşturulan şevlerin özelliklerini açıklamış ve kaidelerine değinmiştir.

Doğramacı, 1998 yılında hazırlamış olduğu “Effect of Rock and Discontinuity Parameters on The Dynamic Stability of Rock Slopes” isimli yüksek lisans tez çalışmasında, UDEC isimli bilgisayar yazılımı yardımıyla, kaya ve süreksizliklerin özelliklerini kullanarak dinamik duraylılık analizlerini gerçekleştirmiştir.

Sjöberg, 1999 yılında hazırlamış olduğu “Analysis of Large Scale Rock Slopes” isimli doktora tezinde, büyük ölçekli kaya şevlerinde stabilite analizlerine, İsveç Aitik açık maden işletmesinde oluşturulan 500 m’lik şevlerde örneklerle değinmiştir.

Glass, 2000 yılında yapmış olduğu “The Influence of Seismic Events on Slope Stability” isimli çalışmasında, depremlerin şev stabilitesine etkisini incelemiştir.

Ulusay ve Sönmez, 2002 yılında yayınlanmış olan “Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri” isimli kitaplarında, kaya kütleleri ve süreksizliklerle ilgili tüm temel kavramları açıklamışlar ve genel sınıflama yöntemlerine değinmişlerdir.

Tunç, 2002 yılında “Yol Mühendisliğinde Geoteknik Uygulamalar” isimli kitabında zemin mekaniğinin esaslarını, geoteknik analizlerde izlenmesi gereken adımları ve zemin ortamında gerçekleşen stabilite problemleri ile şev stabilitesini ele almıştır.

Andaç, 2004 yılında hazırlamış olduğu “Ovacık (Silifke) Kuvarsit Açık İşletmesinin Stabilite Değerlendirmesi” isimli yüksek lisans tez çalışmasında, Ovacık kuvarsit işletmesi şevlerinin duraylılık analizini Bishop yöntemiyle gerçekleştirmiştir.

Wyllie ve Mah, 2004 yılında yayınlanmış olan ve Hoek ve Bray’in “Rock Slope Stability” isimli kitabının devamı olan “Rock Slope Engineering: Civil and Mining”

isimli kitaplarında, şev stabilite analizlerinin içerdigi tüm temel tanımlamalara, yöntemlere ve temel kavramlara değinmişlerdir.

Arıoğlu ve Tokgöz, 2005 yılında yayınlanan “Çözümlü Problemlerle Şev Stabilite Analizi” isimli kitaplarında, özellikle zemin şevleriyle ilgili temel kavramları tanımlayarak, çözümlü örnekler üzerinde durmuşlardır.

Keskin, 2005 yılında hazırlamış olduğu “Etude de la Stabilité des Talus et de la Fosse Finale et des Verses à Steriles de la Carrière de Quartzite d’Ovacık - Kargıcak (Turquie)” isimli projede, Ovacık - Kargıcak kuvars kumtaşı ocağında, bilgisayar destekli şev stabilite analizlerine değinmiştir.

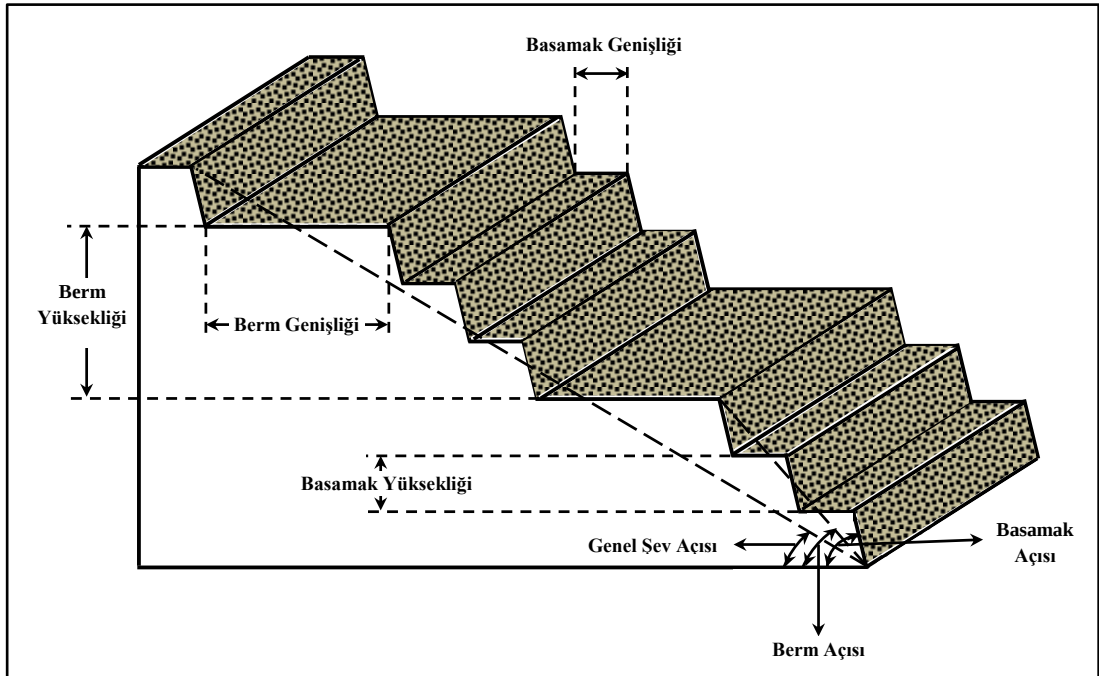
Kayabalı, 2006 yılında yayınlanmış olan “Kaya Şev Mühendisliği” isimli çeviri kitabında, şev stabilite analizlerinin içerdigi tüm temel tanımlamalara, yöntemlere ve temel kavramlara değinmiştir.

Karpuz ve Hindistan, 2008 yılında yayınlanmış olan “Kaya Mekanigi İlkeleri, Uygulamaları” isimli kitaplarında, kaya mekaniği ile ilgili tüm temel kavramları açıklamışlardır.

3. ŞEV STABİLİTESİNİN TEMEL İLKELERİ

Doğal oluşum yoluyla oluşmuş ve şekilleriyle eğimli yüzeylere "yamaç", teknik girişimler sonucunda yer yüzünde oluşturulan, genelde eğimli yüzeylere de "şev" adı verilmektedir. Belirli bir geometriye sahip plan şevlerin boyutlandırılmasında kullanılan geometrik parametreler (Şekil 3.1);

- Basamak açısı
- Basamak genişliği
- Basamak yüksekliği
- Berm açısı
- Berm genişliği
- Berm yüksekliği
- Genel şev açısı



Şekil 3.1 : Şevlerin boyutlandırılmasında kullanılan geometrik parametreler.

Çeşitli mühendislik amaçları için yapılan şevlerin bozulmadan, sağlam olarak kalabilmesi için yapılan her türlü çalışma "şev stabilite" çalışması olarak

adlandırılmaktadır. Bu tip çalışmalar mühendislik açısından iki kısma ayrılabilir (Zanbak, 1973).

1. Şevin stabilitesinin bozulmasının, yani kayma ihtimalinin bulunup bulunmadığının tespit edilmesi,
2. Belirli bir güvenlik (emniyet) katsayısının elde edilmesini sağlamak amacıyla şev üzerinde yapılabilecek, şevin denge durumunun bozulmasını önleyici tedbirlerin alınması ve iyileştirmelerin yapılmasına yönelik işlemlerdir.

Açık işletmelerde ve yüksek şevli karayollarının yapımında, proje safhasında ilk olarak ele alınması gerekli konu, mühendislik açısından büyük öneme sahip olan şevlerin stabilitelerinin sağlanmasıdır. Projenin tasarım aşamasında genel şev açının artırılması her ne kadar kaldırılacak olan dekapaj malzemesinin azalmasını sağladığı için ekonomik yönden istenilen bir durum olsa da, ortaya çıkabilecek stabilite problemleri nedeni ile büyük can ve mal kayıplarına sebep olması sonucu, elde edilecek avantajları yok edebilir. Bu tür sıkıntılar ile karşılaşmamak için, tasarım aşamasında hem olabildiğince ekonomik hem de stabilite problemlerini ortadan kaldıracı yönde optimum dizayn parametrelerinin (genel şev açısı, basamak şev açısı, basamak genişliği ve basamak yüksekliği) tespit edilmesi gerekmektedir.

3.1 Şev Stabilitesine Etki Eden Faktörler

Bir açık işletmede kazı sırasında bir çok şev stabilite problemiyle karşılaşılabilir. Bu problemlerin önüne geçilebilmesi için optimum dizayn parametrelerinin tespit edilmesi gerekmektedir. Optimum dizayn parametrelerinin tespit edilebilmesi için stabilite problemlerinin sebeplerinin iyi anlaşılması ve mümkünse etkin faktörlerin kontrol iyileştirilmesi gerekmektedir. Şev stabilite problemleri çoğu zaman değişik neden veya nedenlerden kaynaklanmaktadır. Ancak şev stabilitesine etki eden faktörler temel olarak iki başlık altında toplamak mümkündür. Bunlar;

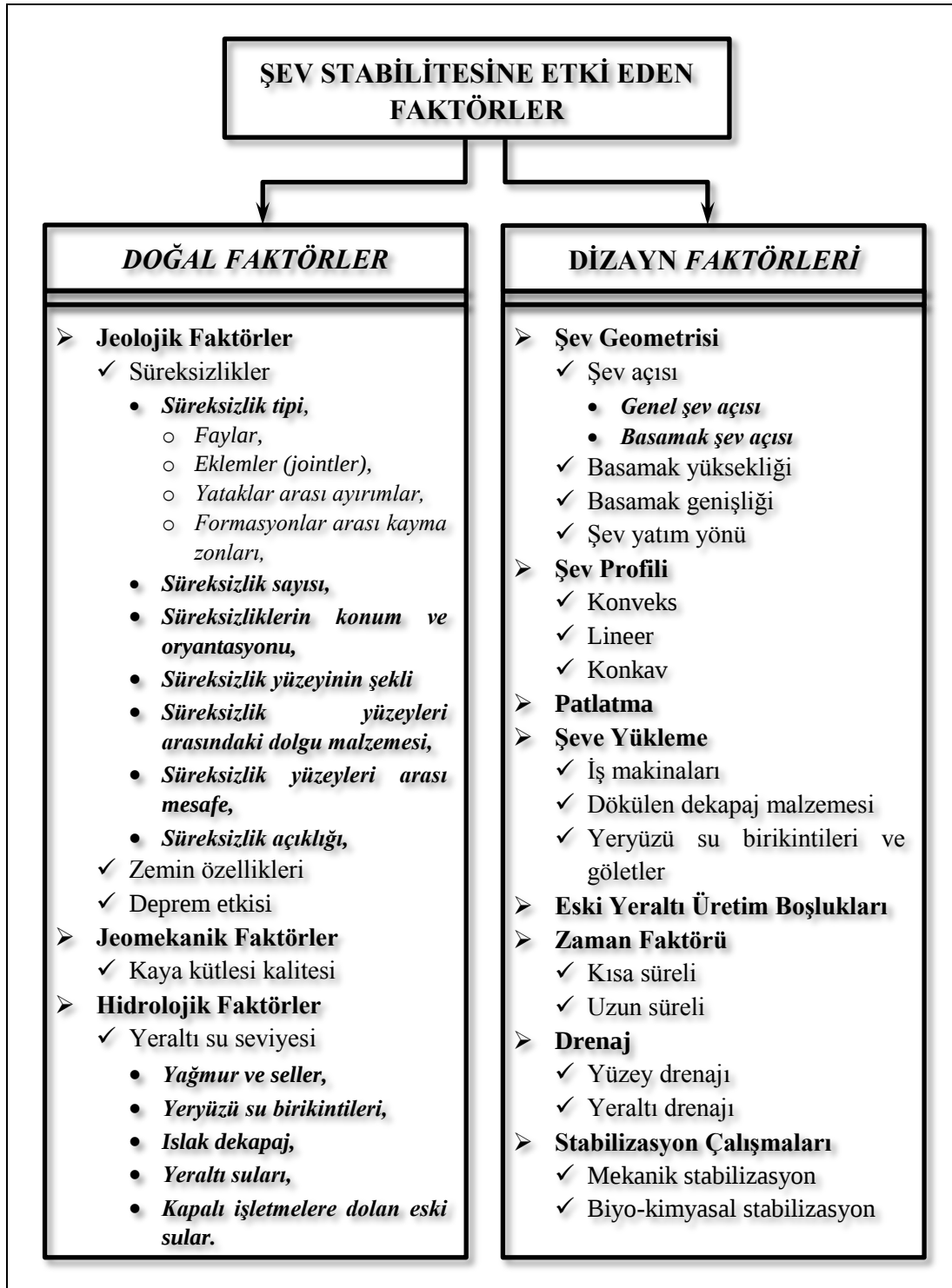
1. Doğal Faktörler
2. Dizayn Faktörleri

şeklinde. “Doğal faktörler” kontrol edilmesi sınırlı derecede mümkün olan faktörler olup özetle sahanın jeolojik yapısı, hidrolojik şartlar ve sahadaki formasyonların mekanik özelliklerini kapsamaktadır. “Dizayn faktörleri” ise kontrol

edilmesi tümüyle mümkün olan, proje aşamasında eldeki verilerin yorumlanması yardımıyla belirlenen şev geometrisi, şeve yapılacak olan yüklemeler, drenaj ve stabilizasyon çalışmalarını içermektedir. Bu nedenle; stabilite problemleri üzerine yapılan çalışmalarda genel olarak, projeye konu olan sahada tespit edilen problemlerin çözümüne yönelik optimum dizayn parametrelerinin belirlenmesini amaçlanmaktadır.

Madencilik faaliyetlerinde şevler temel olarak ikiye ayrılmaktadır. Bunlardan ilki, üretimin yapıldığı ve kısa süreli stabilitenin yeterli olduğu kazı şevlerdir. İkincisi ise, uzun süreli stabilitenin sağlanması gereken daha büyük güvenlik (emniyet) katsayısı değeri ile tasarlanan dolgu şevlerdir. Açık işletmelerdeki “kazı şevler”, üretim esnasındaki çalışmalardan (üretim kazıları ve patlatmalı üretim) dolayı sürekli ötelendiğinden kısa süreli şevler olarak kabul edilmektedir. Madencilik faaliyetlerinde aktif çalışma sahasında yer alması sebebiyle birincil öncelikli kabul edilen kazı şevler, üretimi olumsuz yönde etkilememek amacıyla dizayn faktörleri başlığı altında yer alan şev geometrisi (genel şev açısı, basamak açısı, basamak yüksekliği ve basamak genişliği) ile kontrol edilmeye çalışılmaktadır. Kısa süreli şevlerde güvenlik katsayısı değerinin $\geq 1,30$ olması yeterlidir. Buna karşın uzun süre stabilitenin sağlanması gereken “dolgu şevler” genellikle dekapaj dolgusu şekilde olup, istenilen stabilite şartlarının sağlanabilmesi için sadece şev geometrisi ile ilgili yapılan müdahaleler yeterli olmayıp stabilizasyon çalışmaları da gerektirebilmektedir.

Şekil 3.2’de şev stabilitesine etki eden faktörler; “*doğal faktörler*” ve “*dizayn faktörleri*” başlıkları altında detaylı bir şekilde gösterilmektedir. Şekil 3.2’de belirtilen faktörler Bölüm 3.1.1 ve 3.1.2 ‘de detaylı şekilde anlatılmaktadır.



Şekil 3.2 : Şev stabilitesine etki eden parametreler.

3.1.1 Doğal faktörler

Doğal faktörler; kontrol edilmesi sınırlı derecede mümkün olan faktörler olmasına rağmen, tasarım aşamasında dizayn parametrelerinin tespit edilmesinde belirleyici unsur olduğundan şev stabilitesi açısından kritik öneme sahiptir. Doğal faktörler;

jeolojik faktörler, jeomekanik faktörler ve hidrolojik faktörler olmak üzere 3 ana başlık altında toplanmaktadır.

3.1.1.1 Jeolojik faktörler

Şev stabilitesi çalışmaları; ayrışmamış, sağlam kayaçlardan oluşan kaya kütlesi ve zeminler olmak üzere iki tür ortam için yapılmaktadır. Sağlam kayaçlardan oluşan kaya kütlesinin mevcut olduğu şevler için süreksizlikler ve deprem etkisi stabilite üzerinde etkili olan jeolojik faktörler iken, zemin ortamındaki şevlerde ise zemin özellikleri ve deprem etkisi stabilite üzerinde etkili olan jeolojik faktörler olarak karşımıza çıkmaktadır.

Süreksizlikler

Süreksizlikler bir kaya kütlesi içerisindeki ve kaya kütlesinin sürekliliğini bozan zayıf düzlemler olarak tanımlanabilir. Bir süreksizliğin gerilme direnci kaya kütlesininkinden daha düşük, hatta sıfır bile olabilir. Bir şev kaymasında, bir kısım veya tüm kayma hareketi bir süreksizlik boyunca meydana gelebilir. En önemli süreksizlik türleri (Köse ve Kızıl, 1995);

- Faylar,
- Eklemler (Jointler),
- Yataklar arası ayrımlar,
- Formasyonlar arası kayma zonlarıdır.

Süreksizliklerde stabiliteye etki eden temel faktörler;

- Süreksizlik tipi,
- Süreksizlik sayısı,
- Süreksizliklerin konumu ve yatım - yatım yönü (oryantasyon),
- Süreksizlik yüzeyinin şekli,
- Süreksizlik boşlukları arasındaki dolgu malzemesi,
- Süreksizlik yüzeyleri arası mesafe
- Süreksizlik açıklığıdır.

Kaya kütlesi içerisindeki süreksizliklerin varlığı, genellikle kaya kütlesinin jeomekanik özelliklerinin negatif yönde değişmesine sebep olmaktadır. Bu durum kaya kütlesinin basınç dayanımının ve permabilitesinin değişmesi ile deformasyonların artmasına ve şev yenilmelerinin olmasına neden olabilmektedir. Süreksizliklere bağlı olarak stabilite problemlerinin ortaya çıkması ve ortaya çıkan problemlerin büyüklüğü; süreksizlik tipi, süreksizlik sayısı, süreksizliklerin oryantasyonu, süreksizlik yüzeyinin şekli, süreksizlik boşlukları arasında dolgu malzemesi varsa dolgu malzemesinin mekanik özellikleri, süreksizlik yüzeyleri arası mesafe ve süreksizlik açıklığı tarafından belirlenmektedir.

Süreksizlik tipi; özellikle süreksizliklerin sayısı, süreksizlik yüzeyinin şekli, süreksizlik yüzeyleri arasındaki dolgu malzemesinin mekanik özellikleri, süreksizlik yüzeyleri arası mesafe ve süreksizlik açıklığı üzerinde etkili olması yönünden stabilite analizlerinde dikkate alınması gereken bir parametredir.

Süreksizlik sayısının artması kaya kütlesinin ayrışma derecesini giderek arttıracığından basınç dayanımının azalmasına sebep olmaktadır. Bunun yanında; süreksizlik sayısının artması ile birlikte, süreksizliklerin birbirleriyle kesişmeleri artacak ve potansiyel bir kayma düzlemi oluşturacaklardır (Köse ve Kızıl, 1995).

Bir süreksizliğin yatım yönünün, şevin yatım yönüne göre konumu şev stabilitesi açısından oldukça önemlidir. Çünkü, süreksizlikler şev kayması için potansiyel düzlemlerdir. Bu düzlemlerin şeve göre konumları ve oryantasyonları, o noktada bir şev kaymasına sebebiyet verip veremeyeceklerinin tespitinde ve bir kayma durumunda kayma şeklinin belirlenmesinde önemli rol oynamaktadır (Köse ve Kızıl, 1995).

Süreksizliklerin yüzey şekillerinin kaya kütlesinin dayanımı üzerindeki etkileri oldukça büyüktür. Zira girintili çıkıntılı süreksizlik yüzeyine sahip bir süreksizlik içeren bir kaya kütlesinin makaslama dayanımı, düz süreksizlik yüzeyine sahip olandan daha yüksektir (Köse ve Kızıl, 1995). Çünkü, yapılan araştırmaların sonucunda, pürüzlülüğün kesme direnci ve içsel sürtünme açısına etki ettiği ve bu etkinin direnci arttırıcı yönde olduğu ortaya çıkmıştır (Köse ve Kahraman, 2009). Bir süreksizliğin yüzey şekilli; düzgün, girintili ve kenetli olmak üzere üç ayrı şekilde tanımlanabilir.

Doğada, süreksizlik yüzeyleri bazen dolgusuz ve temiz, bazen de çeşitli maddelerle dolmuş olarak bulunmaktadır (Köse ve Kahraman, 2009). Dolgu malzemesi genellikle boşluklar, kırık - çatlaklar ve fay çatlağı arasına giren malzemelerdir. Bu malzeme, bir yüzeyin diğer bir yüzey üzerinde kayması sonucu meydana gelen parçalar veya eriyiklerin çökellerinden ya da aşınma sonucu oluşabilirler. Boşlukları dolduran bu dolgu malzemeleri, cinsine bağlı olarak kaya kütlelerinin mekanik dayanımını azaltır veya arttırırlar (Köse ve Kızıl, 1995). Dolgu kalınlığının pürüzlü şev yüzeylerinin stabilitesine etki ettiği, dolgu malzemesi direncinin önemli olduğu ve süreksizliklerin kesme direncinin, dolgu malzemesinin kesme direnciyle bağıntılı olduğu görülmektedir. Ayrıca yapılan deneysel çalışmalar, dolgu malzemesi bileşiminin, tane büyüklüğünün ve su içeriğinin de şev stabilitesine etkilediğini ortaya koymuştur (Köse ve Kahraman, 2009). Çoğunlukla düşük mekanik özelliklere sahip olan bu malzemeler kayaç dayanımını azaltır. Dolgu malzemesi süreksizlik yüzeylerinin birbiri ile olan temasını önleyecek kadar kalınsa, makaslama dayanımı, dolgu malzemesinin makaslama dayanımına eşit olur.

Süreksizlikler arası mesafe, setler halinde oluşan süreksizliklerin şev stabilitesi açısından önemini belirler. Çünkü; süreksizlikler arası mesafe azaldıkça, kaya kütlesi daha küçük parçalara ayrılacak ve dayanımı düşecektir (Çizelge 3.1). Süreksizlik yüzeyleri arasındaki mesafe aynı zamanda bir şev stabilite analizinde kritik kayma geometrisinin tayininde ve bir kayma durumunda kayan kütlelerin hacim hesaplamalarında önemli rol oynamaktadır (Köse ve Kızıl, 1995).

Çizelge 3.1 : Süreksizlik düzlemleri arasındaki mesafeye bağlı kaya kütle sınıflandırması (Deere, 1969).

<i>Tanım</i>	<i>Süreksizlik Düzlemleri Arasındaki Mesafe</i>		<i>Kaya Kütle Kalitesi</i>
<i>Çok Geniş</i>	<i>3 m</i>	<i>> 10 ft</i>	<i>Kompak</i>
<i>Geniş</i>	<i>1 m – 3 m</i>	<i>3 ft – 10 ft</i>	<i>Masif</i>
<i>Orta</i>	<i>0,30 m – 1 m</i>	<i>1 ft – 3 ft</i>	<i>Bloklu</i>
<i>Dar</i>	<i>50 mm – 300 mm</i>	<i>2 inch – 1 ft</i>	<i>Kırıklı</i>
<i>Çok Dar</i>	<i>< 300 mm</i>	<i>< 2 inch</i>	<i>Ezilmiş ve Dağılmış</i>

Süreksizlik açıklığı, bir süreksizliğin iki yüzeyi arasındaki mesafe olarak tanımlanabilir ve kaya kütlelerinin mekanik dayanımını değiştirdiğinden şev stabilitesine direkt etkisi vardır (Bieniawski, 1973). Çizelge 3.2’de süreksizlik açıklığına bağlı kayaç durumunun tanımlanması verilmiştir.

Çizelge 3.2 : Süreksizlik yüzey açıklığı (Hoek ve Bray, 1974).

<i>Tanım</i>	<i>Açıklık (mm)</i>
<i>Geniş</i>	<i>> 200</i>
<i>OrtaGenişlikte</i>	<i>60 – 200</i>
<i>OrtaDarlıkta</i>	<i>20 – 60</i>
<i>Dar</i>	<i>6 – 20</i>
<i>Çok Dar</i>	<i>2 – 6</i>
<i>Oldukça Dar</i>	<i>0 – 2</i>
<i>Sıkı</i>	<i>0</i>

Zemin özellikleri

Zemin değişik tane çapındaki mineral ve organik maddeleri içeren su-katı-gaz fazlarından oluşan, değişik orijinlere sahip, çeşitli kompozisyon ve özellikler arz eden, yer kabuğu, dış kabuğunu oluşturan ve kayaların fiziksel, kimyasal ve biyolojik etkilerle parçalanmasından sonra meydana gelen malzemelerdir (Tunç, 2002).

Zeminler oluşum şekillerine göre farklılıklar gösterse de, kabaca kohezyonsuz (yani granüler diğer bir deyişle kaba daneli) ve kohezyonlu (yani killer veya diğer bir deyişle ince daneli) olmak üzere iki ana kısma ayrılır. Kum, çakıl, moloz ve blok taşlardan (yani kaya parçaları) oluşan granüller zeminler genellikle problem yaratmaz iken kohezyonlu zeminler genellikle problemli olduklarından dolayı ıslah (iyileştirilme) edilmeleri gerekir (Tunç, 2002).

Zemin ortamında gerçekleştirilen mühendislik çalışmalarında stabilite problemleri ile karşılaşma riskinin olup olmadığı veya riskin ne boyutta olduğunu belirleyerek doğru çözüm yollarının ortaya konulabilmesi için zeminin çok iyi tanınması gerekmektedir. Zeminlerin dayanımlarını ve yük altında gösterecekleri davranışlarını üzerinde etkili olan temel parametreler;

- Dane şekli,
- Dane boyutu ve dağılımı,
- Yoğunluğu ve özgül ağırlığı,
- Zemin sınıfı,
- Doğal su içeriği değeri şeklinde özetlenebilir.

Zeminlerin türü (ince veya kaba daneli zeminler) direkt olarak dane boyutu ile kontrol edilmekte olup, dane boyut dağılımı (gradasyon eğrisi) yardımıyla tespit edilmektedir. İnce daneli zeminler, [-200 no'lu elek (-0,075 mm)]> % 50 şeklinde

tanımlanırken kil ve siltleri içermektedir. Kaba daneli zeminler ise [+200 no'lu elek (+0,075 mm)] şeklinde tanımlanıp kum, çakıl, moloz ve blok taşları ifade etmektedir. Dane boyut dağılıma göre zeminler 5 farklı sınıflamaya göre Şekil 3.3'de gösterilmektedir.

TS	KİL	SİLT	KUM	ÇAKIL	MOLOZ	BLOK
AASHTO	0,002	0,06	2,0	60	200	mm
K. KİL	KİL	SİLT	KUM	ÇAKIL	MOLOZ	BLOK
BS	0,001	0,002	0,075	2,0	75	300 mm
KİL	SİLT	KUM	ÇAKIL	MOLOZ	BLOK	
ASTM	0,002	0,06	2,0	60	300 mm	
KİL	SİLT	İNCE KUM	ORTA KUM	KABA KUM	ÇAKIL	MOLOZ
FAA	0,002	0,075	0,425	2,0	4,75	75 mm
	SİLT ve KİL	İNCE KUM	ORTA KUM	ÇAKIL		
		0,075	0,425	2,0		mm

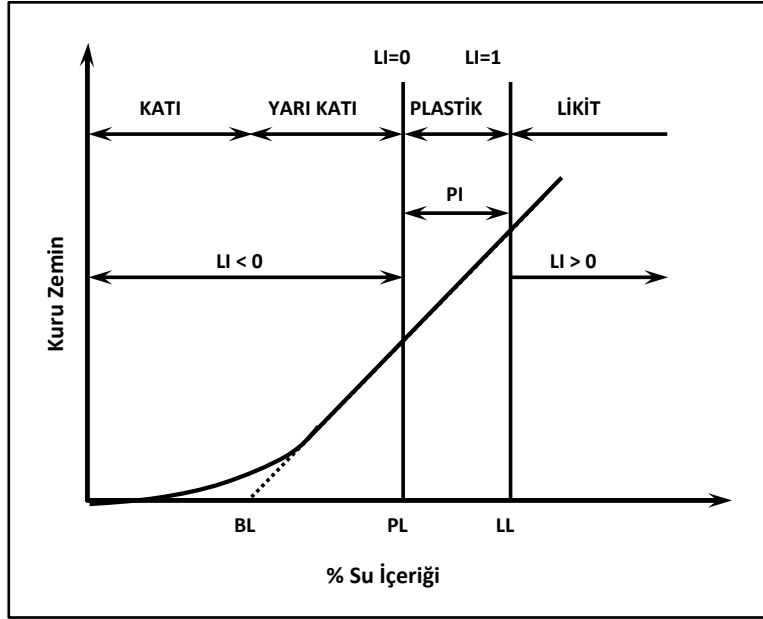
Şekil 3.3 : Zeminlerin dane boyut sınıflaması (Tunç, 2002).

Zemin ortamındaki kayaç davranışını daha iyi anlayabilmek amacıyla, zeminin homojenizasyonu ve derecelenmesi hakkında bilgi sahibi olmak stabilite problemlerinin analizinde ve çözüm üretilmesi noktasında büyük avantaj sağlamaktadır. Bunu konu hakkında bilgi sahibi olabilmek amacıyla gradasyon eğrisinden yararlanılarak derecelenmenin mertebesi tayin edilmektedir. Zeminlerde derecelenmenin artması, danelerin yük altında kilitlenerek daha stabil hale gelmesini sağlamaktadır.

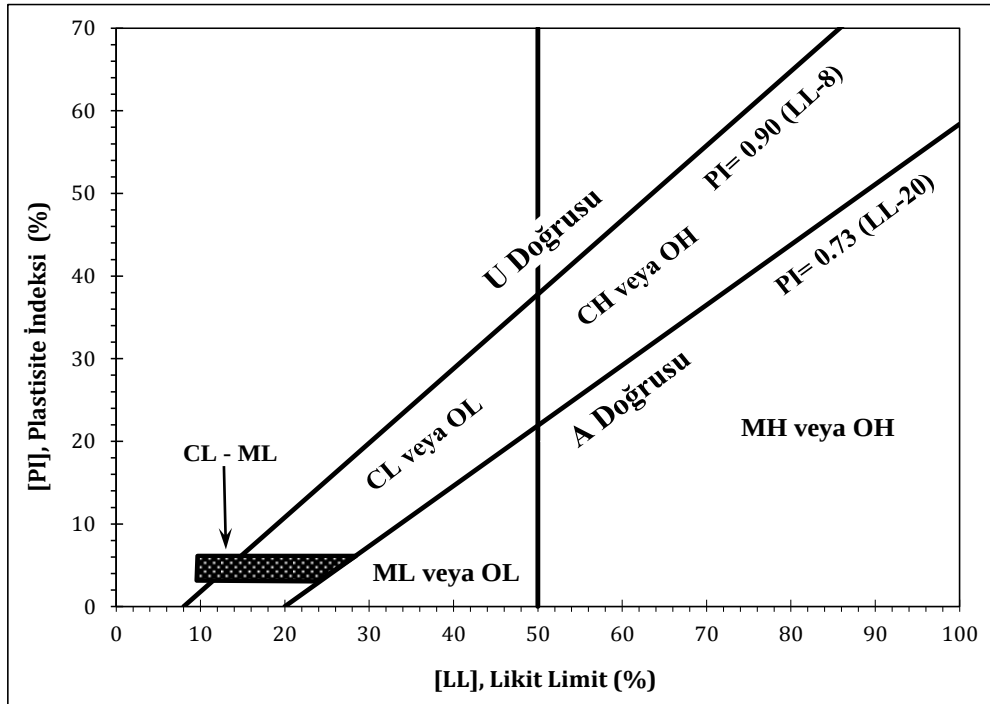
İnce daneli zeminler; büyük yüzey alanına sahip, daneler arası çekim kuvveti güçlü, bundan dolayı suyu absorbe ederek bünyesinde tutabilen genellikle plastik özelliklik gösteren zeminler olduğundan stabilite problemlerinin oluşmasına daha müsaittir. Kaba daneli zeminler ise; dane boyutları büyük olduğu için nispeten küçük yüzey alanına sahip, daneler arası çekim kuvvetinin daha düşük olması yani permabilitelerin nispeten daha yüksek olmasından dolayı suyu bünyesinde suyu hapsedemeyen, genellikle non-plastik zeminler olup stabilite problemleri ile daha az karşılaşılacak zeminlerdir(Tunç, 2002).

Zeminlerde yapılan stabilite çalışmalarında, problemin daha iyi anlaşılabilmesi ve daha doğru çözüm üretilmesi için zemin sınıfının tespit edilmesi gerekmektedir. Zemin sınıfının bilinmesi, su ve yük altında zeminin nasıl davranış göstereceği hakkında fikir sahibi olmamızı sağlamanın yanında zemin hakkında sınırlı da olsa

mineralojik olarak da yorum yapabilmemizi sağlamaktadır. Zemin sınıfları, Şekil 3.4’de gösterilen “*Atterberg Kıvam Limitleri*” olarak adlandırılan likit limit (LL), plastik limit (PL) ve plastisite indeksi ($PI = LL - PL$) yardımıyla belirlenmektedir. Aynı zamanda ““*Atterberg Kıvam Limitleri*” bilinmesi zeminin kıvam veya sıklık mertebesinin tayin edilmesini sağlamaktadır. Zemin sınıfının belirlenmesinde ince daneli zeminler için Şekil 3.5’deki “*CassagrandePlastisite Kartından*” yararlanılmaktadır.



Şekil 3.4 : Atterberg kıvam limitleri (Casagrande, 1932).



Şekil 3.5 : Casagrande plastisite kartı (Casagrande, 1932).

Doğal su içeriği değeri temel olarak yeraltı su seviyesine bağlı olarak düşünülse de formasyonların permabilite ve su tutma kapasiteleri hesaba katıldığında zeminin türü ve sınıfı ile de ilişki olduğu anlaşılmaktadır. Yüksek plastisiteli, düşük permabiliteli ince daneli zeminlerde suyun varlığına ve miktarına bağlı olarak zeminin dayanımı düşerek stabilite problemlerine yol açmaktadır. Non-plastik özellikteki, daha yüksek permabiliteli zeminlerin su tutma kapasiteleri daha düşük olduğundan kaba daneli zeminler suyun varlığından ve miktarından sıklık mertebesine bağlı olarak ince daneli malzemelere oranla daha az etkilenmektedir. Buradan da anlaşılabacağı üzere suyun varlığı ve miktarı zeminlerin dayanımları üzerinde etkilidir. Bu nedenle şev stabilite analizlerinde muhakkak hesaplamalara dahil edilmelidir(Tunç, 2002).

Deprem etkisi

Depremler; şiddeti, salınım süresi, gerçekleşme derinliği, atım özellikleri ve deprem esnasında oluşan dalga türü açısından çok farklılıklar gösterse de tüm mühendislik yapıları üzerine ekstra yüklemeler yapmaktadır. Deprem etkisiyle oluşan sismik yüklerin yapılar üzerindeki etkisi; depremin oluşum özelliklerinin yanı sıra kaya veya zemin ortamının jeolojik ve jeomekanik özelliklerine bağlı olarak değişiklik göstermektedir.

Sınır şartlarda denge durumunda olan bir şev, deprem esnasında oluşan sismik yükler nedeniyle duraylılığını kaybederek stabilite problemlerine yol açabilir. Bunun önüne geçmek amacıyla; özellikle son yıllarda bilgisayar destekli şev stabilite çalışmalarında, çalışma sahasının jeolojik yapısı ve deprem geçmişi göz önünde bulundurularak sismik yükler tasarımı esnasındaki hesaplamalara dahil edilmektedir.

Depremlerin mühendislik yapılarına verdiği hasarın büyüklüğü, çalışma sahasındaki kaya – zemin özelliklerine, hidrolojik duruma ve tasarıma bağlıdır. Depremin şiddetinin mühendislik yapıları üzerindeki etkisini bu 3 parametre kontrol etmektedir.

3.1.1.2 Jeomekanik faktörler

Jeomekanik faktörler, kaya ve zemin ortamındaki formasyonların dayanım parametrelerini ifade etmektedir. Çalışma ortamındaki formasyonun türüne bağlı olarak değişen dayanım parametreleri, şev tasarımında formasyonların yük altındaki davranışları hakkında yorum yapabilmemizi sağlayan en temel verilerdir. Kaya

ortamında yapılan stabilite çalışmalarında, kaya kütlesi kalitesi sınıflamalarından sıklıkla yararlanılmaktadır (Köse ve Kızıl, 1995).

Kaya kütlesi kalitesi

Kaya kütlesi değişik tiplere ve özelliklere sahip kompleks bir yapıdır. Kaya kütlesi kalitesi hesaplanırken, bütün bir kayacın değişik süreksizliklerle bozulmuş olduğu düşünülerek bu süreksizliklerin gözönüne alınması gerekmektedir (Bieniawski, 1989). Kaya kütlesi kalitesini tespit etmek için çeşitli sınıflandırmalar geliştirilmiştir. Bu sınıflandırmalardan en önemlileri şunlardır:

- Sağlam kaya sınıflandırması
- Kaya kütlesi sınıflandırması

Bugün kullanımda olan birçok sağlam kaya sınıflandırması olmasına rağmen, en çok kullanılan ISRM (International Society for Rock Mechanics) sınıflandırmasıdır. Bu sınıflandırma kaya kütlesini temsil etmekle beraber, sağlam kayacın basınç dayanımını kullanarak o kaya kütlesinin kalitesi hakkında bilgi vermektedir (Köse ve Kızıl, 1995).

Çizelge 3.3 : Sağlam kaya sınıflandırması (Deere ve Miller, 1996).

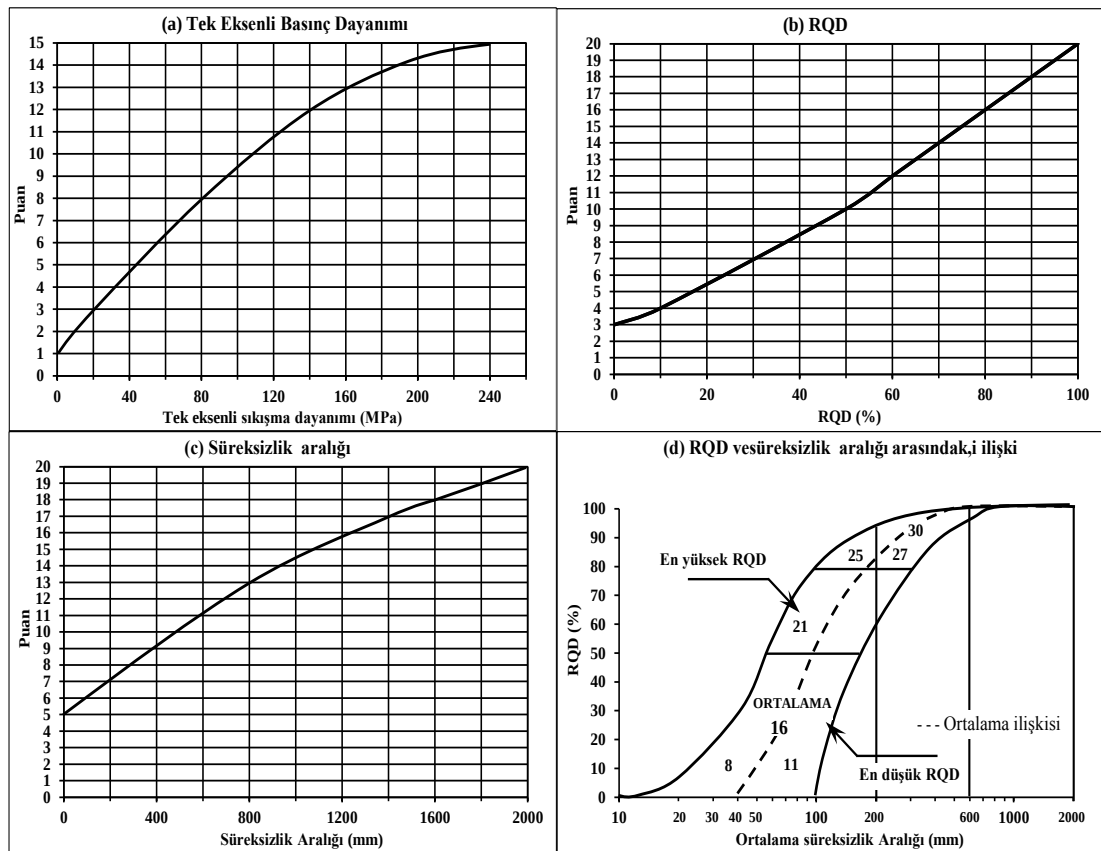
<i>Kayaç Dayanım Sınıfı</i>	<i>Tek Eksenli Basınç Dayanımı (kgf/cm²)</i>
<i>Çok Yüksek</i>	<i>> 2000</i>
<i>Yüksek</i>	<i>2000 – 1000</i>
<i>Orta</i>	<i>1000 – 500</i>
<i>Düşük</i>	<i>500 – 250</i>
<i>Çok Düşük</i>	<i><250</i>

Kaya kütlesinin gerçek kalitesi tesbit etmek için kaya kütlesini etkileyen ve mühendisler tarafından kolaylıkla ölçülebilecek ve hesaplanabilecek parametreler kullanılır. Bu parametrelere birer değer verilir ve bu değerlerin toplanması sonucu elde edilen rakam o kaya kütlesinin kalitesini belirler (Köse ve Kızıl, 1995). En popüler kaya kütlesi sınıflaması, Bieniawski tarafından 1973-1989 yılları arasında tüneller, temeller, şev yamaçları ve diğer yeraltı yapılarına uygun tahkimat önlemlerinin seçiminde yaygınca kullanılan jeomekanik veya RMR (Rock Mass Rating) sınıflandırmasıdır. Sistem 1989'a kadar yapılan çeşitli araştırmalar ve gözlemler neticesinde bazı değişikliklere uğramıştır. Kayayı mühendislik yönünden sınıflamada birçok yöntem vardır. Ancak Jeomekanik (RMR) sınıflama bunların en yararlılarından biridir. 1972'deki ilk halinde kaya davranışında aşağıda belirtilen bazı

parametreler gözetilir ve sınıflandırma bu parametrelere verilen puanlara göre yapılır (Polat, 2010). Bu sınıflandırma aşağıdaki parametreleri dikkate almaktadır;

- Kayaç dayanımı
- RQD değeri
- Süreksizlikler arası mesafe
- Süreksizliklerin durumu
- Yeraltı su durumu
- Süreksizliklerin oryantasyonu

Bieniawski, 1989 yılına kadar olan süre içerisinde kayaç malzemesinin dayanımı, RQD değeri ve süreksizlik aralığı konularında yapılan puanlamanın yeterince hassas olmadığını ve bu durumun da değerlendir yaparken yanlış değerlendirmelere sebep olabileceği düşüncesiyle çeşitli düzenlemeler yapmıştır. Bu düzenlemelerden en önemlilerinden biri Şekil 3’de belirtilen abaklar yardımı ile kayaç malzemesi dayanımı, RQD değeri ve süreksizlik aralıkları için puanlamaların daha hassas yapılabilmesidir (Şekil 3.6).



Şekil 3.6 : Tek eksenli basınç dayanımı, RQD, süreksizlik aralığı puanlama abağı ile RQD ve süreksizlik aralığı ilişkisi abağı (Bieniawski, 1989).

Çizelge 3.4 : RMR sınıflamasistemi (Bieniawski, 1989).

A. SINIFLANDIRMA PARAMETRELERİ ve PUANLARI									
Parametre			Değişim Aralığı						
1	Kayaç Malzemesinin Dayanımı (MPa)	Nokta Yükleme Dayanımı	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Düşük aralıklar için tek eksenli basınç dayanımı kullanılır.		
		Tek Eksenli Basınç Dayanımı	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5-25	1-5	< 1
	Puan		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90 – 100	75 - 90	75 - 50	25 - 50	< 25		
	Puan		20	17	13	8	3		
3	Süreksizlik Aralığı (mm)		> 2000	600 – 2000	200 – 600	60 – 200	< 60		
	Puan		20	15	10	8	5		
4	Süreksizliklerin Durumu		Çok pürüzlü yüzeyler	Az pürüzlü yüzeyler	Az pürüzlü yüzeyler	Sürtünme izli yüzeyler veya	Yumuşak fay dolgusu > 5 mm kalınlıkta		
			Sürekli değil	Ayrılma<1mm	Ayrılma<1mm	Fay dolgusu < 5 mm veya	veya		
			Ayrılma yok	Az ayrılmış eklem yüzeyi	Çok ayrılmış eklem yüzeyi	Ayrılma 1-5 mm	Sürekli eklem		
Puan		30	25	20	10	0			
5	Yeraltı Suyu	Tünelin 10 m'lik kısmından gelen su (l/dk)	Yok	< 10	10 - 25	25 – 125	> 125		
		Eklemlerdeki su basıncı / En büyük asal gerilme oranı	0	< 0,10	0,10 – 0,20	0,20 – 0,50	> 0,50		
		Genel koşullar	Tamamen kuru	Nemli	Islak	Damlama	Su akışı		
	Puan		15	10	7	4	0		
B. SÜREKSİZLİKLERİN YÖNELİMİNE GÖRE DÜZELTME									
Süreksizliklerin Doğrultu ve Eğimi			Çok uygun	Uygun	Orta	Uygun değil	Hiç uygun değil		
Puanlar	Tüneller		0	-2	-5	-10	-12		
	Temeller		0	-2	-7	-15	-25		
	Şevler		0	-5	-25	-50	-60		
C. KAYA KÜTLE KALİTESİ ve SINIFI									
Puan			100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 21		
Kaya Sınıfı			I	II	III	IV	V		
Kaya Kütle Kalitesi			Çok iyi kaya	İyi kaya	Orta kaya	Zayıf kaya	Çok zayıf kaya		

Şekil 3.6'daki abaklar ve Çizelge 3.4 yardımı ile kayanın toplam puanı belirlenmektedir. Çizelge 3.4'de “sınıflandırma parametreleri ve puanlar” başlığı altında “kayaç malzemesinin dayanı” ile ilgili puanlamanın daha hassat yapılabilmesi için Şekil 3.6'daki abaktan okuma yapılması daha doğrudur. Çizelgenin “sınıflandırma parametreleri ve puanlar” ve “süreksizliklerin yönelimine göre düzeltme” başlıklarındaki puanlamaların yapılması sonucu kayanın toplam puanı

belirlenmekte ve “*kayaç sınıfı ve kalitesi*” başlıklı bölümünden yararlanılarak kayacın sınıfı ve kalitesi tayin edilmektedir. Bu durum, ileriki dönemler ne tür stabilite problemleriyle karşılaşılabilceğinin yorumlanmasına ve daha doğru tasarım yapılmasına olanak sağlamaktadır.

3.1.1.3 Hidrolojik faktörler

Zemin ve kaya ortamında gerçekleştirilen mühendislik çalışmalarında, çalışma sahasında yeraltı suyunun varlığı hemen hemen her zaman stabiliteyi olumsuz etkilemektedir. Kaya ortamında, özellikle çok sayıda süreksizlik kayaçların hem dolgu malzemesinin çözünüp taşınmasına, ayrışma sürecinin hızlanmasına sebep olmakta hem de hidrostatik basınç oluşturmak suretiyle yapının daha fazla yüke maruz kalmasına sebep olmaktadır. Zeminlerde ise; oluşturduğu hidrostatik basıncın yanı sıra zemin kayacının türüne bağlı olarak şişme, don kabarması, sıvılaşma gibi stabilite problemleri ile orijinal kayacın kıvam veya sıkılığında değişimlere sebebiyet vermek suratiyle zeminin taşıma kapasitesinde önemli ölçüde düşüslere sebebiyet verebilmektedir.

Yeraltı su seviyesi

Bir açık maden işletmesine gelen su, çeşitli ekonomik, çalışma, emniyet ve şev stabilite problemlerine sebep olur. Bir ocağa giren su aşağıdakikaynaklardan gelebilir (Köse ve Kızıl, 1995):

- Yağmur ve sellerden
- Yüzey su birikintilerinden
- Islak dekapajdan
- Yeraltı suyundan
- Kapalı işletmelere dolan sudan

Yeraltı sularının en büyük etkisi, kayacın efektif dayanımını azaltan kayaç içerisinde su basıncını oluşturmasıdır. Ayrıca yeraltı suyunun mevcudiyeti kaya kütlelerinin kesme dayanımını azaltır ve kayacın bozuşmasına neden olur. Faylarda ve eklemlerde suyun mevcudiyeti şev stabilitesi açısından oldukça önemlidir. Çünkü, süreksizliklere giren su o düzlemlerin kaymaya karşı olan dirençlerini azaltır (Singh ve Denby, 1989).

Genel olarak yeraltı suyunun şev stabilitesi üzerindeki etkisi aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Kayacın içsel sürtünme açısını düşürür,
- Kil ve dolgu malzemelerinin kohezyonunu azaltır,
- Kazı yönünde basınç kuvvetleri oluşturur,
- Şevlerin arkasında bulunan gerilim çatlaklarında su basıncı oluşturur,
- Patlatma yapıldığında hidromekanik şok dalgaları oluşturur.

Denge durumunda olan şevlerde, yeraltı su seviyesinin etkilerini azaltmak için mutlaka şevlerin sudan arıtılması yani drenaj çalışmalarının yapılması gerekmektedir (Köse ve Kızıl, 1995). Bu amaçla yapılabilecek susuzlandırma yöntemleri;

- Sondajla drenaj
- Galeri yöntemi
- Yatay sondaj yöntemi
- Su kanalları şeklinde özetlenebilir.

3.1.2 Dizayn faktörleri

Dizayn faktörü başlığı altında şev stabilitesine etki eden altı temel parametre vardır. Bunlar; şev geometrisi, şev profili, patlatma, şev yüklenme, eski yeraltı işletmelerinin boşlukları ve zaman faktörüdür. Bunun yanı sıra, stabilite problemlerinin çözümü noktasında drenaj ve stabilizasyon çalışmaları da şev stabilitesine etki eden parametreler olarak değerlendirilmelidir.

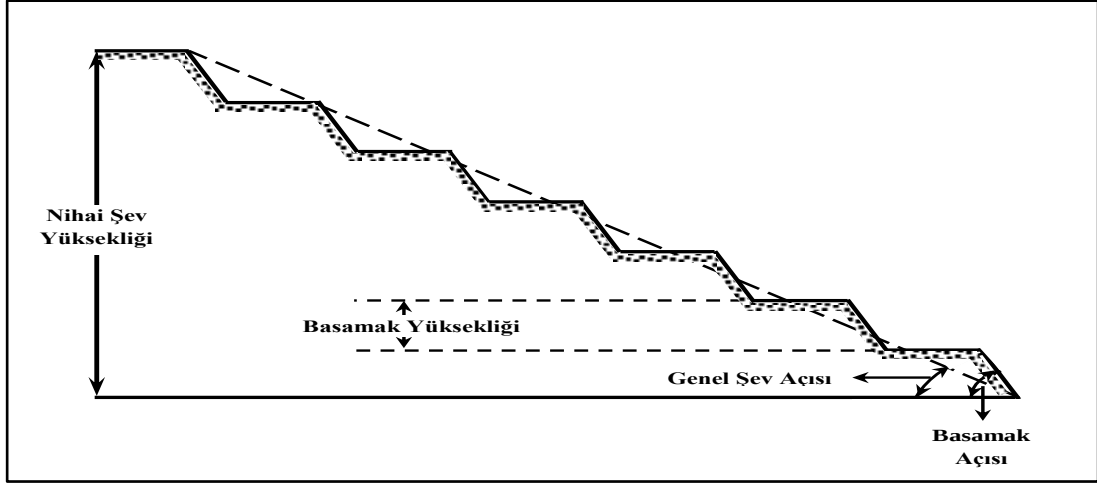
3.1.2.1 Şev geometrisi

Uygulanan madencilik yöntemi, şev açısı, şev yüksekliği ve şev yatım yönü şev stabilitesine etkileyen en önemli geometrik faktörlerdir. Şekil 3.7’de şev geometrisi parametreleri gösterilmektedir.

Uygulanan madencilik yöntemi ve uygulanış yönü oldukça önemlidir. Kazı, eğim yönünün tersi doğrultusunda yapılırken, kazı yapılan kayaçta eğim doğrultusunda yapılırken da dekapajda şev kayma tehlikesi ortaya çıkmaktadır. Eğer her iki tarafta da şev kayma tehlikesini azaltmak isteniyorsa doğrultu boyunca veya diyagonal kazı yöntemi seçilmelidir (Köse ve Kızıl, 1995).

Bir açık maden işletmesinde şev açısının çok düşük olması şev gereksiz yere çok stabil getirirken ekonomik olmaktan çıkarmaktadır. Diğer taraftan, şev açısının aşırı derecede yüksek olması da ekonomik olmasının yanı sıra şevin kayma olasılığını

arttıracaktır. Bu yüzden, şev tasarımı aşamasında hem ekonomik açıdan hem de güvenlik açısından optimum şev açısının tespit edilmesi gerekmektedir. Seçilecek şev açısı kazının yapıldığı kayacın veya zeminin cinsine bağlı olduğundan her formasyonda ayrı bir şev açısı tespit etmek gerekir.

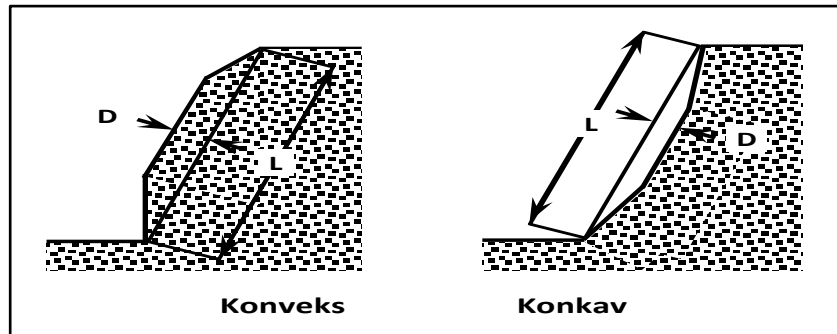


Şekil 3.7 : Şev geometrisi parametreleri.

Şev yüksekliğinin artması süresizliklerin ve jeolojik bozuklukların ortaya çıkmasına sebep olur. Bu durum da şevlerde kayma riskini artırır. Ayrıca şev yüksekliğinin şev açısı ve şevin ömrü ile yakından ilişkisi vardır. Şev ömrü ve şev açısı arttıkça şev yüksekliğinin düşürülmesi gerekir (Köse ve Kızıl, 1995).

3.1.2.2 Şev profili

Bir şev analizi yapıldığı zaman çoğunlukla şev yüzeyi lineer alınır ve iki boyutlu gözönünde bulundurulur. Oysa gerçekte şevlere hem üstten hem de yandan bakıldığında lineer olmadıkları ve belli bir konkav veya konveks yapıya sahip oldukları görülür (Şekil 3.8). Yapılan araştırmalara göre şev kaymalarının % 40'ının şevin konveks durumda iken meydana geldikleri görülmüştür (Cobb 1981, Scoble 1981, Stead 1984).



Şekil 3.8 : Değişik şev profilleri.

Şev profil şekillerinin şev stabilitesi üzerindeki etkisini hesaplamak için bir indeks geliştirilmiştir. Bu indeks aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$S.I. = 100 * \frac{D}{L} (Konveks) \quad (3.1)$$

Burada D ve L şev boyutları ile ilgili parametreler olup Şekil 3.8’de gösterilmektedir. Konkav şev profillerinin hesaplanması için ise eşitlik “-1” ile çarpılmalıdır. Eğer;

- S.I.< 0 ise Şev Konkav
- S.I.= 0 ise Şev Lineer
- S.I.>0 ise Şev Konvektir.

Şev indekslerine bağlı şev profili tanımlaması Çizelge 3.5’de verilmektedir.

Çizelge 3.5 : Şev indeksi (Köse ve Kızıl, 1995).

<i>Şevİndeksi</i>	<i>Tanım</i>
-20 >	<i>Oldukça Konkav</i>
-20 – (-10)	<i>Orta Konkav</i>
(-10) – 0	<i>Hafif Konkav</i>
0	<i>Lineer</i>
0 – 10	<i>Hafif Konveks</i>
10 - 20	<i>Orta Konveks</i>
> 20	<i>Oldukça Konveks</i>

3.1.2.3 Patlatma

Açık işletmelerde, uygulanan patlatma işleminin amacı kaya kütlelerini parçalamak ve kazıyı kolaylaştırmaktır. Şev analizi yapıldığı zaman patlatma işlemi çoğunlukla gözönünde bulundurulmaz. Eğer patlatma işlemi dikkatli bir şekilde uygulanmazsa, kaya kütlelerinin direnci azalır, süreksizlikler açılır, yeni çatlaklar oluşur, yeraltı suyu çatlaklara dolar ve şev kayma tehlikesi ortaya çıkar (Hughes ve Leigh, 1985). Patlatmanın şev stabilitesi üzerindeki etkileri aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Şev çevresindeki kaya kütlesi patlatma etkisiyle parçalanır,
- Şeve etki eden kayma kuvvetleri, patlatmanın sismik dalgaları yüzünden artar,
- Patlatma sonucu ortaya çıkan yeni çatlaklara su dolar ve şevi duraysız hale getirir,
- Patlatma yerine yakın ve denge konumunda olan şevler, sismik dalgalar yüzünden denge konumlarını bozabilirler.

Patlatmanın şev stabilitesi üzerindeki etkileri incelenirken aşağıdaki faktörler de gözönünde bulundurulmalıdır:

- Delik çapı,
- Kullanılan patlayıcı maddenin cinsi,
- Kullanılan patlayıcı maddenin miktarı,
- Delikler arası mesafe,
- Patlatma yöntemi.

3.1.2.4 Şeve yükleme

Denge konumunda bulunan bir şeve ekstra bir yükleme yapıldığı zaman kayma yönünde çalışan kuvvetler, bu yüklenmeden dolayı artıp şevin denge durumunu bozabilir. Açık maden işletmelerinde görülen yükleme şekilleri aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Şevin iş makinaları ile yüklenmesi,
- Şevin üzerine dökülen dekapaj tarafından yüklenmesi,
- Şevin üzerinde bulunan göletler tarafından yüklenmesi,

Üzerinde ekskavatör veya dragline gibi ağır kazı makinalarının çalıştığı ve ağır kamyonlar tarafından kullanılan nakliye yollarının altında bulunan şevlerin analizi yapılırken, bu makinaların şevlere etkileri mutlaka hesaba katılmalıdır. Aksi taktirde, bir şev kayması durumunda bu çok pahalı iş makinaları zarar görebilir (Köse ve Kızıl, 1995).

3.1.2.5 Eski yeraltı üretim boşlukları

Son yıllarda açık işletme iş makinalarının kapasitelerinde görülen artışlar, daha önce açık işletme yöntemiyle üretimi ekonomik olmayan madenlerin üretimlerini ekonomik hale getirmiştir. Bir açık işletmede, daha önce kapalı işletmeyle bir üretim yapılmışsa üzerinde oluşturulan şevleri büyük ölçüde etkiler. Bu etki, yeraltı boşluklarının çökmesi, boşluklara dolan suyun yeraltı su rejimini etkilemesi ve göçüklerden sonra üst kayaç kütlelerinde meydana gelen kırık ve çatlaklar şeklinde görülür (Walton ve Taylor, 1977, Hughes ve Leigh, 1985). Eski yeraltı işletmelerinin şev stabilitesine etkisinde gözönünde bulundurulması gereken faktörler;

- Uygulanmış yeraltı üretim yöntemi

- Üretim oranı
- İşletme derinliği

3.1.2.6 Zaman faktörü

Açık işletmelerde oluşturulan bazı şevlerin kısa süreli, bazılarının da uzun süreli ayakta kalması (özellikle nihai şevler) istenir. Tecrübeler gösteriyorki bazı şevler belli bir süre ayakta kaldıktan sonra sonuçta kayarlar. Bu yüzden zaman faktörü oldukça önemlidir. Çünkü bir şev ayakta kaldığı süre içinde tüm dış etkilere ve dolayısıyla bozuşmaya açıktır. Ayrıca zaman süreci içinde kayaçlarda, yükten gelen gerilmeler yüzünden yorulmalar başlar, çatlaklarının genişler ve çatlaklara su dolar (Köse ve Kızıl, 1995).

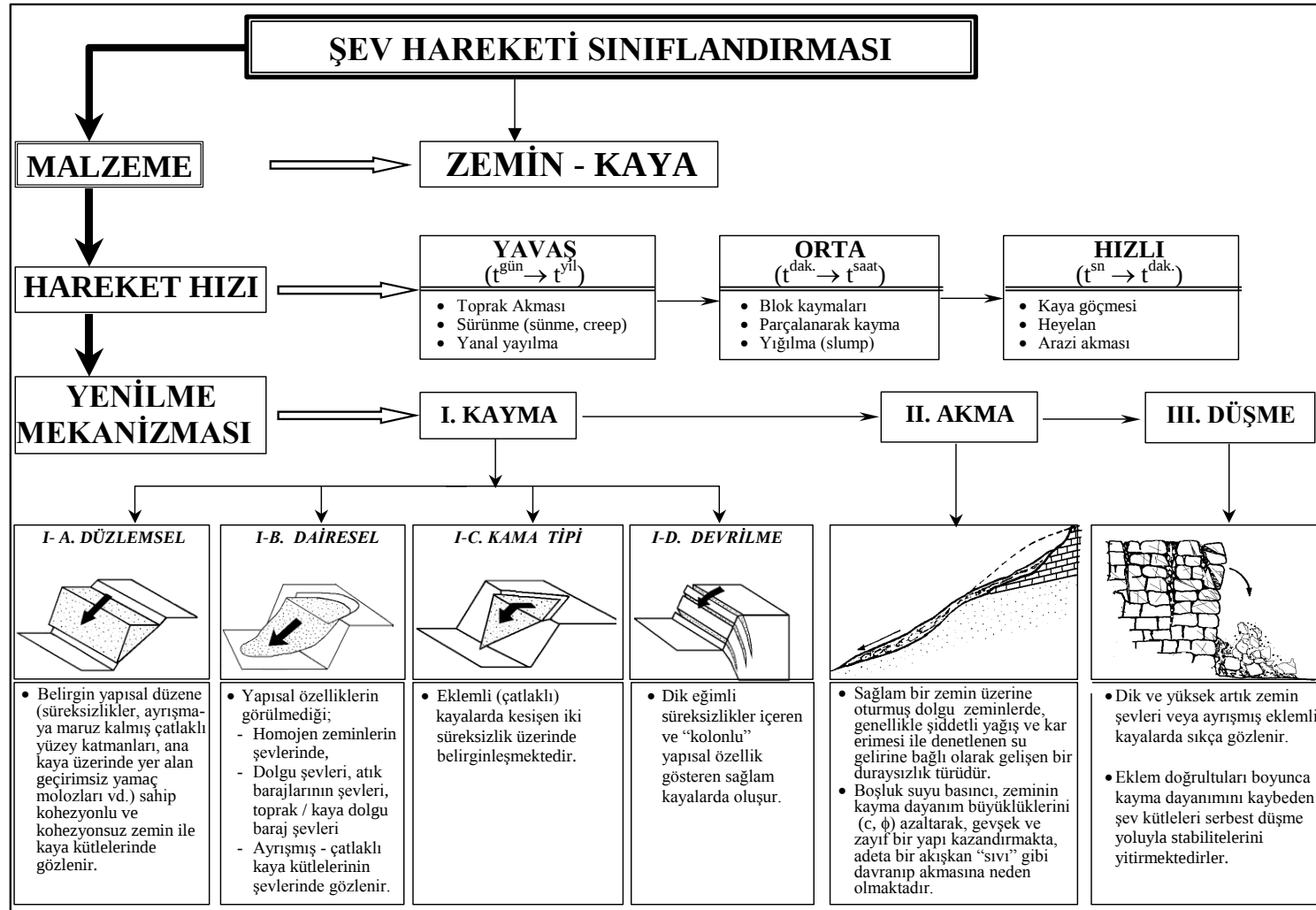
Açık işletmelerde en uzun süre ayakta kalması istenen şevler nihai şevler olmasına rağmen üretime bağlı olarak sürekli ötelenmektedir. Bundan dolayı genel olarak kısa süreli şevler olarak adlandırılabilir. Buna rağmen şev tasarımı yapılırken, hesaplamalarda planlanan faaliyet süresi göz önünde bulundurularak şev geometrisi belirlenmelidir.

3.2 Şev Hareketlerinin Sınıflandırılması

Şevler, doğal veya insan yapısı olarak kazı veya yığma işlemi sonunda yeryüzeyinde yükseklik farkları oluşturmak suretiyle meydana gelirler. Yerçekimi kuvveti nedeniyle, şevin daha yüksekte olan kısmının potansiyel enerjisi daha fazladır ve şev malzemesinin ve/veya süreksizliklerinin dayanımı izin verdiği sürece daha aşağılara inmek ister. Bu şekilde, şevlerde yenilmeye neden olan kuvvetler ile yenilmeye karşı koyan kuvvetler arasında bir denge oluşur. Bu denge yenilme yönünde bozulana dek şev duraylıdır (Özgenoğlu, 1986).

Kayada şev kaymaları genellikle süreksizlikler boyunca meydana gelir. Her ne kadar bazı kayma şekilleri belirgin ise de, kayma mekanizması genellikle kompleks ve tespiti zordur (Feng, 1988). Gerçek kayma şekli, süreksizliklerin konumuna ve sıklığına bağlıdır. Bu yüzden şev stabilitesi analizi yapmak ve kayma şeklinin tespiti için, kaya kütlelerinin fiziksel ve mekanik özelliklerinin tespiti gerekir. Aynı zamanda yapısal jeolojinin de göz önünde bulundurulması gerekir (Köse ve Kızıl, 1995).

Şev hareketlerinin sınıflandırılması Şekil 3.9'da verilmiştir.



Şekil 3.9 : Zemin ve kaya kütlelerinin hareket hızı ve yenilme mekanizmalarına göre sınıflandırılması (Arıoğlu ve Tokgöz, 2005).

Knill, Hutchinson ve Coates şev duraysızlıklarını yenilme mekanizmasına göre sınıflandıran araştırmacılardan yalnızca birkaçıdır. Knill'in sınıflandırmasına göre şev hareketleri üç ana kayma, akma ve düşme olmak üzere 3 ana başlıkta toplanmaktadır.

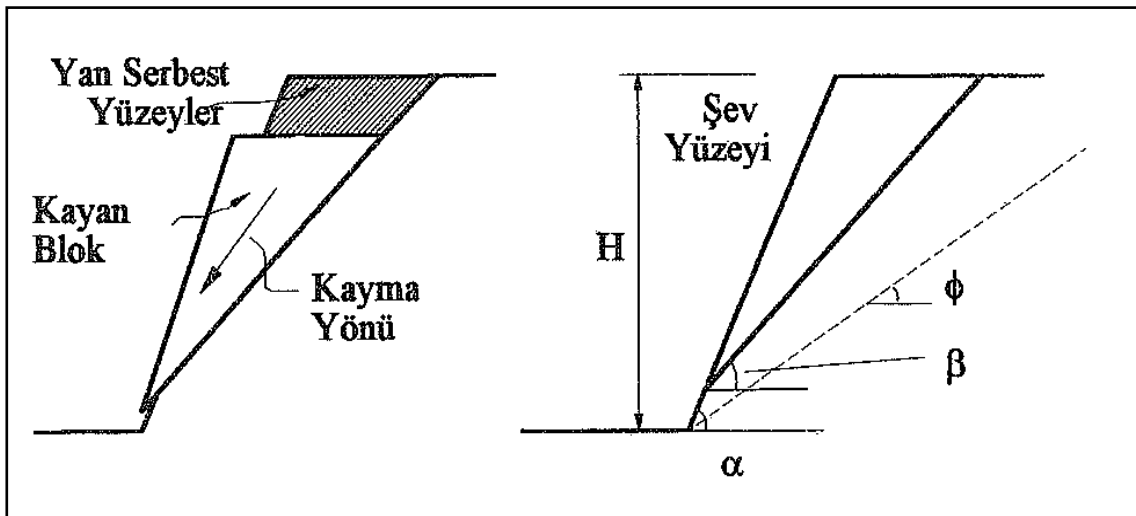
3.2.1 Kayma

Bu tür yenilmeler, belirli yüzey ya da yüzeyler boyunca makaslama direncinin aşılmasından ortaya çıkar. Kayma, süreksizlik düzlemi ya da düzlemleri gibi belirgin bir yüzey boyunca olacağı gibi, dairesel kaymada ya da kaya malzemesinin yenilmesinde olduğu gibi daha önceden belirlenmemiş bir yüzey boyunca da olabilir. Buna göre kayma türü yenilmeleri aşağıdaki gibi alt gruplara ayırmak mümkündür.

- Düzlemsel kayma
- Kama tipi kayma
- Dairesel kayma
- Devrilme tipi kayma

3.2.1.1 Düzlemsel kayma

Bu tip kaymalar, tabakalanma düzlemlerinde veya masif kayalarda meydana gelmiş büyük ve devamlı çatlakların var olmasıyla ortaya çıkarlar. Bu tür kaymalar şev yüzeyi altından geçen ve eğimi farklı olan süreksizlik düzlemi boyunca olur (Köse ve Kahraman, 2009). Güvenlik katsayısı, aynen tek bir bloğun kaymasında olduğu gibi hesap edilir (Karpuz ve Hindistan, 2008). Şekil 3.10'da düzlemsel kaymanın oluşum şekli görülmektedir.



Şekil 3.10 : Düzlemsel kayma mekanizması (Köse ve Kızıl, 1995).

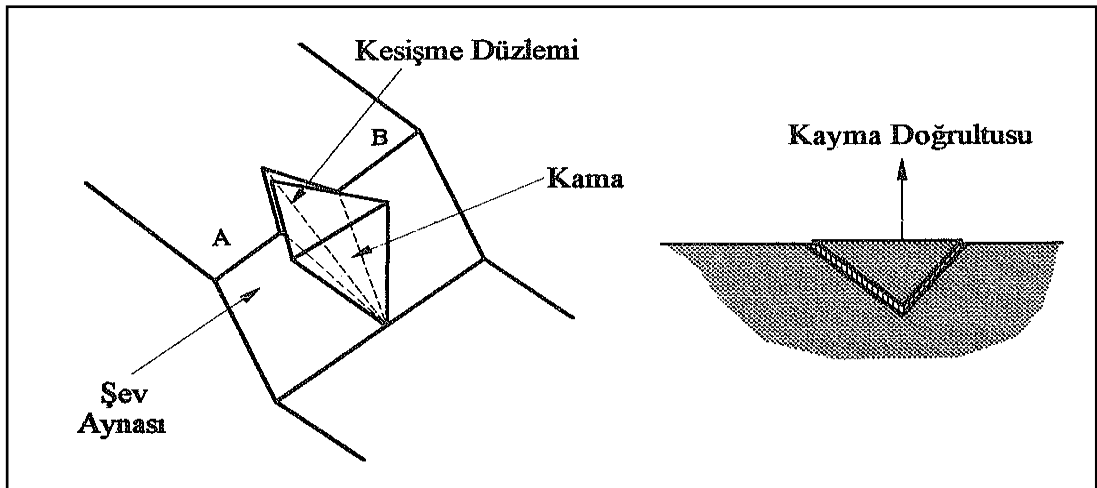
Bu kayma türünde kayma hızı, düşük açılı şevlerde yavaş, yüksek eğimli şevlerde hızlı olmaktadır (Köse ve Kızıl, 1995).

Düzlemsel bir yenilme olabilmesi için bazı geometrik koşullar sağlanmalıdır (Hoek ve Bray, 1981; Piteau ve Martin, 1982; Karaman, 2011). Bunlar;

- Kayma düzlemi, şev yüzeyine paralel veya paralele yakın olmalı (yaklaşık olarak $\pm 20^\circ$),
- Kayma düzleminin eğimi, içsel sürtünme açısından büyük ve şev açısından küçük olmalı ($\alpha > \beta > \phi$),
- Kaya bloğunun kaymasına yardımcı olabilecek, bir veya birden fazla yanal serbest yüzeylerin oluşması,
- Kazı yönüne doğru eğimli bir süreksizliğin olması veya sedimenter yapının kazı yönünde eğimli olması,
- Süreksizlik yüzeyi şev yüzeyinde mostra vermelidir.

3.2.1.2 Kama tipi kayma

Kama tipi yenilme bir doğru boyunca kesişen iki süreksizliğin oluşturduğu tetrahedral bir kama bloğunun, eğimi şevinkinden daha yatık olan kesişme hattı boyunca öne doğru hareket etmesi sonucu meydana gelir. Kama tipi yenilme analizlerinde stereonetler kullanılır. Kamanın şekli, arakesit çizgisinin yönelimi ve kayma yönü stereonet ile belirlenebilmektedir. Hareketlerin yörünge, hız ve ivme v.b. açısından irdelenmesi esasına dayanan kinematik analiz yönteminin amacı, kaymaya neden olabilecek potansiyel duraysız kamaları belirlemektir (Karaman, 2011). Şekil 3.11’de kama tipi kaymanın oluşum şekli görülmektedir.



Şekil 3.11 : Kama tipi kayma mekanizması (Köse ve Kızıl, 1995).

Bu kayma türünün meydana gelmesi için aşağıdaki şartların yerine gelmesi gerekmektedir:

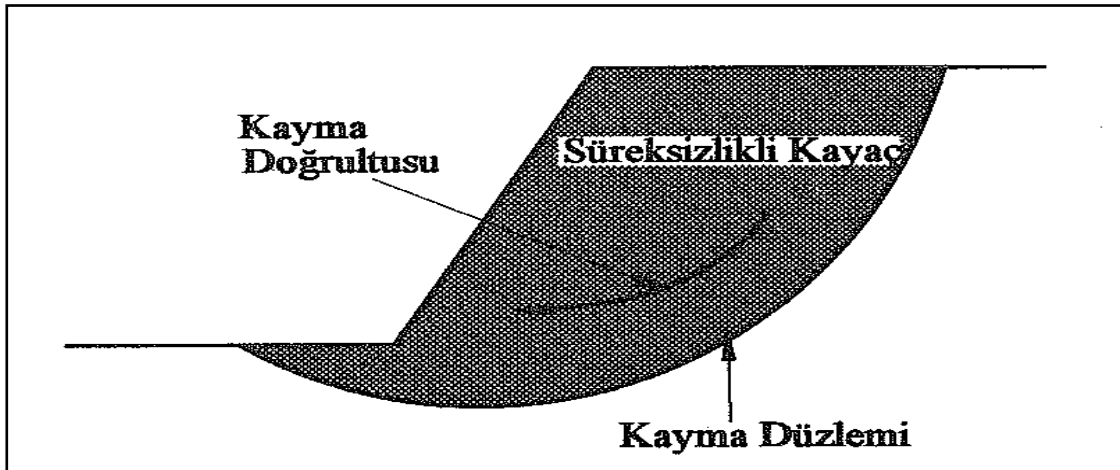
- En az iki süreksizliğin mevcut olması ve bu süreksizliklerin birbirini kesmesi,
- Kesişme düzleminin şev aynasında görülmesi (mostra vermesi),
- Kesişme düzlemi, kazı yönüne doğru meyilli, kayacın içsel sürtünme açısından büyük olmalıdır.

Kama türü kayma genellikle küçük boyutlarda ($<1000 \text{ m}^3$) meydana gelmelerine rağmen küçümsememesi gerekir. Çünkü bu tür kaymalar çok ani ve uyarısız meydana gelirler. Bir kama türü kaymada kaymayı teşvik eden ve kaymaya karşı koyan kuvvetlerin hesaplanması oldukça karmaşıktır (Köse ve Kızıl, 1995).

Genelde, kinematik analizler sonucu stereonet üzerinde belirlenen alana iki süreksizliğin kesişim noktasının düşmesi halinde kayma oluşabilir. Stereonet üzerinde yapılan değerlendirmeler kama tipi yenilmenin kinematik olarak mümkün olup olmadığını göstermektedir (Karaman, 2011).

3.2.1.3 Dairesel kayma

Malzemeler çok zayıf olduğu zaman; örneğin bir zemin (toprak) şevinde, ya da döküm harmanında ya da sık eklemli, kırılmış kaya kütlelerinde olduğu gibi, kayma yine bir süreksizlik boyunca tanımlanır, fakat kayma yüzeyi dairesel bir yüzeydir (Karpuz ve Hindistan, 2008). Kayma, dairesel bir yüzey üzerinde ve zemin ya da kaya kütlelerinin ağırlığından kaynaklanan gravite kuvvetlerinin kaymaya karşı koyan kuvvetleri yenmesi sonucu ortaya çıkar (Köse ve Kızıl, 1995). Dairesel kaymanın oluşumu Şekil 3.12’de görülmektedir.

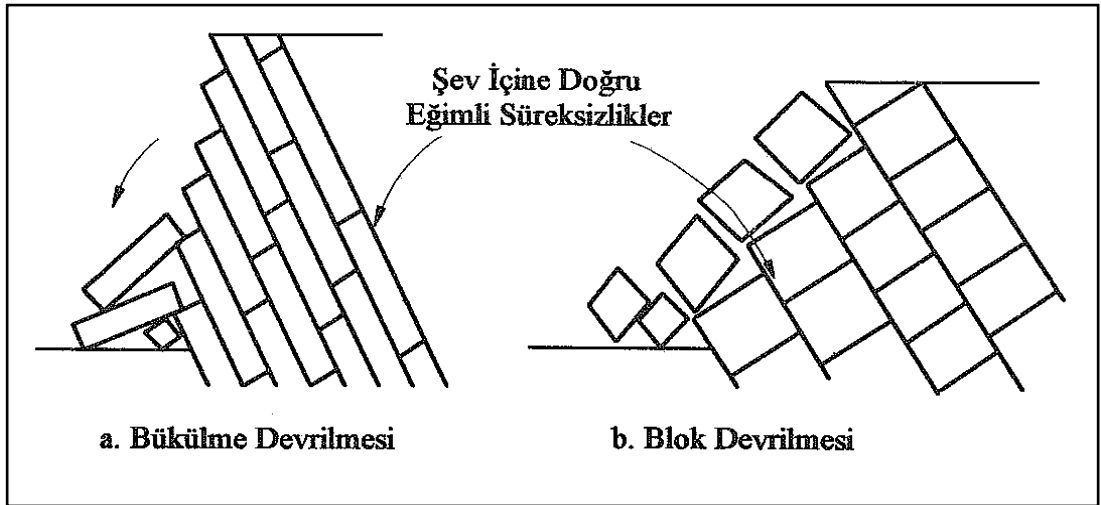


Şekil 3.12 : Dairesel kayma mekanizması (Köse ve Kızıl, 1995).

Dairesel kaymalarda, kayma düzlemi genellikle kaymaya karşı koyan kuvvetlerin minimum olduğu yerlerde bulunur. Ayrıca, zemin veya kaya kütlelerinde bulunan parçaların büyüklüğü şev ile kıyaslandığı zaman çok küçük olduğu ve bu tanelerin birbirleriyle kenetli bulunmadığı durumlarda dairesel kaymalar meydana gelir (Köse ve Kızıl, 1995).

3.2.1.4 Devrilme tipi kayma

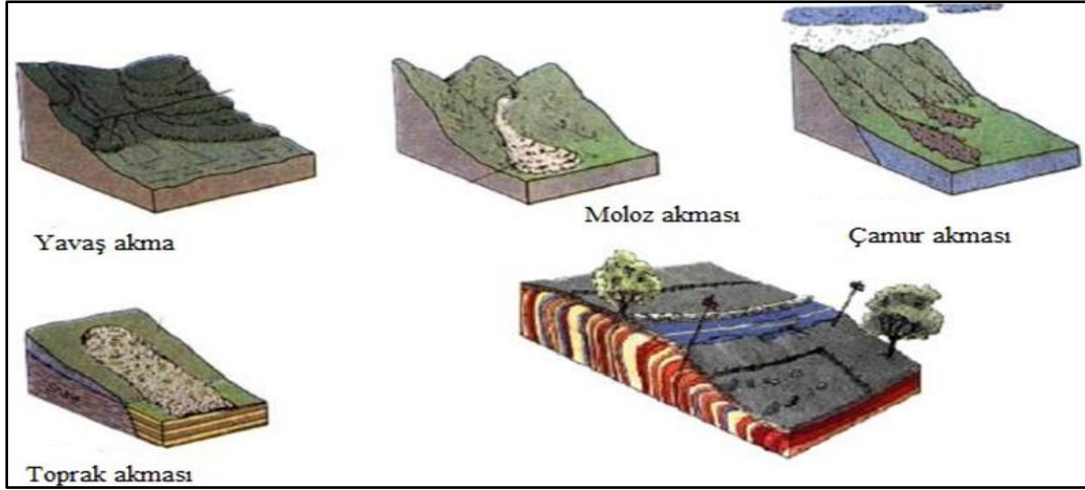
Devrilme türü kaymalar dike yakın eğime sahip süreksizliklerle ayrılan uzun kolonların öne doğru bükülmesi veya bloklar halinde devrilmesiyle oluşur. Bükülme devrilmeleri dike yakın eğime sahip süreksizliklerle ayrılan uzun kolonların öne bükülüp kırılmaları sonucu oluşurlar (Şekil 3.13). Blok devrilmesi ise sağlam kaya kolonlarının geniş aralıklı çapraz eklemlerle bölünmesi durumunda meydana gelir. Şev arkasında meydana gelen yeraltı su basınçları ve yüzeyden çatlaklara dolan suyun meydana getirdiği su basıncı, devrilme işleminde büyük rol oynamaktadır. Ayrıca şevin süreksizliklerle olan konumu oldukça etkileyici bir faktördür (Köse ve Kızıl, 1995).



Şekil 3.13 : Devrilme tipi kayma mekanizması (Köse ve Kızıl, 1995).

3.2.2 Akma

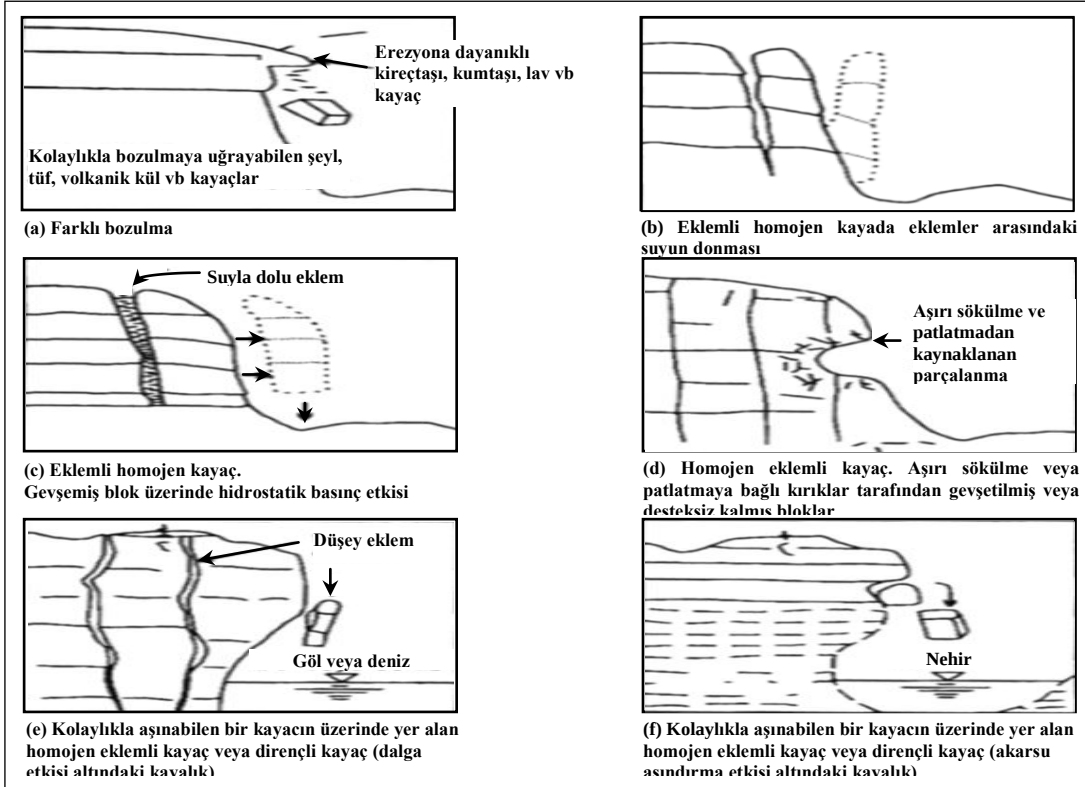
Konsolide olmamış (pekişmemiş) malzemelerin doymun veya kuru halde ve yavaş veya hızlı şekilde yamaç boyunca kıvamlı bir sıvı gibi hareket etmeleri, akma duraysızlığına neden olmaktadır. Kuru kumlar ile kil boyutundan moloz boyutuna kadar değişen malzemelerde bu tür duraysızlık gelişebilir ve kum akması, çamur akması ve moloz akması şeklinde adlandırılır (Ulusay ve Sönmez, 2002). Akma türleri Şekil 3.14'te verilmiştir.



Şekil 3.14 : Bazı akma türleri (Ulusay ve Sönmez, 2002).

3.2.3 Kaya Düşmesi

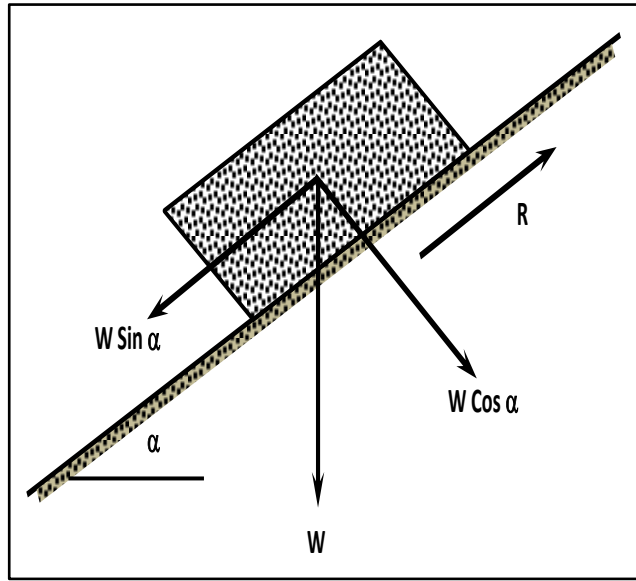
Düşme bir yamaçtan aşağıya hızla düşen, yol boyunca yuvarlanan ve hatta havada savrulan zemin veya kaya parçalarından oluşan yamaç yenilmeleridir (Coduto, 2005). Düşen malzemenin cinsine göre “Kaya Düşmesi, Moloz Düşmesi, Zemin (Toprak) Düşmesi” gibi isimler alabilirler (Tekin, 2011). Kaya düşmesine neden olan süreçler Şekil 3.15’te verilmiştir.



Şekil 3.15 : Kaya kütlelerinde kaya düşmesine neden olan süreçler (Ulusay ve Sönmez, 2002).

3.3 Güvenlik (Emniyet) Katsayısı

Eğimli bir düzlemin üzerinde duran bir bloğun stabilitesini tanımlayan tüm eşitlikler; kaymayı teşvik edici kuvvetlerin kaymaya karşı koyan kuvvetlerle dengelendiğini varsayan denge sınırı yöntemine dayandırılmaktadır. Şevlerin stabilitelerini karşılaştırmak açısından, denge sınırının dışında bazı indeksler gerekmektedir ve en uygun olarak kullanılan indeks ise emniyet katsayısıdır. Emniyet katsayısı (FS), kaymaya karşı koyan toplam kuvvetlerin, kaymayı teşvik eden toplam kuvvetlere oranı olarak tanımlanır (Şekil 3.16, Denklem 3.2 ve 3.3).



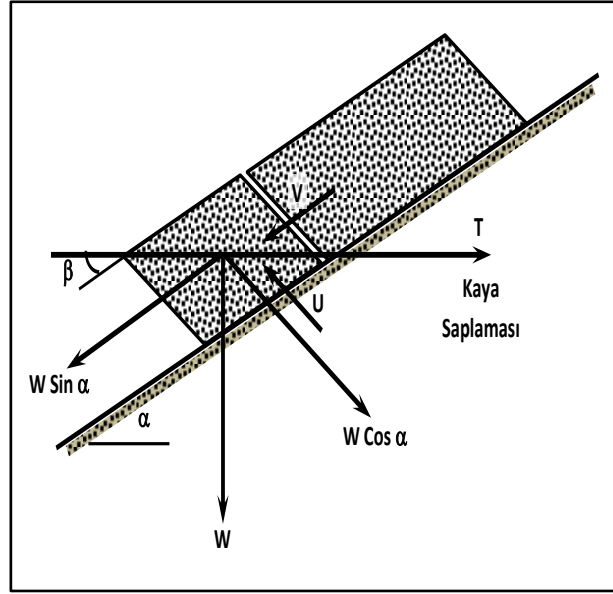
Şekil 3.16 : Eğik düzlem üzerindeki bloğun yerçekimi kuvveti etkisiyle hareketi (Köse ve Kızıl, 1995).

$$\text{Emniyet Katsayısı} = \frac{\text{Kaymaya Karşı Koyan Kuvvetler}}{\text{Kaymayı Oluşturan Kuvvetler}} \quad (3.2)$$

Yani,

$$FS = \frac{cA + W \cos \alpha \tan \phi}{W \sin \alpha} \quad (3.3)$$

Su basıncı kuvvetleriyle etkilenen ve gerdirmeli kaya saplaması ile sağlamlaştırılan bir şevin, kayma mekanizmesi Şekil 3.17’de gösterildiği gibi olup emniyet katsayısı denklem 3.4’te belirtildiği şekilde hesaplanmaktadır (Hoek ve Bray, 1995).



Şekil 3.17 : Yerçekimi kuvveti, efektif gerilme, su basıncının etkin olduğu ve kaya saplaması ile sağlamlaştırılmış bir şevin kayma mekanizması.

$$FS = \frac{cA + (W \cos \alpha - U + T \sin \beta) \tan \phi}{W \sin \alpha + V - T \cos \beta} \quad (3.4)$$

Şev, yenilme noktasında olduğu zaman, kaymaya karşı koyan ve oluşturan kuvvetler eşittir ve emniyet katsayısı $FS=1$ 'dir. Şev duraylı olduğu zaman, karşı koyan kuvvetler oluşturan kuvvetlerden daha büyüktür ve “emniyet katsayısı (FS) > 1 ” büyüktür (Hoek ve Bray, 1995).

Bir açık ocakta, şevin gözlenen davranışının yenileme noktasında olduğu ve şevin stabilize edilmesine karar verildiğinin farzediniz. Denklem 3.4; drenajla “kaldırma kuvveti (U)” ve “su basıncı (V)” nin azaltılması ya da kaya saplaması ya da halat uygulamasıyla “gerdirme kuvvet (T)” nin artırılması halinde emniyet katsayısının arttırılabileceğini göstermektedir. Kayan kütlein ağırlığını (W), değiştirmek de mümkündür. Fakat, W 'nin azaltılmasıyla, hem kaymayı teşvik eden hem de karşı koyan kuvvetler de azalacağından, W 'deki azalmanın emniyet katsayısı üzerindeki etkisi dikkatlice değerlendirilmelidir (Hoek ve Bray, 1995).

β açısı denklem 3.5'i sağladığı zaman, istenen emniyet katsayısını sağlayacak saplama gerdirmesi minimumdur.

$$\tan \beta = \frac{1}{FS} \tan \phi \quad (3.5)$$

Bu sonuç denklem 3.4'ün, β 'ya göre türevinin alınması ve $(dT/d\beta) = 0$ ve $(dF/d\beta) = 0$ eşitliğiyle elde edilmiştir.

Pratik tecrübeler, yukarıda tanımlanan duruma benzer durumlarda, uzun süreli duraylılık gerektirmeyecen açık ocak şevlerinde emniyet katsayısını 1,00'den 1,30'e çıkartılmasının yeterli olacağını göstermiştir. Önemli yapılara ya da nakliye yollarına yakın kritik şevlerde, genellikle emniyet katsayısının 1,50 olması tercih edilir (Karpuz ve Hindistan, 2008).

Eğer şevde önlemler alınırsa, onların şev yenilmesine karşı etkileri, emniyet katsayısındaki artışın hesap edilmesiyle ölçülür. Hoek ve Londe (1974); şev ve temel tasarım yöntemlerinin genel bir derlemesinde, tasarım mühendisi için en yararlı bilginin, önemli parametrelerdeki değişime karşı yapıların tepkisi olduğu sonucuna varmışlardır. Böylece, şevde iyileştirme önlemleriyle ilgili kararlar; örneğin drenaj, emniyet katsayısının değerinin yeterli derecede hassasiyetle hesap edildiğine inanılmasa da, emniyet katsayısının değişim hızına dayandırılmalıdır. Buradan, *“Tasarımcı mühendisin işlevi; hassas şekilde hesap etmek değil, sağlam muhakeme etmektir.”* genel sonucu çıkarılır (Hoek ve Bray, 1995).

Bir maden ocağı ya da bir inşaat mühendisliği projesi ile ilgili fizibilite çalışmasıyla sorumlu bir jeoteknik mühendis, şev tasarımı çalışmaları sırasında gerekli bilgilerin daha önceden temin edilmediğini sıkça görür. Böyle bir durumda, şevin davranışını karşılaştırabilecek geçmişe dönük bir tecrübe birikimi yoktur. Eldeki verilere göre, sorumlu mühendis güvenlik katsayısını 1,30 olarak tasarımını yapar. Fakat, bu kaya kütlesi için şevin davranışını gözleme şansı olmadığı için, 1,30 değerinin şevin duraylılığını temsil edip etmediği konusunda da bir fikri olmayacaktır. Bu çerçevede, güvenlik katsayısının hesap edilmesinde kullanılan parametrelerin seçiminde, mühendisin dikkatli olması önerilir. Tutucu bir yaklaşımla, kohezyon ve içsel sürtünme açısının düşük değerleri alınır ve eğer şevde yeraltı suyu durumu bilinmiyorsa, hesaplamada beklenen en yüksek su seviyesi kullanılmalıdır. Bir önceki durumda olduğu gibi, kaya saplaması ve drenajla ilgili duraylılık (hassasiyet) analizi bile yapılabilir; fakat şev tasarımını yapan mühendis, tutucu dayanım parametreleri seçmesi nedeniyle, şev kazıldığı zaman hoş olmayan sürprizlerle karşılaşabilir (Karpuz ve Hindistan, 2008).

4. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ YÖNTEMLERİ

Şev stabilitesi, kaya ve zemin ortamında amaçsal açıdan farklı çalışmalar yapsalar da birçok mühendislik disiplinin (maden, inşaat, jeoloji) mücadele ettiği ortak bir problemdir. Şevlerin oluşma/oluşturulma şekilleri, kullanım amaçları ve kullanım süreleri ne kadar olursa olsun stabilite problemlerine bağlı can ve mal kaybının önüne geçilmesi şev stabilitesinin temel ilkesi olarak kabul edilebilir. Şev stabilitesi; şevlerin kullanım amaçlarına ve ömürlerine bağlı olarak şevlerin duraylılığının sağlanması, mevcut stabilite problemleri söz konusu ise bu problemlerin sebeplerinin tespit edilerek en uygun önlemlerin alınması ve tüm bunları yaparken diğer taraftan da ekonomik – emniyet dengesini gözeterek optimizasyonun sağlanmasını amaçlamaktadır. Bu amaç çerçevesinde günümüze kadar birçok araştırmacı farklı analiz yöntemleri önermekle birlikte günümüzde en çok kabul gören şev stabilite analiz yöntemleri, “*Limit Denge Yöntemleri*” ve “*Nümerik Yöntemler*”dir. En bilindik şev stabilitesi analiz yöntemleri:

- Ampirik yöntemler,
- Limit denge yöntemleri,
- Nümerik yöntemler,
- Stereografik izdüşüm yöntemi,
- Şev dizayn grafikleri yöntemi olarak özetlenebilir.

Bu tez kapsamında en çok kabul gören iki yöntem olan “*Limit Denge Yöntemleri*” ve “*Nümerik Yöntemler*” kapsamlı şekilde ele alınacaktır.

4.1 Limit Denge Yöntemleri

Şev stabilitesi analiz yöntemlerinin yaklaşık 80 yıllık bir geçmişi bulunmaktadır. İsveç Demiryolları tarafından büyük ve maliyetli bir şev göçmesini incelemesi için görevlendirilen Geoteknik Komisyonunun geliştirdiği ve günümüzde İsveç Kayma Dairesi yöntemi olarak bilinen yöntem şev stabilitesi analizleri arasında bir ildir. Bu yöntemle göre şev hareketleri dairesel bir kayma yüzeyi üzerinde oluşmaktadır. Daha

sonra Fellenius (1927) bu yöntemi geliştirerek Basitleştirilmiş Dilim Yöntemi ya da Fellenius Yöntemi olarak da bilinen yöntemi önermişlerdir. Bu yöntemde kayma dairesi düşey dilimlere ayrılmakta ve şevin kayma güvenliği her dilimin stabilitesi hesaplanarak belirlenmektedir. Fellenius (1927) tarafından yapılan kabule göre her dilimin sağında ve solundaki dilimler arası normal ve kayma gerilmeleri ihmal edilmektedir, diğer bir deyişle bu kuvvetlerin birbirlerini sönümlendiği kabul edilir. Bu kabul gerçekçilikten oldukça uzaktır ve bu nedenle Fellenius yöntemi ile yapılan analizlerden düşük güvenlik sayıları elde edilebilmektedir (Tekin, 2011).

Bishop (1955) dilimler arası normal kuvveti de hesaplara dahil ederek güvenlik katsayısının hesabını daha gerçekçi hesaplayan bir yöntem geliştirmiştir. Bu yöntem Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi olarak bilinmektedir. Ancak, Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi de denge koşullarından düşey denge ve moment dengesini sağlamaktadır. Yatay denge şartı gözetenmediği için bu yöntemi tam bir denge yöntemi olarak değerlendirmemek gerekir (Tekin, 2011).

Janbu (1959) tarafından geliştirilen yöntemde sadece dilimler arası normal kuvveti dikkate almaktadır. Bu yöntem yatay ve düşey kuvvet dengesini sağlamakta iken moment dengesi şev stabilite hesaplarına dahil etmemektedir.

Spencer (1967) tüm denge denklemlerinin sağlandığı bir yöntem geliştirmiştir. Düşey-yatay kuvvet ve moment dengelerinin üçünü de sağlayan bu yaklaşım ile daha gerçekçi güvenlik sayıları hesaplanabilmektedir. Bu yöntemin bir diğer güçlü yanı da dilimler arası normal ve kesme kuvvetlerin sabit bir oran kullanılarak hesaplara dahil edilebilmesidir. Bu yöntem dairesel olmayan kayma yüzeylerine de uygulanabilmektedir (Tekin, 2011).

Morgenstern ve Price (1965) tarafından geliştirilen yöntem de Spencer (1967) gibi tüm denge denklemlerini sağlamaktadır. Ayrıca, dilimler arası normal ve kesme kuvvetleri arasındaki oran da dilimin geometrik konumuna göre değiştirilebilmektedir (Tekin, 2011).

Bu yöntemler kayma dairesinin dilimlere ayrılması esasına dayanmaktadır. Çizelge 4.1' de yukarıda adı geçen limit denge yöntemlerinin büyük çoğunluğu statik denge koşulları itibariyle Abramson ve arkadaşları tarafından (1996) karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.1 : Limit denge yöntemlerinin statik denge koşullarını sağlaması açısından karşılaştırılması (Arioğlu ve Tokgöz, 2005).

Yöntem	Kuvvet Dengesi		Moment Dengesi
	ΣX	ΣY	
Dilim yöntemi	-	-	✓
Bishop (basitleştirilmiş)	✓	-	✓
Janbu (basitleştirilmiş)	✓	✓	-
Mühendisler Birliği	✓	✓	-
Lowe ve Karafiath	✓	✓	-
Janbu (genelleştirilmiş)	✓	✓	-
Bishop	✓	✓	✓
Spencer	✓	✓	✓
Sarma	✓	✓	✓
Morgenstern - Price	✓	✓	✓

Açıklama:- Sağlamıyor
✓ Sağlıyor

4.1.1 Fellenius yöntemi

Dilim metotları arasında kullanılan en eski yöntemdir. Bir diğer adı da “*İsveç Dilim Yöntemi*”dir. Yöntem basit olduğu için de elle hesaplamalarda kolaylık sağlamaktadır. Dilimlerin birbirlerine uyguladıkları kesme kuvveti ve normal kuvvetler ihmal edilmiş olup, mevcut olan kuvvetler; dilim ağırlığı, dilimin tabanında tabana dik olan normal kuvvet ve tabana paralel olan kesme kuvvetleridir (Geostudio, 2008). Bu yöntemde dilimler arası tüm kuvvetler ihmal edilir (Şekil 4.1). Dilim ağırlığı, dilim tabanına dik ve paralel yöndeki bileşkelerine ayrılır. Dilim tabanına dik olan kuvvet taban normal kuvveti olarak adlandırılır ve kayma mukavemetini hesaplamak için gereklidir. Dilim tabanına paralel olan kuvvet ise şevi iten ve dengesini bozmaya çalışan kuvvettir. Bir kayma yüzeyi boyunca oluşan kuvvetlerin momentleri toplamından kayma yüzeyinin güvenlik sayısı elde edilir. Güvenlik sayısı; kayma yüzeyi boyunca oluşan kayma mukavemetinin mobilize olan kayma gerilmelerine oranı olarak denklem 4.1’deki gibi elde edilebilir (Krahn, 2004):

$$FS = \frac{\sum [cl + N \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} = \frac{S_{maksimum}}{S_{mobilize}} \quad (4.1)$$

Burada;

c : kohezyon

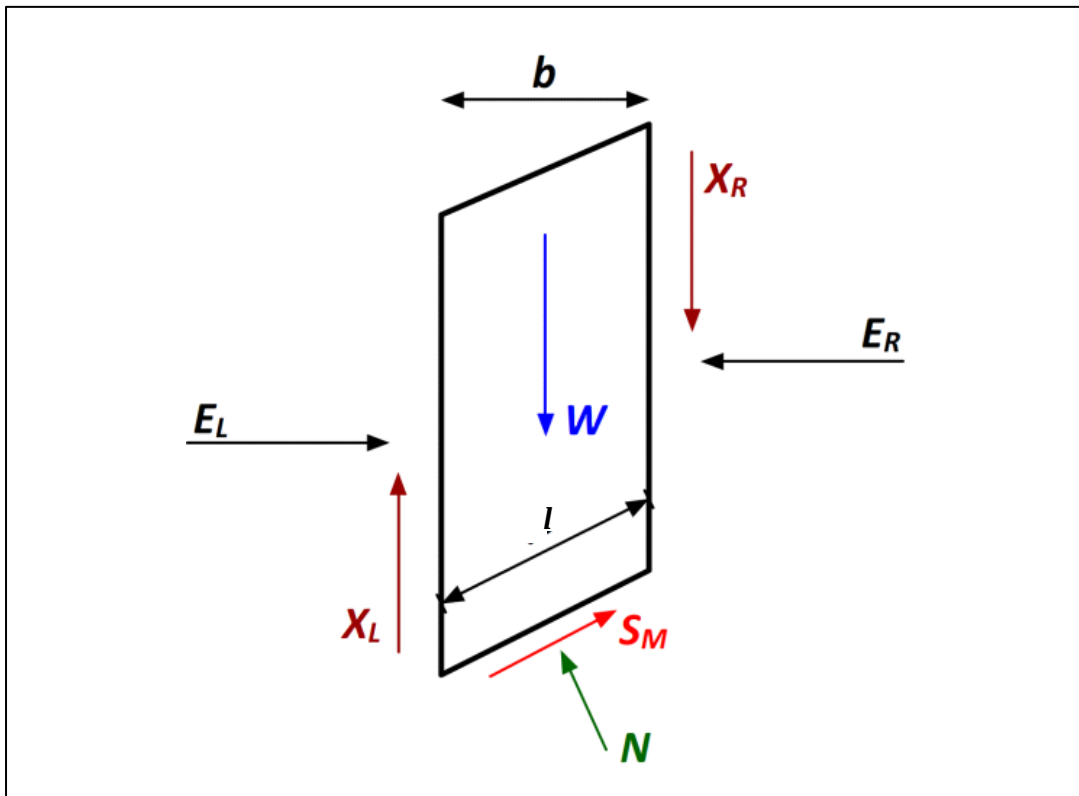
l : dilimi taban uzunluğu

N : taban normal kuvveti ($=W\cos\alpha$)

ϕ : içsel sürtünme açısı

W : dilim ağırlığı

α : dilim tabanının eğimini ifade etmektedir.



Şekil 4.1 : Tipik bir dilim ve üzerinde etkili olan kuvvetler (Tekin, 2011).

Dilim tabanı boyunca etkiyen boşluk suyu basıncının etkisi ise boşluk suyu basıncı ile dilim taban uzunluğunun çarpımı ile hesaplanabilir (Denklemler 4.2).

$$FS = \frac{\sum [cl + (N - ul)\tan\phi]}{\sum W \sin\alpha} \quad (4.2)$$

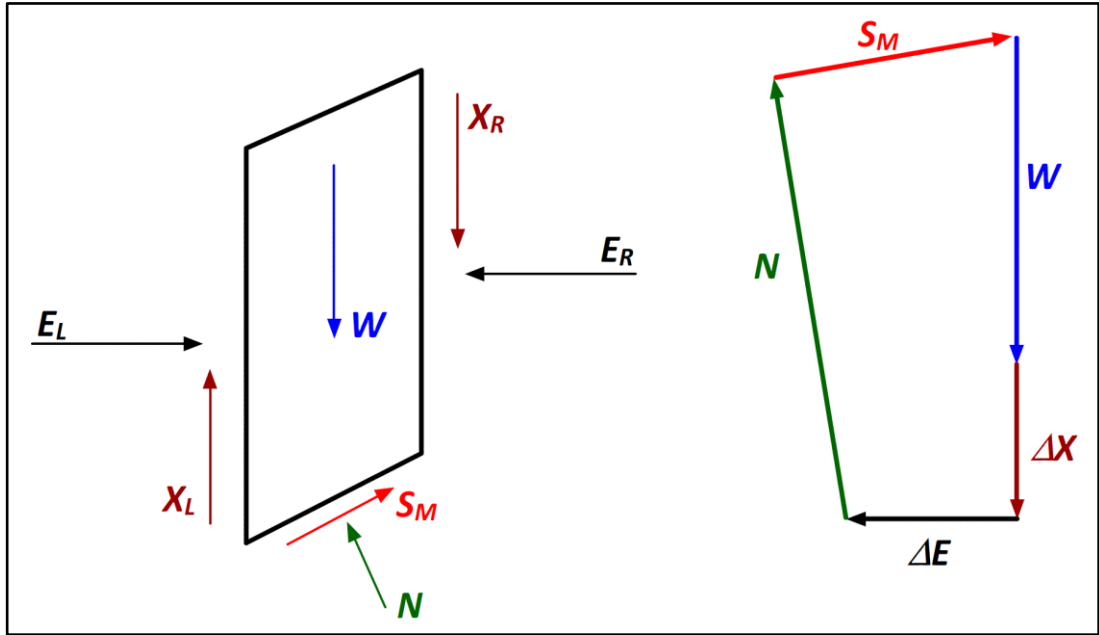
Bu yöntemde, eğer ortamda bulunan boşluk suyu basıncı çok yüksekse ya da yamaç eğimi çok düşükse hatalar aşırı derece de artmaktadır. Ancak diğer yöntemlere göre

avantajı olan nokta değişken tabakalı şevlerde mevcut farklı kayma mukavemeti açılarıyla uygulanabilmesidir (Önalp ve Arel, 2004).

4.1.2 Bishop yöntemi

Fellenius (1927) yöntemlerinin eksiklikleri ilk olarak Profesör Bishop tarafından 1955 yılında Londra Imperial College’ da ortaya konulmuş ve yeni bir analiz yöntemi geliştirilmiştir. Bu yöntemde dilimler arası normal kuvvetler dikkate alınırken dilimler arası kesme kuvvetleri ise ihmal edilmektedir. Şekil 4.2’de verilen kuvvet poligonundaki kuvvetlerin düşey denge denklemi, N normal kuvvetini elde edecek biçimde denklem 4.3 ile elde edilmiş olup bu sayede ΔE normal kuvvetinin etkisi de bu denklemde hesaba katılmamış olmaktadır.

$$N' = \frac{W + \Delta X - l[u \cos \alpha + c' \sin \alpha / F]}{\cos \alpha + (\tan \phi' / F) \sin \alpha} \quad (4.3)$$



Şekil 4.2 : Dilim üzerinde etkili olan kuvvetler (Tekin, 2011).

Kayma dairesinin merkezi boyunca alınan moment sonucunda Bishop tarafından önerilen güvenlik sayısı denklem 4.4 ile hesaplanabilir (Bromhead, 1986).

$$FS = \frac{\sum \{c' b + (W - ub + \Delta X) \tan \phi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \phi' / F}}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.4)$$

Bishop'un denkleminin sol ve sağ tarafında güvenlik sayısı FS aynı anda bulunduğundan eşitliği sağlayacak değerin iterasyon ile bulunması gerektiği açıktır. Bishop (1955) Xkuvvetlerini hesaba tekrar dahil etmek için kuvvet poligonundan faydalanarak farklı ilave çözümler denemiştir. Bu ilave çözümler; $\Sigma \Delta X=0$ ve $\Sigma \Delta E=0$ toplamlarının sağlanması üzerine kurulmuştur. Bishop tarafından izlenen tekniğe göre toplamların sıfır olma şartını sağlayan farklı X ve E kuvvet setleri kullanılarak güvenlik sayıları tekrar tekrar hesaplanmıştır. Moment dengesinde E kuvvetinin etkiye noktası dilim yksekliliğinin 1/3' olarak alınmıştır. Bishop yapmış olduğu çözümler sonucunda bu prosedürün işlem yükünü çok arttırdığını ancak sonuçları %1 değiştirdiği sonucuna varmıştır (Bromhead, 1986). Bromhead (1986), bu ufak farkın nedeninin daha sonraki çalışmalarda açıklandığını ve Bishop'un hesapları daha karmaşık hale getirmemek için ilave çözümleri rutin çalışmalarda kullanmamayı önerdiğini ifade etmektedir. Bu nedenle Bishop (1955) orijinal çalışmasındaki Denklem 4.4'n kullanılmasını tavsiye etmiş ve bu yöntem de literatüre Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi olarak girmiştir (Tekin, 2011).

4.1.3 Janbu yöntemi

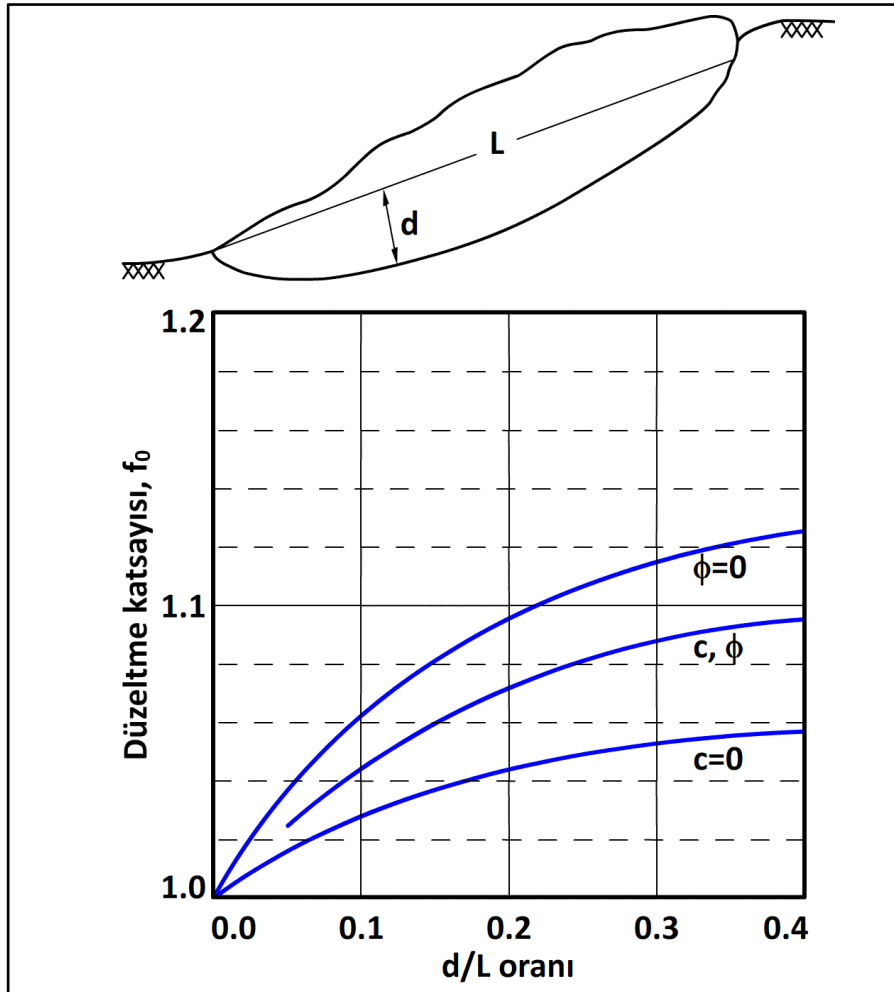
Bishop tarafından geliştirilen yaklaşım, şev stabilitesi analizleri bakımından çok önemli bir dönüm noktasıdır. Bu çalışmanın ardından yapılan araştırmalar daha çok dairesel olmayan kaymaların analizi üzerinde yoğunlaşmaktadır. Janbu (1959) bu konuda kayda değer bir çalışma yapmıştır (Tekin, 2011).1959 yılında Janbu tarafından geliştirilen bu yöntem, her biçimde kayma yüzeyine uygulanabilen ve kuvvet dengesi koşullarını sağlayan bir çözüm sunmaktadır (nalp ve Arel, 2004). Yöntem daha sonra gözden geçirilerek belirli ayrıntılardan kurtarılmış ve Basitleştirilmiş Janbu Yöntemi adını almıştır (Gökoğlu,2015).

Rastgele bir kayma yüzeyi ile çalışıldığında; dilimler üzerindeki kuvvetlerin etkidiği tekbir nokta ve bu noktadan etkiye kuvvetlerin momentlerinin alınmasındaki kolaylıkkaybolmaktadır. Herhangi bir noktanın seçilmesi de moment alma işlemleri için ilavezorluklar çıkaracağından Janbu (1976) moment dengesi yerine yatay kuvvetlerindengesini kullanmayı tercih etmiştir (Tekin, 2011). Dilimler arasındaki kesme kuvvetini ihmal eden bu yöntem dilimlerin birbirine yaptığı etkiye dikkate alır ve yatay kuvvet dengesinde hesaba katar (Gökoğlu,2015). Janbu tarafından geliştirilen yöntem Bishopdenklemini esas alan denklem 4.5'i kullanır.

$$FS = \frac{\sum \{c'l + (W - ul + \Delta X) \tan \phi\} \frac{\sec^2 \alpha}{1 + \tan \alpha \tan \phi' / F}}{\sum W \sin \alpha} \quad (4.5)$$

Bromhead (1986)'e göre Spencer (1967) tarafından yapılan çalışmanın bulguları ve Bishop (1955) yönteminde rölâtif olarak daha kesin sonuçlar elde edilmesi nedeniyle Janbu orijinal çalışmasında bazı düzenlemeler yaparak 1976 yılında tekrar yayınlamak zorunda kalmıştır (Tekin, 2011). Janbu (1976) tarafından yapılan bu düzenleme, şevin derinliği ve genişliğine bağlı olarak güvenlik katsayısının denklem 4.6'deki düzeltme faktörü (f_0) ile çarpılması sonucu yapılmaktadır (Önalp ve Arel, 2004). Bu düzeltme faktörü daha çok düşük eğimli şevler için kullanılmalıdır (Şekil 4.3).

$$f_0 = 1 + b \left[\frac{d}{L} - 1,4 \left(\frac{d}{L} \right) \right] \quad (4.6)$$



Şekil 4.3 : Janbu düzeltme katsayısı, f_0 (Tekin,2011).

Krahn (2004), Bishop ve Janbu yöntemleri ile elde edilen güvenlik katsayıları arasında fark olduğunu ve Janbu yöntemi ile elde edilen değerlerin daha düşük hesaplandığını belirtmektedir. Krahn (2004) tarafından yapılan bir hesaplamada Bishop yöntemi ile 1,36 elde edilen şev güvenlik sayısı Janbu yöntemi ile 1,16 olarak hesaplanmıştır.

4.1.4 Spencer yöntemi

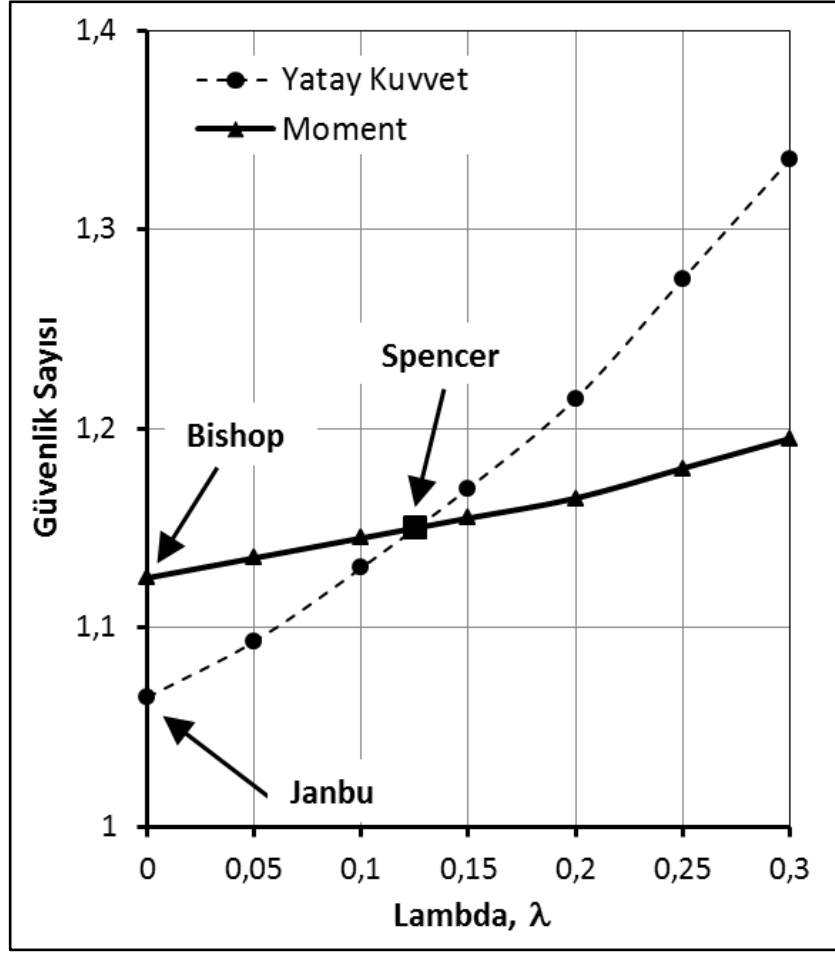
Spencer (1967) hem moment hem de yatay kuvvet dengesini ayrı ayrı sağlayan bir sistem önermiştir. Geliştirmiş olduğu yöntem; dilimler arası normal ve dilimler arası kayma kuvvetleri arasındaki ilişkiyi sabit kabul ederek, moment ve yatay kuvvet dengelerini aynı anda sağlayan oranı bulan iteratif bir yaklaşımdır (Tekin, 2011). Dilimler arasındaki normal ve kesme kuvvetlerinin oranını sabit kabul eden Spencer Yöntemi, bu oranı elde ettiği anda moment ve yatay kuvvet dengelerini sağlayan denklemlerin eşitlendiğini yani ikisinden de aynı Güvenlik Sayısının elde edildiğini savunur. Denklem 4.7’de dilimler arasındaki kesme kuvveti (X) ile normal kuvvet (E) arasındaki ilişkiyi göstermektedir (Gökoğlu,2015).

$$X = E\lambda f(x) \quad (4.7)$$

Bu denklemde λ her iki kuvvet arasındaki oranı göstermektedir. Spencer (1967) tarafından önerilen yöntemde λ her dilim için sabit olduğundan $f(x) = 1,00$ olarak alınmaktadır. Şekil 4.4’de Spencer (1967)’in önermiş olduğu yöntemde moment ve yatay kuvvet denge denklemlerinin her λ için ayrı ayrı hesaplanması ve her iki denge şartını sağlayan değerlerin elde edilmesi verilmektedir. Aynı şekil üzerinde Bishop ve Janbu yöntemlerinden elde edilen güvenlik sayıları da bulunmaktadır. Her iki yöntemde de dilimler arası kayma kuvveti (X) sıfır olduğundan lambda ekseninin sıfır değerini kestiği noktalar bu yöntemlerin güvenlik sayılarını vermektedir (Tekin, 2011).

Özetle, Spencer (1967) tarafından önerilen yöntem:

- Dilimler arası normal ve dilimler arası kayma kuvvetlerini dikkate alır,
- Hem moment hem de yatay kuvvet dengesini hesaba katar,
- Dilimler arasındaki kuvvetlerin oranını (X/E) sabit kabul eder (Gökoğlu,2015).

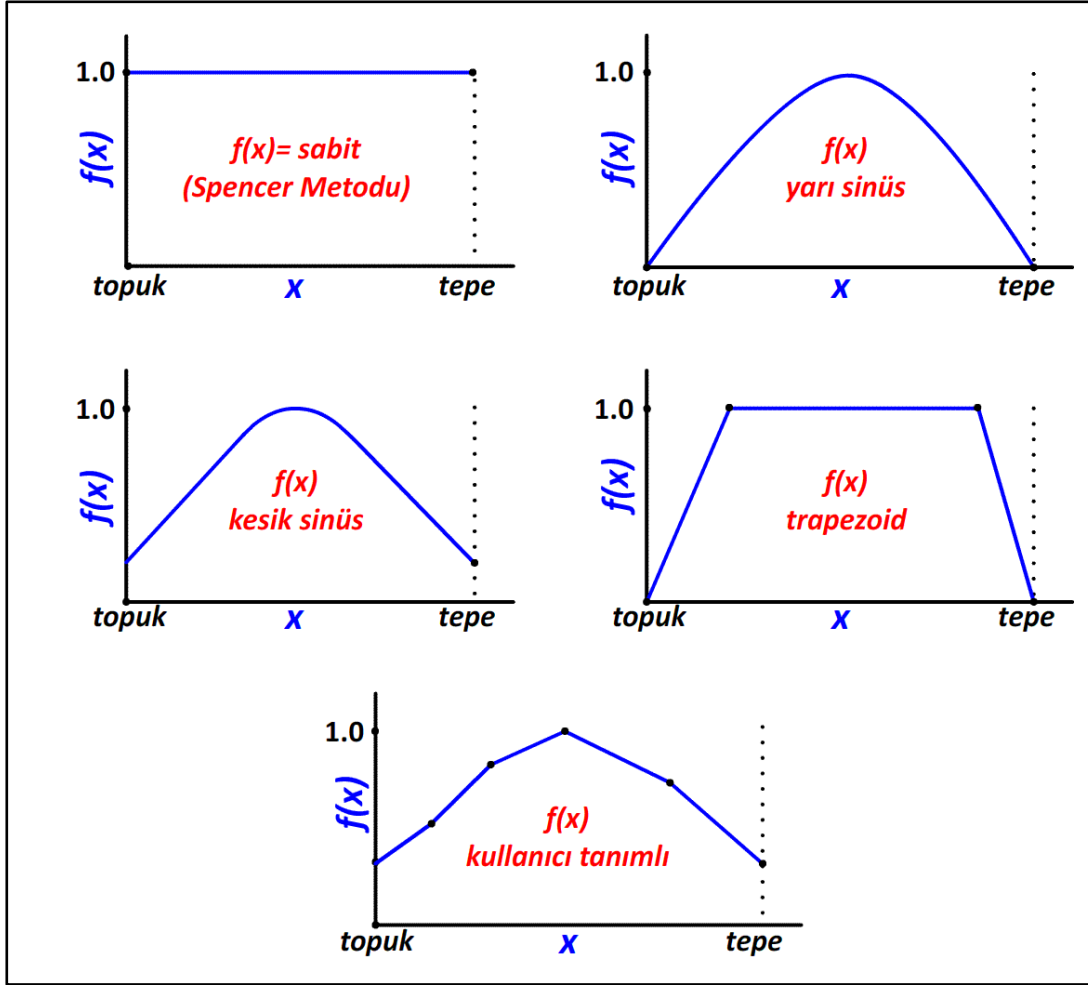


Şekil 4.4 : Spencer yönteminde iki denge denklemini de sağlayan güvenlik sayısının farklı λ değerleri kullanılarak hesaplanması (Krahn, 2004).

4.1.5 Morgenstern – Price yöntemi

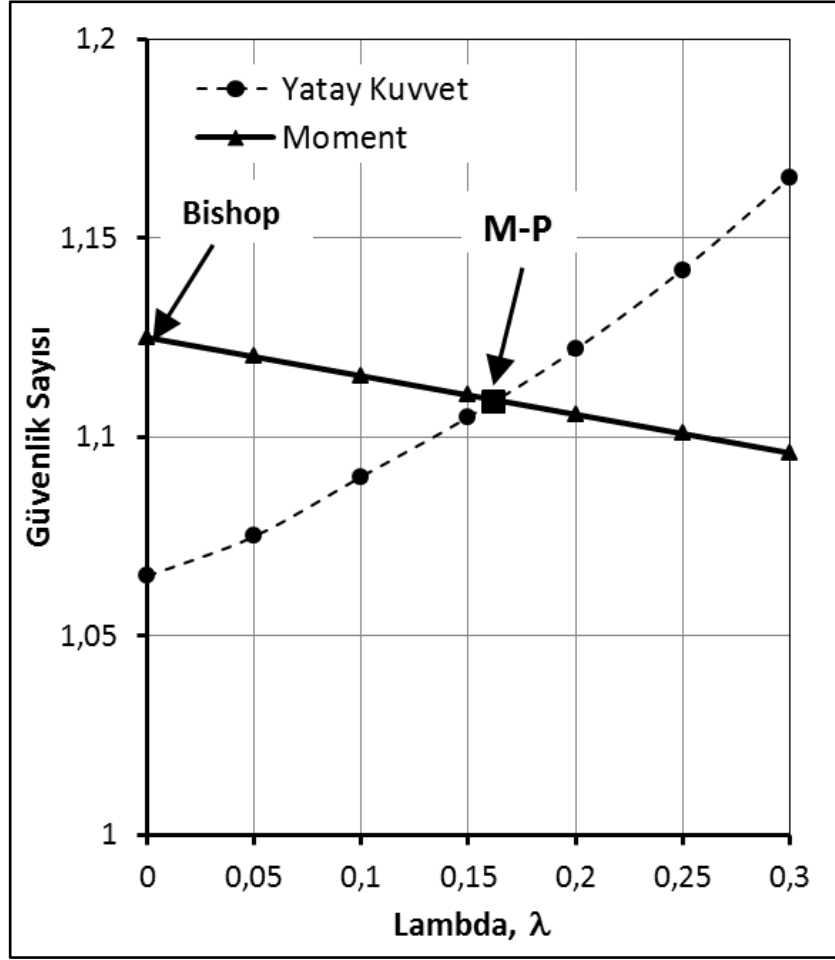
Morgenstern-Price (1965) dilimler arası kuvvetlerin oranını sabit kabul eden Spencer yöntemine benzer bir yöntem geliştirmiş ve dilimler arası normal ve kayma kuvvetlerini farklı kuvvet fonksiyonları ile tanımlamışlardır. Morgenstern-Price (1965) yönteminde (M-P), Şekil 4.5'deki gibi dilimler arasındaki kuvvetlerin; sabit, yarım sinüs, kesilmiş sinüs, trapezoid ve tamamı kullanıcı tarafından üretilmiş fonksiyonlara göre tanımlanması mümkündür (Tekin, 2011). Sabit seçilen fonksiyon bu yöntemi Spencer yöntemi ile eşdeğer yapmaktadır ve aynı güvenlik sayıları elde edilmektedir. Özet olarak Morgenstern-Price Yöntemi:

- Bu yöntem dilimler arası kesme ve normal kuvvetleri dikkate alır.
- Hem moment eşitliğine hem de kuvvet eşitliğine dayalı denklemler elde eder.
- Dilimler arası kuvvetler arasında özellikle bilgisayar programlarında kullanıcıların tercihinine bağlı fonksiyonlar kullanır (Gökoğlu, 2015).



Şekil 4.5 : Morgenstern-Price (1965) yöntemine göre dilimler arasındaki kuvvet fonksiyonu türleri (Tekin, 2011).

Krahn (2004), Bishop ve M-P yöntemlerinin kıyaslamasını yaparak, her iki yöntemler elde edilen güvenlik sayılarına ait hassasiyetlerin farklı olabileceğini ortaya koymaktadır. Şekil 4.6'daki analiz sonuçları, denge denklemlerinin tümünün aynı anda sağlandığı bir şev stabilitesi analizinin gerekliliğini göstermektedir. Krahn (2004)'den alınan şekilde Bishop ile yapılan analiz sonucu M-P yönteminden daha yüksek değerler vermektedir. Bu durum moment denge eğrisinin ters eğiminden kaynaklanmaktadır. Bu durumda, dilimler arası kayma kuvvetlerinin ihmal edildiği Bishop yönteminin her zaman güvenli tarafta kalan sonuçlar vereceğini iddia etmek mümkün değildir (Krahn, 2004). M-P gibi hem dilimler arası kayma hem de dilimler arası normal kuvvetleri dikkate alan bir yöntem daha gerçekçi sonuçlar elde edilmesini sağlamaktadır (Tekin, 2011).



Şekil 4.6 : Bishop ve M-P yöntemlerinin karşılaştırması (Krahn, 2004).

4.2 Nümerik Yöntemler

Mühendisliğin birçok dalında çözümleri normal analitik yolla yapılamayan veya çok zor yapılabilen problemlerle sık sık karşılaşmaktadır. Bu problemlerin çözümü için nümerik yöntemler kullanılmaktadır. Başlangıçta uçak tekniğindeki statik ve dinamik problemlerin çözümü için kullanılan nümerik yöntemler, bilgisayar teknik ve kapasitelerinin gelişmesine paralel olarak daha geniş alanlarda kullanım imkanı bulmuştur. Bu yöntemin kaya mekaniği dalındaki araştırmalarda diğer modelleme yöntemlerine göre daha basit olması ve daha kısa zamanda daha duyarlı sonuçlar vermesi, sık sık kullanılmasını sağlamıştır (Köse ve Kahraman, 2009).

Nümerik yöntemler, problemin çözümüne özgü bir formülasyona bağlı olarak problemi parçalar bütünü olarak ele almakta ve kullanılan nümerik yönteme bağlı olarak tümevarım veya tümdengelim mantığı ile çalışmaktadır. Problemin çözüm sürecinde, her alt problem için aynı formülasyonu kullanan iteratif yöntemler

olmaları ve her alt problemin sonuundan diğerk alt problemlerin etkilenmesi nedeniyle gerçek durumu temsil kabiliyeti daha yüksektir. Şev stabilite analizlerinde kullanılan nümerik yöntemler;

- Sonlu Elemanlar Yöntemi,
- Sonlu Farklar Yöntemi
- Sınır Elemanlar Yöntemi

Şeklindedir. Sonlu elemanlar yöntemi, entegre edildiği programların diğerk yöntemler ile çalışan programlara kıyasla kullanımının daha kolay olması açısından daha yaygın kullanılmaktadır.

4.2.1 Sonlu elemanlar yöntemi

Sonlu elemanlar yöntemi; malzeme özelliklerinin çeşitliliğini ve sınır koşullarının farklılığını güçlükle karşılaşmadan bağdaştırabilen, kullanımı kolay çok yönlü sayısal analiz yöntemlerinden biridir (Şenel, 1996). Bu yöntem genel olarak geometrik yapısı düzenli veya düzensiz, malzeme özellikleri elastik, homojen veya izotrop olabilen iki veya üç boyutlu statik sistemlerde, modelin kendi ağırlığı veya dıştan gelen herhangi bir kuvvetin etkisiyle malzeme içinde oluşan gerilmelerin ve Şekil değişikliklerinin belirlenmesinde kullanılmaktadır (Köse ve Kahraman, 2009).

Son yirmi yılda sonlu elemanlar yöntemi gerek teorik, gerekse uygulama alanında büyük gelişmeler göstermiştir. Matematiksel karakteristikleri tümüyle kurulmamış olan sonlu elemanlar yönteminin matematiksel temelini kurmak için son yıllarda önemli çalışmalar yapılmış ve çalışmalar bu konu üzerinde yoğunlaştırılarak geliştirilmiştir (Şenel, 1996).

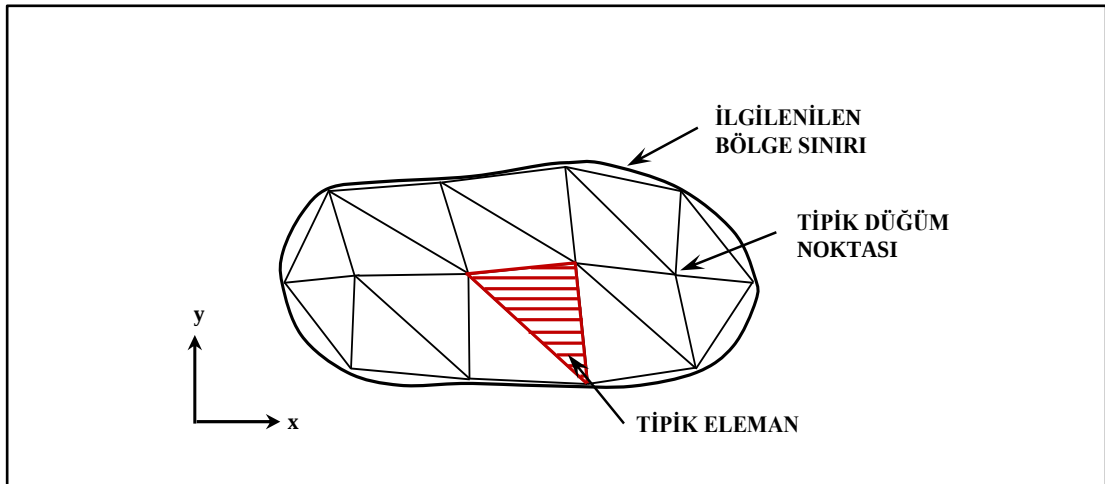
Teorisi ve uygulama alanı ile yapısal analizler için geliştirilmiş sonlu elemanlar yöntemi bugün uygulamalı bilimlerin, sınır ve başlangıç değer problemlerinin yaklaşık çözümü için tercih edilen genel bir metottur. Parça parça interpolasyon fonksiyonları yardımıyla çözümler, varyasyonel problemler veya alternatif olarak ağırlıklı artıklar (weighted residuals) yöntemleri mevcuttur. Esas olarak, “sınır veya başlangıç değer problemi” bölgesinde tanımlanan alt bölge “sonlu eleman”dır (Şenel, 1996).

Sonlu elemanlar yönteminde dört ana konudan söz edilebilir. Bunlar, sonlu elemanlar teorisinin türetilmesi, gerçek idealize ederek sonlu elemanlar problemine

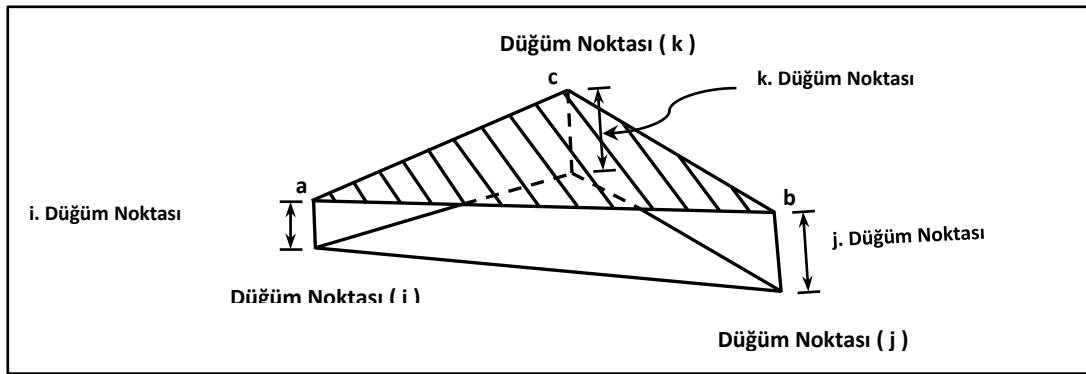
dönüştürmek, sonlu elemanlar teorisinin uygulaması için bilgisayar programlarının geliştirilmesi ve sonlu elemanlar çözümü için gerekli olan verilerin ve bilgilerin araştırılmasıdır. Başarılı bir sonlu elemanlar çözümü için gerekli olan verilerin ve bilgilerin araştırılmasıdır. Başarılı bir sonlu elemanlar uygulaması için yukarıda sayılan her konu gereklidir. Bu yüzden verimli bir sonlu elemanlar çalışması için tüm bu konuları kapsayan koordineli bir çalışma programı gereklidir (Şenel, 1996).

Özet olarak sonlu elemanlar yöntemi, bir cismi eleman olarak adlandırılan alt birimlere bölüp problemi parçalar bütünü olarak çözümleme temeline dayanmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi yapısal ve elemansal olmak üzere 3 farklı boyutta çalışabilmektedir. Yapının boyutu, elemanın boyutu ile aynı olmak zorunda değildir. Eleman tipleri bir boyutlu çubuklar eleman, iki boyutlu düzlem gerilme ya da düzlem şekil değiştirme elemanları ve üç boyutlu prizmatik eleman şeklindedir. Elemanlar düğüm noktalarında birleşerek bir sistem oluştururlar. Elemanların birbiriyle etkileşimi ve yük transferi de düğüm noktaları aracılığıyla gerçekleşir. Şekil 4.7’de üçgen elemanlar ile ifade edilen 2 boyutlu bölge gösterilmiştir. Üçgen bir elemanın 3. Boyutunun görünüşü ise Şekil 4.8’de verilmiştir.

Her sonlu eleman için basit fonksiyon olarak gerçek yer değiştirmelerin dağılımları ve değişimleri seçilir ve bunlara yer değiştirme fonksiyonları veya yer değiştirme modelleri denir. Yer değiştirme modellerindeki bilinmeyen büyüklük, düğüm noktalarındaki yer değiştirmelerdir. Bir yer değiştirme modeli polinomlar, trigonometrik fonksiyonlar gibi çeşitli basit formüllerle ifade edilmektedir. Polinomlar, matematiksel işlemlerde kolaylık sağladığı için sonlu elemanlar uygulamalarında sıkça kullanılmaktadır (Şenel, 1996).



Şekil 4.7 : Üçgen elemanlar topluluğu ile ifade edilen iki boyutlu bölge.



referans olarak global koordinat eksenlerinin yerleştirilmesini gerektirir (Baklacioğlu, 2005).

Tanım kümesinin sonlu elemanlar için belirlenmesi

Sürekli olmayan (sonlu sayıda elemanlar kümesi için tanımlanmış) ideal tanım kümesinin sürekli gerçek tanım kümesini ne kadar iyi temsil ettiğine dikkat edilmelidir. Daha küçük elemanların (daha sık ağ) daha iyi sonuçlar verdiği doğrudur. Fakat şu da gerçektir ki; daha sık ağ, çözülmesi gereken daha çok denklem demektir. Elemanlar özellikle tanım kümesinin iç kısmında genellikle düz kenarlı (veya yüzeyli) olur. Sınırlarda ise kavislenebilirler (yüksek dereceli elemanlar) veya kavisli yüzeyler içerebilirler (kabuklardaki gibi). Kavisli elemanlar bu nedenle fiziksel yaklaşıklıklara ek olarak geometrik yaklaşıklıklar da içerebilir. Geometrik yaklaşıklıklar elemanların dış tarafında şekillerini tanımlamak için kullanılan düğüm noktaları sayısı ile kontrol edilir. Fiziksel yaklaşıklıklar ise durum değişkenleri için şekil fonksiyonlarını tanımlamada kullanılan hem dıştaki hem de içteki toplam düğüm noktası sayısı ile kontrol edilir (Baklacioğlu, 2005).

Esas elemanlar eleman tanım kümesinde hesaplamaları kolaylaştırmak için sonlu elemanların yerine kullanılanlardır. Normalize edilmiş koordinat eksenlerine (ξ , η , λ) göre tanımlanırlar. Gerçek elemanlar her şekil ve boyutta olabilirler (Baklacioğlu, 2005).

Durum değişkenlerinin saptanması

Bu noktaya kadar problemin fiziksel doğasına ilişkin hiçbir belirleme yapılmamıştır. Problemin ısı transferi problemi mi, akışkanlar veya katı mekaniği problemi mi, vs. olduğu bu aşamada devreye girer.

Örneğin, kararlı durumdaki fiziksel bir olayın matematiksel tanımı durum değişkeni ve akıyı içerir. Bu değişkenler, belli bir fiziksel kanunun matematiksel ifadesini temsil eden bir yapısal eşitlik ile birbirlerine bağlıdır. Örneğin kırılma mekaniğini analiz etmek için sınıflandırma aşağıdaki gibi yapılabilir (Baklacioğlu, 2005).

- Fiziksel Problem: Elastik bir yapının deformasyonu
- Korunum İlkesi: Kuvvetler dengesi
- Durum Değişkenleri: Yer değiştirme veya kuvvetler
- Akı: Gerilme veya birim uzama
- Malzeme Sabitleri: Young Modülü, Poisson Sabiti

- Yapısal Eşitlik: Hoek Kanunu

Koordinat sistemlerini oluşturmak

Bütün sistem için global eksenlere ek olarak, elemanlar için özel koordinat eksenleri seçmenin temel olarak iki sebebi vardır. İlki, elemanlar için şekil fonksiyonlarını oluşturmadaki kolaylık, ikincisi de elemanları birleştirmedeki kolaylıktır. Simultane eşitliklerin çözümünden sonra, eleman tanım kümesinde birim uzamalar, gerilmeler gibi fiziksel büyüklükleri hesaplamak için global eksenlere dönülmesi gereklidir (Baklacioğlu, 2005).

Elemanlar için yaklaşıklık fonksiyonlarının oluşturulması

Durum değişkenleri ve lokal koordinat sistemi seçildikten sonra, fonksiyona farklı yollarla yaklaşılabilir. İki büyüklük yaklaşık olarak bulunmalıdır. Bunlardan ilki fiziksel (durum değişkeni), ikincisi ise geometriktir (elemanın şekli). Eğer eleman düz çizgiler veya düzlemlerden meydana geliyorsa, esas düğüm noktalarının koordinatları (elemanların uçlarındaki düğüm noktaları) eleman şeklini doğru bir şekilde tanımlar. Bu durumda geometrik yaklaşıklık işin içine girmez. Kullanıcı, fizik (durum değişkeni) ve geometriye (eleman şekli) eşit olarak mı yaklaşacağına yoksa tanım kümesinin çeşitli bölgelerinde bunlardan birini veya diğerini mi tercih edeceğine karar vermelidir (Baklacioğlu, 2005).

Koordinat dönüşümleri

Koordinat dönüşümleri genellikle bir Jacobian matrisi formatında gerçekleştirilir. Örneğin, iki farklı koordinat sisteminin var olduğunu ve x , y , z 'nin eleman tanım kümesinde yer aldığını, ξ , η , λ 'nın ise esas elemanda yer aldığını varsayalım. Bu koordinat sistemleri arasındaki ilişki sürekli ve türevlenebilir olsun (Baklacioğlu, 2005).

Bir koordinat sistemindeki çok küçük bir doğru parçası genel türev kuralları ile diğer koordinat sistemlerine geçirilebilir (Denklem 4.8).

$$\begin{bmatrix} d_x \\ d_y \\ d_z \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial x}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial z}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{pmatrix} \begin{bmatrix} d\xi \\ d\eta \\ d\zeta \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

Simetri

Denklem 4.9’da sağ tarafındaki ilk matris Jacobian olarak bilinir.

$$\begin{bmatrix} d\xi \\ d\eta \\ d\zeta \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} dx \\ dy \\ dz \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

Sonuçların yorumlanması

Bu aşama karar verme aşamasıdır. Bu noktada iki önemli soru cevaplanmalıdır: “Sonuçlar ne kadar iyi?” ve “Bu sonuçlarla ne yapılmalı?”. Bunlardan ilki hata tahmini gerektirir, ikincisi ise problemin fiziksel doğası ile ilgilidir. Bu sorulara verilen cevaplar ya analizi sona erdirir ya da bazı adımların tekrar edilmesini gerektirir. Bununla birlikte, pratikte problemlerin çoğu için güvenilir sonuçlar sadece aynı problemin çeşitli analizlerini kıyaslayarak elde edilir (Baklacioğlu, 2005).

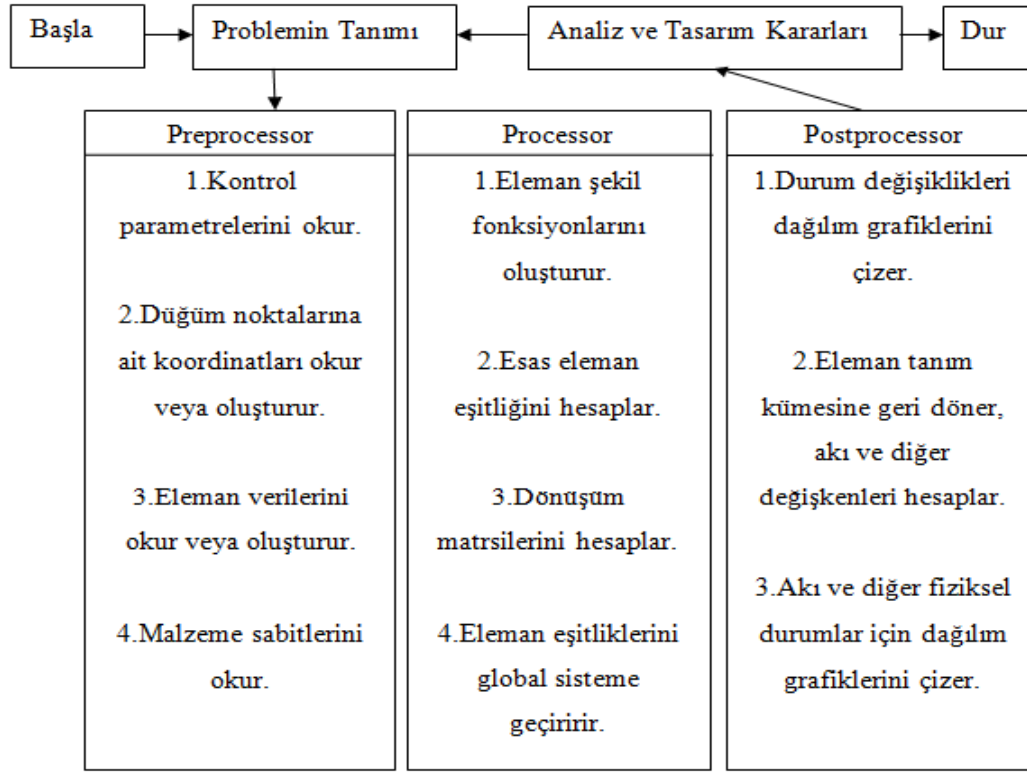
4.2.1.2 Sonlu elemanlar yönteminin ilerleyişi

Olağan bir sonlu elemanlar programı üç temel kısımdan oluşur: preprocessor, processor ve postprocessor (Şekil 4.9). İlk kısım kullanıcı tarafından oluşturulur ve son iki kısım kullanılan program tarafından tanımlanır. Bu kısımlar aşağıdaki adımları içerir (Baklacioğlu, 2005).

- I. Preprocessor’da kullanıcı tarafından yerine getirilen işler;
 - Analiz tipinin tanımlanması (Statik, dinamik, termal,...)
 - Boyutun belirlenmesi (2 boyut veya 3 boyut)
 - Elemanların tanımlanması (2 boyut için düzlemsel, 3 boyut için tuğla veya kübik elemanlar)
 - Malzeme özelliklerinin tanımlanması ($E, \mu, \dots$)
 - Model sınırlarında kısıtlamaların tanımlanması ($u_x, u_y, u_z, \text{rot}_x, \text{rot}_y, \text{rot}_z$)
 - Yükleme tiplerinin tanımlanması ($F_x, M_x, \dots$)
- II. Processor’da program tarafından yerine getirilen işlemler;
 - Eleman şekil fonksiyonlarının meydana getirilmesi
 - Esas eleman eşitliklerinin hesaplanması
 - Dönüşüm matrislerinin hesaplanması
 - Eleman eşitliklerinin bir araya getirilmesi
 - Sınır koşullarının tanımlanması
 - Çözüm prosedürlerinin gerçekleştirilmesi

III. Postprocessor'da elde edilebilecekler ise;

- Durum değişkenleri dağılımının grafikleri
- Deforme olmuş şeklin çizimi
- Yer değiştirmeler, dönmeler, vs. için vektörel gösterim



Şekil 4.9 : Bir sonlu elemanlar programının temel kısımları (Baklacioğlu, 2005).

4.2.1.3 Sonlu elemanlar yönteminin avantajları ve sınırlamaları

Sonlu elemanlar yönteminin avantajları

Diğer sayısal yöntemler gibi sonlu elemanlar yöntemi de bölgelendirme prensibine dayanmaktadır. Varyasyon ve kalıcı yaklaşım yöntemi vasıtasıyla teknik, cisim yalnızca sürekli ortam gibi idealize etmekle kalmayıp, aynı zamanda sürekli ortam içinde her noktada yaklaşık çözüme ulaşan interpolasyonu da sağlamaktadır. Çözüm, sonlu sayıdaki ayırık düğüm noktalarında elde edilmesine rağmen, alan değişken modelinin formülasyonu ile cisimde tüm diğer yer değiştirmeleri de bulmaktadır. Varyasyonel ve kalıcı yaklaşımlardan farklı olarak, sonlu eleman metodunda ayırık alt bölgelerin kullanımı veya sonlu elemanların kullanımı karmaşık bir geometri gösteren süreklilikler için büyük kolaylık sağlamaktadır (Şenel, 1996).

Sonlu elemanlar yöntemi, yapısal sürekliliklerin sonlu boyutlu ayırık elemanlardan oluşan fiktif bir sistemde yer değiştirilmesiyle çözümüne imkan vermektedir. Bu

sistem çerçeve analizinde yaygın olarak kullanılan ve iyi bilinen yer değiştirme modeli vasıtasıyla analiz edilmektedir (Şenel, 1996).

Tanımlanan sınır koşullarının sonlu elemanlar yöntemi denklem topluluğuna dahil edilişi oldukça kolaydır. Sınır koşulları değiştiğinde alan değişken modelinin değişmesine gerek yoktur. Ayrıca metot, hiçbir özel tekniğe veya suni metotlara ihtiyaç duymamaktadır. Varyasyonel yaklaşımda yalnızca geometrik sınır koşulları belirlenmelidir (Şenel, 1996).

Sonlu elemanlar metodu yalnız karmaşık geometri ve sınır koşulları tanımlamakla kalmaz, ek olarak diğer sayısal yöntemlerle modellenemeyen çeşitli karmaşık malzeme koşullarını, tiplerini de modelleyebilir. Anizotropik lineer olmayan, zamana bağımlı veya sıcaklığa bağımlı malzeme davranışları gibi katı mekaniğinin bünyesel özelliklerini de formüle edebilmektedir (Şenel, 1996).

Yöntem her türlü dış yükler modellenenebilir. Diğer analitik metotlarla karşılaştırıldığında sınır koşullarının esnekliği avantajını oluşturmaktadır. Anizotropik malzemeleri, yapıları ve heterojenliği formülasyonu sayesinde dikkate almakta ve hesaba katmaktadır (Şenel, 1996).

Sayısal analiz metotlarının uygulamasında zorluklara sebep olan homojen olmayan sürekliliklerin modellenmesinde, teknik, farklı elemanlara farklı malzeme özellikleri vererek kolaylıkla çözüme ulaşmaktadır. İstenilen değişken malzeme karakteristikleri temsil edilirken, önceden seçilen polinom modeline uygun olacak şekilde, eleman içinde özelliklerin değişimini sağlamak mümkündür. Bünyesel parametrelerin sürekli veya süreksiz değişimleri, iki boyutlu bir cisimin kalınlığı aynı anda verilebilmektedir (Şenel, 1996).

Sonlu elemanlar yönteminin sistematik genelleştirilebilmesi onu çok çeşitli problemlere uygulanabilir güçlü ve kullanışlı bir metot haline getirmektedir. Sonuç olarak genel amaçlı, esnek, her probleme uyarlanabilir bilgisayar programları geliştirilebilmiştir. Metodun fiziksel anlamının olması, matematik temelinin temelini gücü ve ifadesi sayesinde uygulamacıya ve mühendise kolaylık sağlamaktadır (Şenel, 1996).

Sonlu elemanlar yönteminin sınırlamaları

Sonlu eleman bilgisayar kodları oldukça büyük bilgisayar kapasitelerine ve zamana ihtiyaç duymaktadır. Bu nedenle yönetimin kullanım alanı yüksek hızlı, belleği

büyük bilgisayar kullanımıyla sınırlıdır. Sonlu eleman kodlarıyla oluşturulmuş diğer analizleri tablo ve grafiklerini kullanarak metot, genel mühendislik problemlerine de dolaylı olarak uygulanabilmektedir (Şenel, 1996).

Sonlu eleman tekniğinin kullanımının en yorucu olan kısmı sürekliliklerin alt bölgelere ayırma işlem ve bilgisayar için hata serbestliği olan veri girişi kısmıdır. Bu işlem bir dereceye kadar otomatik olmasına rağmen, bilgisayar programlarında bölgelendirme sırasında mühendislik yorumunun katılabilmesi için tümüyle otomatikleştirilmemiştir. Veri girişindeki hatalar, başlangıçta kabul edilebilir gözüken yanlışların ve fark edilmemiş sonuçların eldesine sebep olabilir. Bu nedenle mühendis veya uygulamacı böyle hataları arayarak kontrol etmelidir. Kontrollere ek olarak veri girişini sağlayan ve bölgelendirilmiş sürekliliğin çizimine imkan veren yardımcı ek işlemler tercih edilmektedir. Bu çizim veri girişinin çok hızlı bir şekilde mühendis veya programcı tarafından görsel kontroluna imkan vermektedir (Şenel, 1996).

Son olarak, diğer sayısal analiz yöntemleri gibi sonlu elemanlar metodu da dikkatle yorumlanmalıdır. Kullanılan malzeme özelliklerinin sınırlamasına, sayısal hata ihtimallerine, formülasyonda yapılan kabullere dikkat edilmelidir. Sonlu eleman işlemi sonucunda oluşturulan çıkış bilgileri büyük yer kaplar, fakat bu veriler mühendislik yorumu ile desteklendiğinde önemlidir ve gereklidir (Şenel, 1996).

4.2.2 Sonlu farklar yöntemi

Sonlu farklar yönteminde problem diferansiyel denge denklemi ayrıklaştırılarak bir cebirsel denklem dönüştürülerek sayısal olarak çözülür. Denklemin ayrıklaştırılmasında temel düşünce türevler yerine fonksiyon değerlerinin kullanılmasıdır. Bu ayrıklaştırılma sonunda fonksiyon değerlerine; yani F değerlerine bağlı bir cebrik denklem sistemi elde edilir. Bu denklem sistemi çözülerek nokta nokta F değerleri bulunur. F değerleri bulunduktan sonra sayısal olarak türev değerleri yazılarak $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ gerilmeleri bulunur.

4.2.3 Sınır elemanlar yöntemi

Sınır elemanlar yöntemi; sonsuz ve yarı sonsuz yapıların diğer nümerik analiz yöntemlerine göre çok daha kolay modellenebilmesinden, çözümlemelerde daha az sayıda veri gerektirmesinden dolayıyla da sistemin çok daha hızlı ve kısa zamanda

sonuca ulaşması gibi benzeri nedenlerden dolayı daha fazla tercih edilmektedir (Ünal, 2001).

Sınır eleman yöntemlerinden en çok bilinenleri sanal gerilme yöntemi (fictitious stress method, FSM) ve süreksizlik yer değiştirme yöntemidir (displacement discontinuity method, DDM). Bu iki yöntemin temeli elastisite teorisine dayandığı için temel prensipleri ve formülasyonları birbirine çok benzemektedir. Ancak uygulamadaki etkinlikleri değişiklik göstermektedir. Örneğin, FSM kazı sonucu oluşan boşluklar civarındaki gerilmelerin hesaplanmasında, DDM ise daha çok süreksizlik içeren kaya kütlelerinin modellenmesinde kullanılmaktadır (Ünal, 2001).

5. ÇALIŞMA SAHASI

5.1 Coğrafi Konum ve Durum

Konya-İlgın Çavuşçu Gölü Kömür havzası olarak tanımlanan havza, Ilgın ilçesinin 23 km kuzeyinde Çavuşçu, Yorazlar, Misafirli ve Haremi köyler arasında kalan düzlük alanın altında yer almaktadır (Şekil 5.1). İncelen kömür sahası bu havzanın bir bölümü olup Türkiye 1/25 000 ölçekli topografik harita taksimatında L 27 b1, b2 paftalarının sınırları içinde 1789 hektarlık bir alana kaplamaktadır.



Şekil 5.1 : Konya – Ilgın Çavuşçu Göl uydu haritası.

5.1.1 Morfoloji ve hidrografi

İncelenen kömür sahası Çavuşçu gölünün kurumuş olan kuzey kısmının altında yer almaktadır. Denizden yüksekliği 1020 m olan göl tabanı eski bir çöküntü havzasını temsil etmekte olup doğu, kuzey ve batıda yaşlı formasyonların oluşturduğu yükseltilerle, güneyde ise bir setle ayrılan Çavuşçu gölü ile sınırlanır.

Çavuşçu gölü 17,50 km² alan kaplamakta olup 178,80x10⁶ m³ maksimum işletme hacmine sahip, toprak sedde ile düzenlenmiş sulama ve taşkın koruma amaçlı doğal bir göldür.

5.1.2 İklim ve bitki örtüsü

Torosların kuzeyinde İç Anadolu bölgesinde yer alan sahada sert kara iklimler hüküm sürmektedir. Yazların sıcak ve kurak, kışları ise soğuk ve kar yağışlıdır. Bahar aylarında ise yağmur şeklinde olan yağış miktarı artmaktadır. 1969-1981 sıcaklık ve 1928-1965 yağış ortalamaları Çizelge 5.1’da verilmiştir. Bu meteorolojik gözlemlere dayanarak aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

Çizelge 5.1 : Konya İlindeki 1950-2014 yılları arası sıcaklık ve 1950-2014 yılları arası yağış ortalamaları.

KONYA	Ocak	Şubat	Mart	Nisan	Mayıs	Haziran	Temmuz	Ağustos	Eylül	Ekim	Kasım	Aralık
Ortalama Sıcaklık (°C)	0	1.4	5.7	11	16	20.2	23.6	23.1	19	12	6.1	1.7
Ortalama En Yüksek Sıcaklık (°C)	4.8	7.1	12	18	22	26.7	30.2	30.1	26	20	12.9	6.6
Ortalama En Düşük Sıcaklık (°C)	-3.9	-3.2	0	4.5	8.7	12.8	16.1	15.7	11	6	0.8	-2.3
Ortalama Güneşlenme Süresi (saat)	3.2	4.4	6.7	7.1	9	10.4	11.4	11.2	9.4	7.2	5.2	3.1
Ortalama Yağışlı Gün Sayısı	9.8	8.6	8.9	9.4	11	6.7	2.3	1.5	3.1	6.3	6.8	9.9
Aylık Toplam Yağış Miktarı Ortalaması(kg/m ²)	36	28	28	32	43	24.3	6.6	5.3	12	30	32.6	42

Kömürlü Saha ve çevresinde bitki örtüsü son derece zayıf olup düzlüklerde de kuru ziraat yapılmaktadır.

5.1.3 Ulaşım ve yerleşim

Bölgeye ulaşım Ilgın’dan 23 km asfalt yolla sağlanmaktadır. Ayrıca Afyon-Konya demiryolu sahanın güney sınırından geçmekte olup Çavuşçu istasyonu kömür sahasına 3.50 km uzaklıkta yer almaktadır.

5.2 Jeoloji

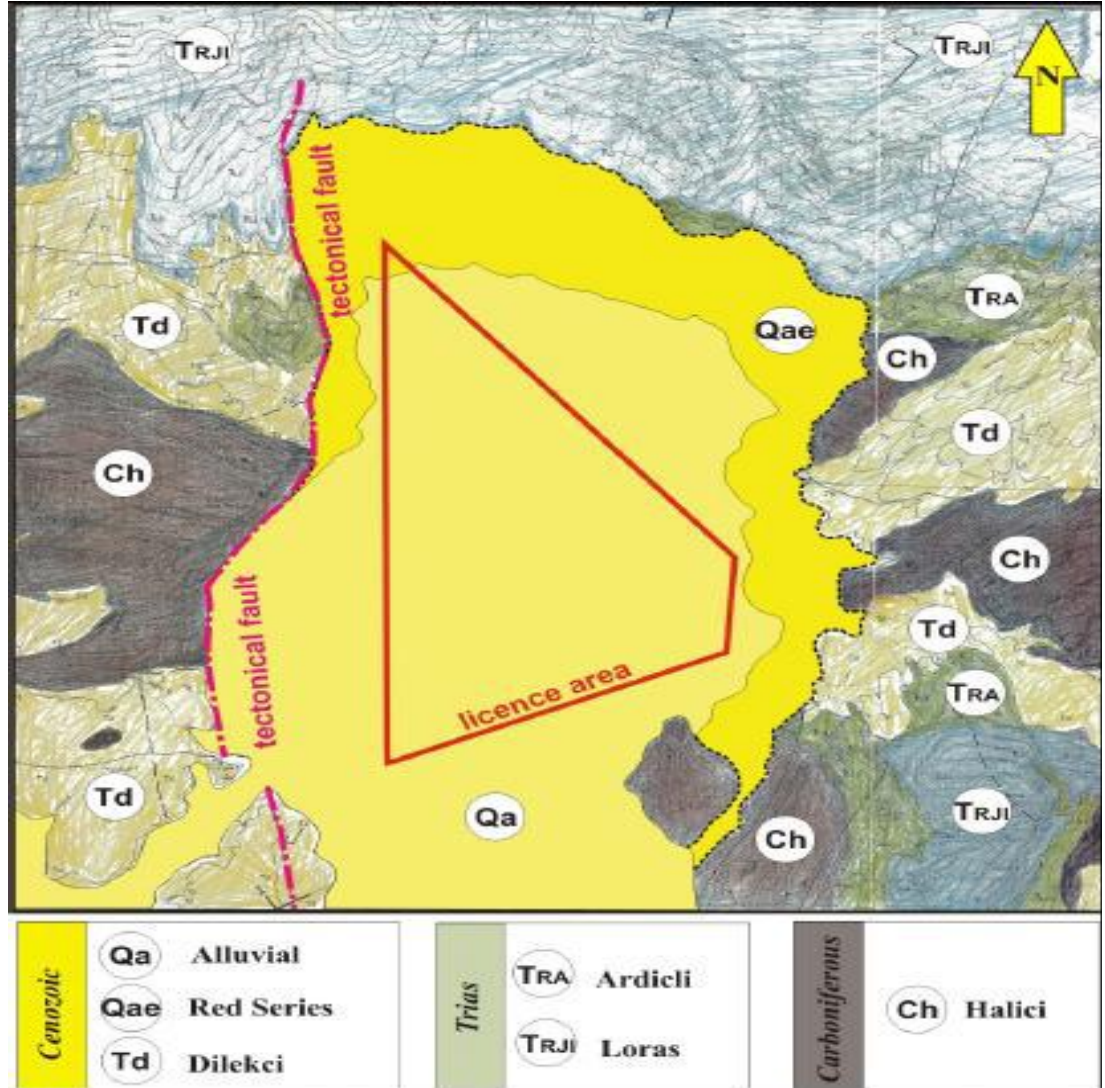
Konya-Ilgın Çavuşçu kömür havzası bu çalışmaya konu olan ana yatak ile bu sahanın batısında yer alan ve halen T.K.İ. tarafından işletilmekte olan tali yatak olmak üzere iki sektörden olmaktadır.

Bu sektörden batıda yer alan T.K.İ.'ye ait sahada T.K.İ ve M.T.A Genel Müdürlüğü tarafından jeolojik incelemeler ve sondajlı aramalar yapıp sonuçlandırılmıştır.

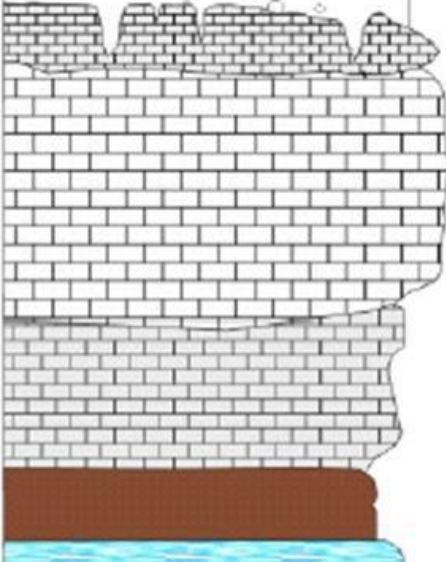
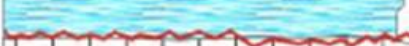
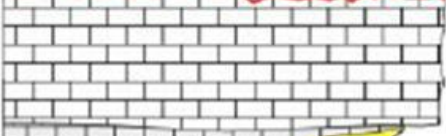
5.2.1 Jeolojik etütler

Konya-İlgin Çavuşçu kömür havzasına ait büyük ölçekli jeolojik haritalar mevcut olup 1/25 000 ve daha küçük ölçekli jeolojik haritalar vardır. Bölgenin stratigrafisi ve tektoniği ile ilgili yaklaşımlar kömürlü sahalarda sondajlı çalışmalara dayandırılmış elde edilen sonuçlar arazide; kontrol edilmiştir.

Jeolojik bakış açısından bakıldığında, incelenmekte olan alan, Alpine orijines parçası olarak Tersiyer zamanında oluşan çöküntülü havza olarak sınıflandırılabilir. Havza kuzeyden güneye doğru uzanan ve Trias ve Karbonifer sert kayalarla sınırlanmıştır (Konya İlgin projesi, 2015; Şekil 5.2).



Şekil 5.2 : Konya-İlgin Çavuşçu Gölü Linyit Havzası'nın jeoloji haritası (Konya İlgin projesi, 2015).

Yaş		Jeolojik Profil	Litoloji
Quaternary	Alüvyon		Kil, Çamur
	Kırmızı Seri		Kil Kum Çakıl
Tertiary	Dilekci		Yıpranmış Kireçtaşı
			Kireçtaş
			Marn
			Linyit
	Unconformity		Kil
Trias	Loras		Dolomit Kireçtaşı
	Ardicli		Kireçtaş Kumtaş
Carbo- mife- to- us	Halici		Grovak Şist

Şekil 5.3 : Konya-İlgın Kömür Havzasının formasyonları, litolojisi ve stratigrafisi görünüşü (Konya İlgın projesi, 2015).

Tersiyer havzanın sınırları erozyona uğramış enkaz sert kayalar olarak karakterize edilebilir. Böylece sınır alanları yüksek geçirgen kum, çakıl ve çakıltaşı içerirken havzanın merkezi ağırlıklı olarak yapışkan sedimentler (kil, silt, kum) ile doludur.

İlgın kömür rezervuarının kuzey bölgesinin tamamı kireçtaşı ve dolomitleri içerir. Kuzey Doğusunda taş ocağından kireçtaşı çıkarılmaktadır. Günümüzde kireçtaşının enerji santrallerinde baca gazı kükürtünü giderme sürecinde kullanma prospektifleri araştırılmaktadır.

Havzasının batı sınırında tektonik bir çatlak tespit edilmiştir. Çatlak havzaya paralel olarak kuzeyden güneye doğru uzanmış ve havzanın sert kaya temeli ile yumuşak kayalar arasında keskin bir sınır oluşturmuştur. Özellikle alanın güneyinde normal bir kayma düz havza çökelleri ile alana bitişik tepeler arasındaki ayrı bir dikey çatlağa neden olmaktadır. Litolojiye İlişkin havzasının batı kanadını kömürlü tabakaları ve yerel olarak eski tersiyer çökelleri içerir (başlıca olarak kireçtaşı ve marn formasyonları). İlgın kömür havzasının tanımlanan formasyonları, litolojisi ve stratigrafisi Şekil 5.3’de gösterilmiştir.

5.2.2 Temel kayaçlar

Ekonomik yönden önem arz etmeyen kömürlü formasyonların üzerine oturduğu temel kayaçlar Paleozoyik yaşta verilen metamorfik şist, mermer ve Mesozoyik yaşlı kireçtaşları ile temsil olunurlar.

Temel oluşturan Paleozoyik ve Mesozoyik formasyonların üzerine diskordan olarak gelen Neojen yaşlı sedimanlar başlıca üç birimden oluşur. Bunlar; konglomera - çakıllı kil – kumtaşı - linyit, marn, kireçtaşı şeklindedir.

5.2.2.1 Konglomera, çakıllı kil, kumtaşı, linyit

Konglomera, çakıllı kil, kumtaşı temel üzerine diskordan olarak oturan Neojen birimlerinin tabanını temsil ederler. Farklı yerlerde sondajlarla kesilen kayaçlar kırmızı renkli, altere şist çakıllı kumlu olup üste doğru mavimsi gri renkli ve açık gri renkli killere geçer. Killer dikey ve yatay yönde linyitlerle geçiş göstermektedir. Linyit horizonu ile ilgili bilgiler ileriki bölümlerde daha geniş olarak verilmiştir. Havza kenarlarına doğru tabanında iri şist ve kireçtaşı blokları ihtiva eden bu birimin kalınlığı linyit hariç 25-30 m kalınlık göstermektedir.

5.2.2.2 Marn

Havzanın batısında T.K.İ.’ye ait açık işletmede gözlenen marn birimi altta linyit seviyeleri ile üstte kireçtaşı ile geçişlidir.

Marnlar orta ince iyi tabakalı yer laminalıdır. Altta ince kömür ara katkıları ihtiva ederler. Üstte ise killi kireçtaşlarına geçerler. Birimin kalınlığı havzanın güney doğusunda 2 metreye kadar incelirken havzanın kuzey doğusunda 55 metre alınlığa ulaşır. Ortalama kalınlığı ise yaklaşık 30 metredir.

5.2.2.3 Kireçtaşı

Kömürlü Neojen birimlerinin en üst düzeyini oluşturan kireçtaşı birimi incelenen sektörde Misafirli köyü civarında ve T.K.İ. sektöründe mostra verir. Orta ve ince tabakalanma gösterirler. Altta marnların üzerine uyumlu olarak gelmekte olup tedrici geçişlidir. Üstte ise kırmızı seriye ait çakıl ve kumlu “kırmızı seri” uyumsuz olarak üstler.

Kireçtaşı sarımsı beyaz renkli yer 25-75 cm kalınlığında kil marn ara katkılıdır. Ortalama kalınlığı 20-25 m olup kalınlığı güneyden kuzeye doğru artar ve sahanın kuzeyinde 40 m kalınlığa kadar ulaşır.

5.2.3 Örtü birimleri

Kömür içeren Neojen birimleri üzerine uyumsuz olarak gelen örtü birimleri başlıca; çakıl ve kumdan oluşan “kırmızı, seri” ve bunlar üzerinde yer alan “kil-balçık” birimi ile sahaya ulaşan dere yataklarında gözlenen alüvyonlarla temsil olunur.

5.2.3.1 Çakıl ve kumlu kırmızı seri

Kireçtaşları üzerine uyumsuz olarak gelen bu birim daha önceki araştırmacılar tarafından “kırmızı seri” olarak adlandırılmıştır.

Neojen göl şartlarını sona erdiren bölgedeki tektonik hareketlere bağlı olarak Çavuşçu bölgesinde oluşan graben çukuruna dolmuş akarsu sel malzemeleri ile temsil olunur.

Birim içinde çakıl oranı havza kenarından ortaya doğru azalır. Havza ortasında ise çamurtaşı ve killi seviyeler daha hakimdir. Formasyon rengi içerdiği demir oksit miktarına bağlı olarak kahverengiden pembeye kadar kırmızı rengin tonlarına gözlenir.

Kırmızı serinin kalınlığı ortalama 70 m olup havza ortasında 100 m’ye kadar ulaşır. Formasyon kireçtaşı ile arasındaki uyumsuzluk dikkate alınarak Üst Poliyosen-Pleistosen yaşlı olabileceği kabul edilmiştir.

5.2.3.2 Kil balçık birimi

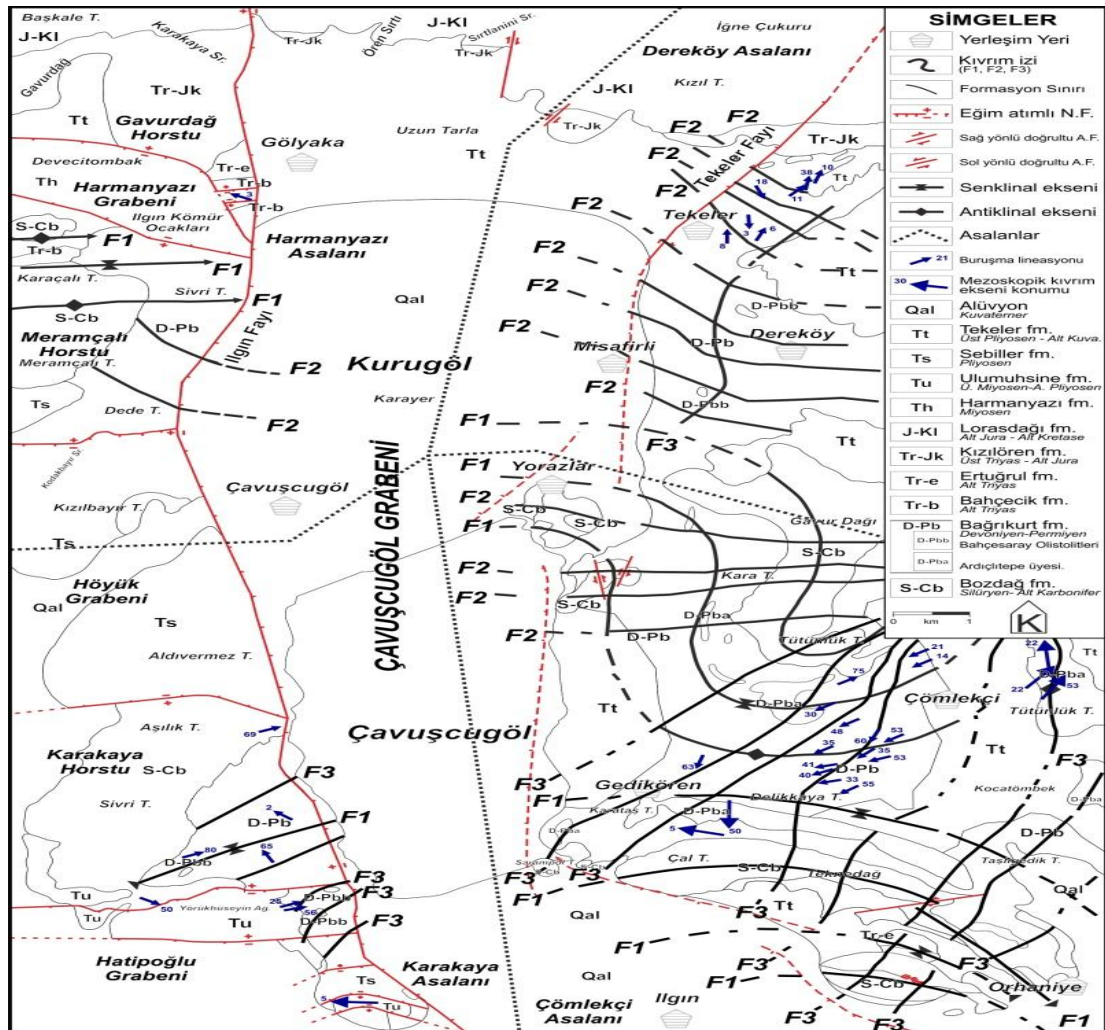
Çöküntü alanı içinde sahanın tamamını örten bu birim halen kurutulmuş olan eski Çavuşçu Gölü tabanında oluşmuş en son formasyonları temsil eder.

5.2.3.3 Alüvyonlar

Çavuşçu gölünde ulaşan vadilerin eski göl havzasına ulaştığı alanlarda gözlenen alüvyon konileri ile vadi tabanlarındaki sınırlı oluşumlar gösteren alüvyonları temsil olunurla.

5.2.4 Tektonik

İncelenen sahada gözlenen kömür oluşumu KB-GB uzanımlı bir küvet içinde oluşmuş daha sonra gelişen faylarla yer yer parçalanmıştır. Sahanın tektonik haritası Şekil 5.4’te verilmiştir.



Şekil 5.4 : Konya-İlgin Kömür Havzasının tektonik haritası (Konya İlgin projesi, 2015).

5.2.4.1 Tabaka doğrultusu eğimleri ve kıvrılma tektoniği

Kömür horizonunu taşıyan Neojen yaşlı stratigrafik birimlerin eğimleri aşırı düzeylere ulaşmamaktadır. Nitekim tabaka eğimleri havza kenarlarında 80-100 iken havza ortasında 30-60 arasında değişmektedir. Tabakaların genel eğimi havzanın kuzeydoğusunda güneydoğuya iken havzanın güneydoğusunda aksi istikamette yani kuzeydoğu yönünde geliştiği saptanmaktadır. Tabakaların genel doğrultusu KD-GB olup bu eksene sahip bir senklinal görüntüsü sunarlar.

Kıvrım eksene ve tabaka doğrultularının KD-GB yönünde uzanmasına karşılık kömürlü saha ve taban topoğrafyasında gözlenen dalgalanmalar KB-GD yönünde uzanmaktadır. Tabakalanmada bu görüntünün ortaya çıkmasının temel nedeni depresyon alanının oluşumunu kontrol eden havzanın doğu ve batısından geçen K-G yönlü faylardır.

5.2.4.2 Kıvrılma tektoniği ve faylar

Kömürlü havzanın gelişimi ve evrimini denetleyen ana faktör bölgede gözlenen faylardır. Bu faylar gerek kömür oluşumunu kontrol etmeleri gerekse oluşum yönleri olarak iki farklı sistemle temsil olunurlar. Faylar T.K.İ. işletme sahasının sınırlarında açıklıkla gözlenmektedir. İnceleme sahasında ise sondaj verilerine dayanarak hazırlanan eş yükselti haritalarında gözlenen ani değişimlerden yararlanılarak tesbit edilmeleri yoluna gidilmiştir.

6. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE ŞEV STABİLİTE ANALİZİ VE BULGULAR

Konya–İlgın–Çavuşçu Gölü Linyit Havzası’nda bu tez kapsamında yapılan çalışmalar; sahadaki formasyon sınırlarının ve dağılımının ortaya konulması, formasyonların fiziksel ve mekanik özelliklerinin tayin edilmesi, optimum şev geometrisinin (nihai şev açısı, basamak yüksekliği ve basamak genişliğinin) belirlenmesi ve Phase² programı ile şev stabilite analizlerinin yapılması olmak üzere 4 ana başlıkta toplanmaktadır.

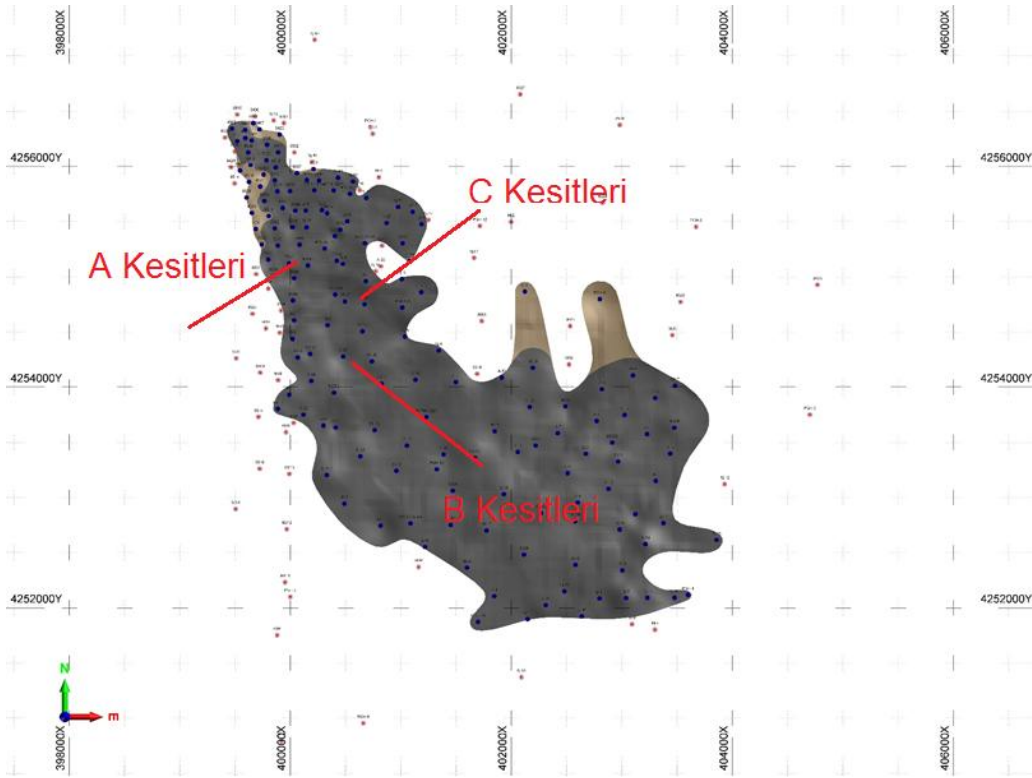
Çalışmanın ilk aşaması olan sahasındaki formasyon dağılımlarının ve sınırlarının ortaya konulmasından başlayıp son aşama olan analizlerin yapılmasına kadar olan tüm adımlarda, sahanın 1. ve 25. yıl planı için 3 kesit üzerinde diğer dönemler için ise 2 kesit üzerinde çalışmalar yapılmıştır.

6.1 Formasyon Sınırlarının ve Dağılımının Ortaya Konulması

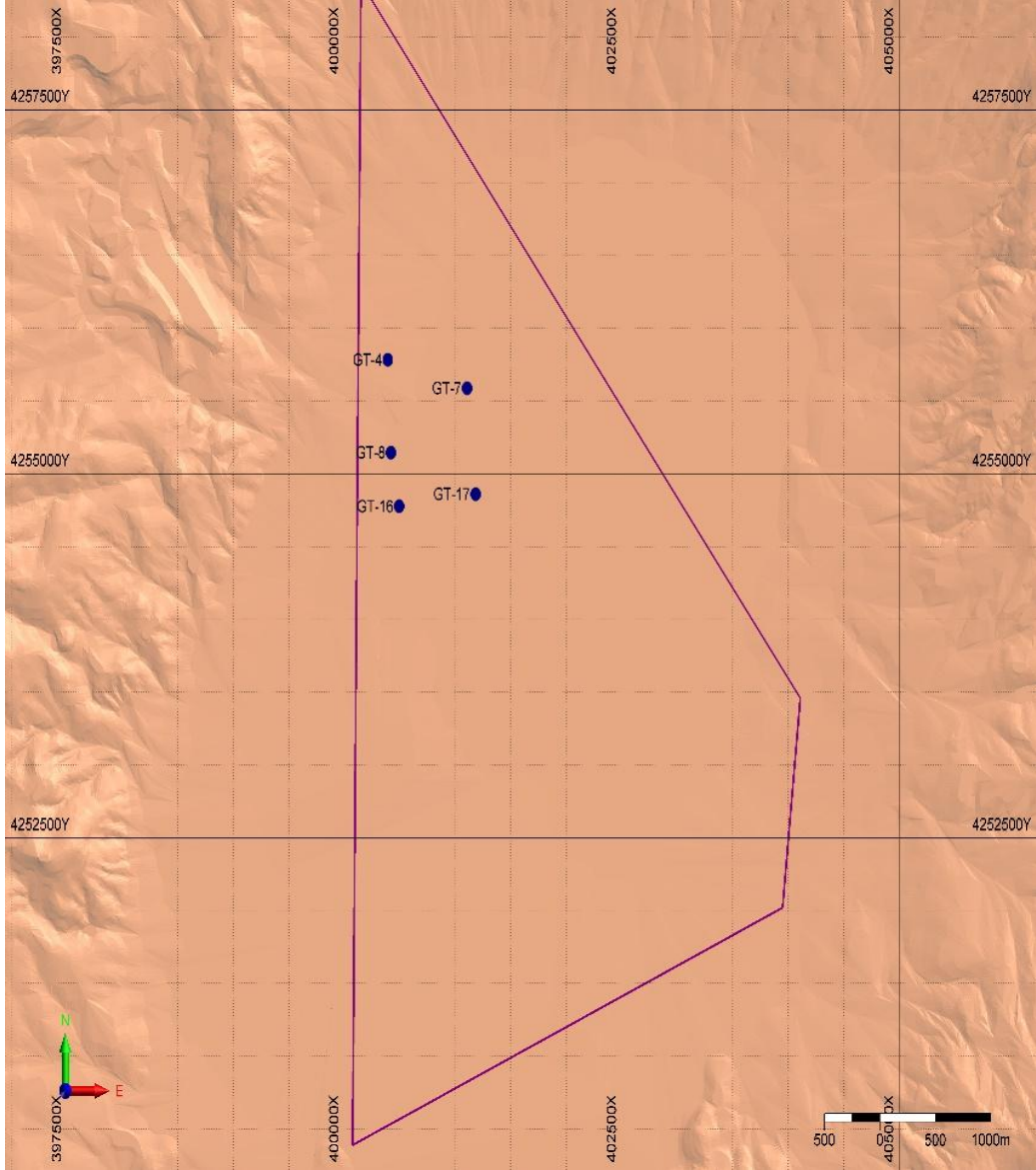
Formasyon sınırlarının ve dağılımının ortaya konulması ile numune alınması amacıyla yapılan 188 adet sondaj yardımıyla sahadaki formasyon sınırları ve dağılımı ortaya konulmuştur (Şekil 6.1). Bunun yanında, sondajlardan elde edilen numuneler yardımı ile Bölüm 6.2’de detaylı olarak anlatılan formasyonlar özellikleri de tayin edilmiştir. Çalışmalar, Şekil 6.2’de gösterilen 3 kesit üzerinde ve Şekil 6.3’de gösterilen Konya – İlgın Çavuşçu Gölü Linyit Havzası’nın 25 yıllık faaliyet planlaması göz önünde bulundurularak yapılmıştır. Linyit yatağının 1. ve 25. yıl planı için A-A’ (kalıcı şev), B-B’ (üretim şevi) ve C-C’ (kalıcı şev) kesitleri üzerinde, diğer dönemler için ise C-C’ kesitinde 25 yıl boyunca nihai şev açısının değişmediği göz önünde bulundurularak sadece A-A’ ve B-B’ kesitleri üzerinde çalışılmıştır. Sondaj çalışmasında elde edilen veriler ışığında, sözü geçen kesitler ile çakışan alanlardaki formasyon dağılımları sırasıyla; birikinti çökel, kireçtaşı – marn – kil, taban kili ve şist şeklindedir. Linyitin mevcut olduğu kesitlerde ise; kireçtaşı – marn – kil ile taban kili arasında linyit mevcuttur.



Şekil 6.1 : Konya–İlgın Çavuşçu Linyit Havzası’nda yapılan sondaj çalışmaları.



Şekil 6.2 : Şev stabilite analizlerine konu olan A-A', B-B' ve C-C' kesitleri (Konya İlgın projesi, 2015).



Şekil 6.5 : Jeoteknik Sondajların (GT-4, GT-7, GT-8, GT-16 ve GT-17) plan görünümü (Konya Ilgın projesi, 2015).

Çizelge 6.1 : Jeoteknik Sondajların (GT-4, GT-7, GT-8, GT-16 ve GT-17) formasyon kestiği kotlar (Konya Ilgın projesi, 2015).

Sondaj No	GT-4	GT-7	GT-8	GT-16	GT-17	Toplam
Sondaj Derinliği(m)	190	179	242	281	218	1110
Birikinti Çökel	0-67	0-99	0-80	0-99	0-141	486
Kireçtaşı-Marn	67-92	99-124	80-123	99-167	141-167	187
Linyit	92-103	124-148	123-150	167-203	167-182	113
Taban Kili	103-184	148-172	150-203	203-270	182-206	249
Şist	184-190	172-179	203-242	270-281	206-218	75

Formasyonların fiziksel ve mekanik özelliklerini tayin etmek için seçilen 5 adet sondajdan kayaç özelliği gösteren kireçtaşı – marn – kıl, linyit ve şist formasyonları için karot numuneleri, zemin özellikleri gösteren birikinti çökel ile taban kili için ise

UD numuneleri alınmıştır. Sondaj esnasında bol miktarda karot numunesi alırken, zemin ortamında ise 40 adet UD numunesi alınmıştır. Alınan numuneler yardımı ile sahadaki formasyonların fiziksel ve mekanik özellikleri tayin edilmiştir.

Sahada kayaç özelliği gösteren kireçtaşı – marn – kil, linyit ve şistin formasyon özelliklerinin tayin edilmesi amacı ile yapılan kaya mekaniği deneyleri İTÜ Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Kaya Mekaniği Laboratuvarı'nda yapılmıştır. Bu çalışmalar kapsamında, kayaç özelliği gösteren formasyonların fiziksel özelliklerinin tayin edilmesi için sondajlardan alınan çok sayıda karot numunelerinde yapılan deneysel çalışmalar ile kayaçların birim hacim ağırlığı, kuru yoğunluğu ve su emme kapasiteleri saptanmıştır. Mekanik özelliklerin tayin edilmesi için yapılan deneysel çalışmalarda ise tek eksenli basınç dayanımı, elastisite modülü, Brazilian çekme dayanımı ile üç eksenli basınç dayanımından kohezyon, içsel sürtünme açısı ve poisson oranı değerleri belirlenmiştir (Çizelge 6.2).

Çizelge 6.2 : Kayaç özelliği taşıyan formasyonların fiziksel ve mekanik özellikleri(Konya Ilgın projesi, 2015).

Birim	Malzeme	Kohezyon (kPa)	İçsel Sürtünme Açısı (°)	Birim Hacim Ağırlığı (kN/m ³)	Elastite Modülü (MPa)	Poison Oranı (ν)	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (Mpa)	Çekme Dayanımı (MPa)
Kireçtaşı –Marn– Kil Ardal.	Krç -Zemin	300,00	16,20	18,48	10.297	0,22	24,90	0,35
	Krç - Kaya	54,00	27,00	18,20	698	0,22	1,60	0,05
	Marn	39,50	23,80	16,45	563	0,22	2,20	0,10
	Linyit	450,00	19,30	11,09	1.039	0,16	3,00	0
	Şist	100,00	30,00	26,47	140	0,26	0,40	0,22

Zemin özelliği taşıyan birikinti çökelt ve taban kili için 5 adet sondajdan alınan toplam 40 adet UD numunesi hakkındaki veriler Çizelge 6.3 ve Çizelge 6.4'te gösterilmektedir. Alınan 40 adet UD numunesinden 22 tanesi birikinti çökeltten, 7 tanesi kireçtaşı – marn – kilden ve 11 adedi ise taban kilinden alınmıştır. Ancak kireçtaşı – marn – kil formasyonlarının genel davranışının kayasal ortam davranışına yakın olmasından dolayı, zemin mekaniği analizleri içerisinde değerlendirmemiş olup Çizelge 6.2'de de belirtildiği gibi kaya mekaniği deneyleri ile fiziksel ve mekanik büyüklükleri tayin edilmiştir.

Zemin formasyonlarının fiziksel ve mekanik özelliklerini tayin etmek amacı ile alınan 40 adet UD numunesi ile 12 özelliğe ait toplam 404 adet deney İTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Laboratuvarı'nda yapılmış

olup, bu deneyler ile formasyonların kuru yoğunluğu ve su muhtevası gibi fiziksel özellikleri saptanmıştır. Mekanik özelliklerin tayin edilmesi için yapılan deneysel çalışmalarda ise serbest basınç mukavemeti, elastisite modülü, kohezyon, içsel sürtünme açısı ve poisson oranı değerleri belirlenmiştir (Çizelge 6.5).

Çizelge 6.3 : Zemin formasyonlarından alınan 40 adet numunenin sondajlar bazında litolojik dağılımı (Konya Ilgın projesi, 2015).

Birim	Malzeme	UD Numune Adedi					Toplam
		GT - 4	GT - 7	GT - 8	GT - 16	GT - 17	
Birikinti Çökel	Kil	2	3	3	2	2	12
	Kil-Çakıl	3	3	2	-	2	10
Kireçtaşı - Marn	Kil-Krçtaşı	1	-	-	1	-	8
	Marn	1	-	3	1	-	5
Taban Kili		1	2	4	2	2	11
Toplam		8	8	12	6	6	40

Çizelge 6.4 : UD numunelerin litolojik bazda alındıkları derinlikler (Konya Ilgın projesi, 2015).

Birim	Malzeme	Numune Derinliği (m)	
		Min.	Max.
Birikinti Çökel	Kil	5	78
	Kil-Çakıl	35	126
Kireçtaşı - Marn	Kil-Kireçtaşı	77	102
	Marn	90	135
Taban Kili		114	214

Çizelge 6.5 : Zemin özelliği taşıyan formasyonların fiziksel ve mekanik özellikleri (Konya Ilgın projesi, 2015).

Birim	Malzeme	Kohezyon (kPa)	İçsel Sürtünme Açısı (°)	Birim Hacim Ağırlığı (kN/m ³)	Elastite Modülü (kPa)	Poison Oranı (v)	Serbest Basınç Dayanımı (kPa)	Çekme Dayanımı (MPa)
Bir. Çök.	Kil	26,43	16,50	19,65	20.175	0,33	76,00	-
	Kil - Çakıl	17,00	20,00	19,37	33.194	0,33	95,00	-
Taban Kili		15,50	19,40	19,88	26.513	0,24	241,13	-

6.3 Optimum Şev Geometrisinin Belirlenmesi

Optimum şev geometrisinin belirlenmesi amacıyla; farklı basamak yükseklikleri ve basamak genişliklerinde şev geometrileri oluşturularak incelemeler yapılmıştır. İncelemelerde çalışmaya konu olan saha için 25 yıllık plan yapılmış olup, geometrinin belirlenmesi noktasında da bu duruma bağlı olarak dönemsel durum da

incelemelere dahil edilmiştir. Yapılan incelemeler sonucunda, ortaya çıkan basamak ve nihai şev açıları ile teknik ve ekonomik kriterler göz önünde bulundurularak optimum basamak yükseklikleri 15 m, optimum basamak genişlikleri üretim şevlerinde 40 m kalıcı şevlerde ise 50 m olarak tespit edilmiştir. Bunun yanında, çalışmalarda berm oluşturulmadığı durumlarda stabilite problemleri gözlenmiş olup yer değiştirmelerin en fazla gözlemlendiği birikinti çökelti formasyonunda berm uygulanması uygun görülmüştür, optimum berm genişliği de 5 m olarak belirlenmiştir. Genel şev açısı değerleri ise 13,70° ile 17,40° arasında değişmektedir. Dönemsel ve kesitler bazında elde edilen basamak genişlikleri ve nihai şev açıları Çizelge 6.6’da gösterilmektedir.

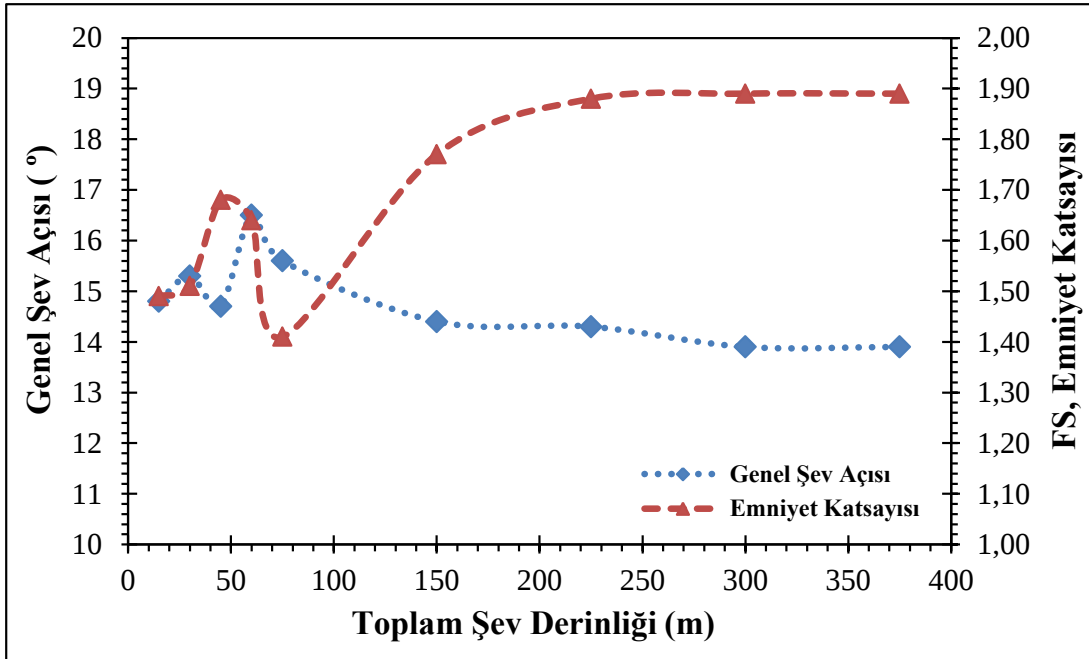
Çizelge 6.6 : Faaliyet planlaması ve kesitler bazında modellerde kullanılan basamak genişliği ile nihai şev açısı değerleri.

FaaliyetYılları	Kesitler	Yıllara Göre Nihai Şev Açıları (°)	
		40 m	50 m
1. Yıl	A-A’ Kesiti	-	14,80
	B-B’ Kesiti	17,40	-
	C-C’ Kesiti	-	13,70
2. Yıl	A-A’ Kesiti	-	15,30
	B-B’ Kesiti	17,30	-
3. Yıl	A-A’ Kesiti	-	14,70
	B-B’ Kesiti	16,60	-
4. Yıl	A-A’ Kesiti	-	16,50
	B-B’ Kesiti	16,00	-
5. Yıl	A-A’ Kesiti	-	15,60
	B-B’ Kesiti	16,80	-
10. Yıl	A-A’ Kesiti	-	14,40
	B-B’ Kesiti	16,80	-
15. Yıl	A-A’ Kesiti	-	14,30
	B-B’ Kesiti	15,90	-
20. Yıl	A-A’ Kesiti	-	13,90
	B-B’ Kesiti	16,90	-
25. Yıl	A-A’ Kesiti	-	13,90
	B-B’ Kesiti	-	14,50
	C-C’ Kesiti	-	13,80

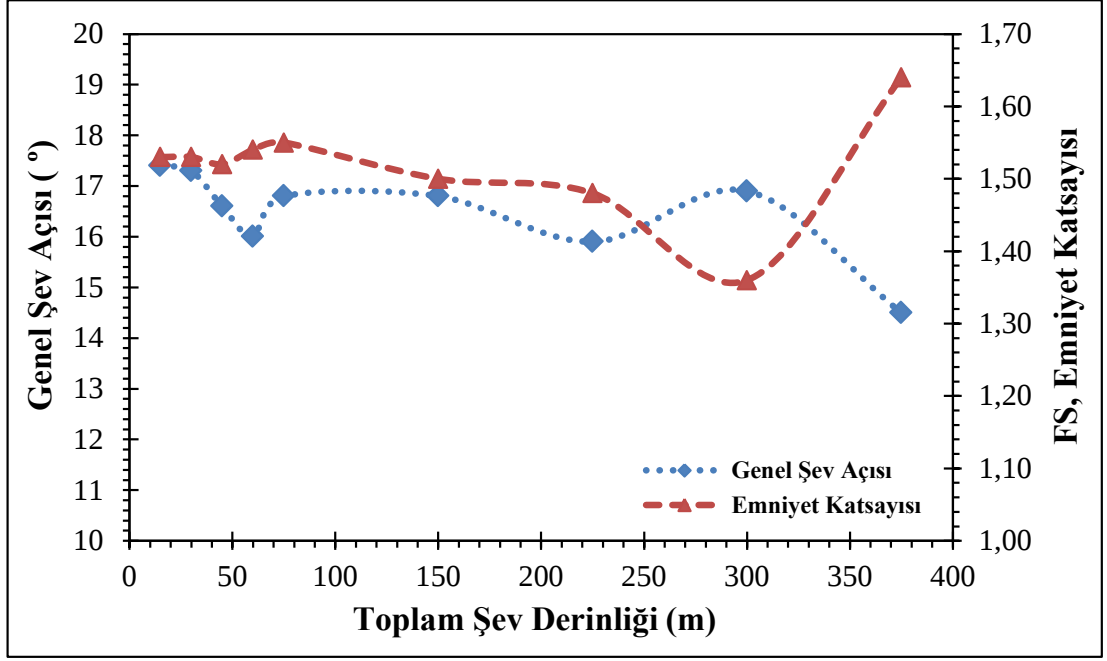
Çizelge 6.7’de ve Şekil 6.6 ile Şekil 6.7’de toplam şev derinliğine bağlı olarak genel şev açısı ve emniyet katsayı değerlerinin değişimi verilmiştir. Çizelge 6.7 ve Şekil 6.6 ile Şekil 6.7 incelendiğinde genel şev açısı düştükçe emniyet katsayısının arttığı görülmektedir. Kalıcı şev olan A-A’ kesitinde toplam şev derinliğinin artması ile genel şev açısı düşmekte, buna bağlı olarak da emniyet katsayısı değeri artmaktadır.

Çizelge 6.7 : Toplam şev derinliğine bağlı, genel şev açısı ve emniyet katsayı değerleri.

Kesit	Şev Tipi	Toplam Şev Derinliği	Genel Eğim Açısı	Emniyet Katsayıları
A-A'	Kalıcı	15	14.8	1.46
		30	15.3	1.51
		45	14.7	1.68
		60	16.5	1.64
		75	15.6	1.41
		150	14.4	1.77
		225	14.3	1.88
		300	13.9	1.89
		375	13.9	1.89
B-B'	Üretim	15	17.4	1.53
		30	17.3	1.53
		45	16.6	1.52
		60	16.0	1.54
		75	16.8	1.55
		150	16.8	1.50
		225	15.9	1.48
		300	16.9	1.36
		375	14.5	1.64
C-C'	Kalıcı	15	13.7	1.63
		375	13.8	1.62



Şekil 6.6 : A-A' kesiti için toplam şev derinliğine bağlı olarak, genel şev açısı ve emniyet katsayısı değerlerinin değişimi.



Şekil 6.7 : B-B' kesiti için toplam şev derinliğine bağlı olarak, genel şev açısı ve emniyet katsayısı değerlerinin değişimi.

6.4 Phase² Programı İle Şev Stabilite Analizi

Phase² programı sonlu elemanlar yöntemiyle çalışan bir program olup, emniyet katsayısı, yatay yer değiştirme, düşey yer değiştirme, toplam yer değiştirme ve kesme gerilmesi gibi çeşitli büyüklüklerin tespit edilmesine olanak sağlamaktadır.

Bu çalışma kapsamında, emniyet katsayısı ve toplam yer değiştirmelerin tespiti amaçlanmış olup, toplam yer değiştirmeler üzerinden emniyet katsayısının aşılması durumunda ortaya çıkacak kayma daireleri incelenecektir. Kayma dairelerinin yorumlanması, toplam yer değiştirmelerin yoğunluğuna bağlı olarak ortaya çıkan yorulma yüzeylerinin tespiti ile yapılacaktır.

Teze konu olan Konya – Ilgın Çavuşçu Gölü Linyit sahası fazla sayıda fayın mevcut olduğu deprem riski olan bir bölge olması ve özellikle Çavuşçu Gölü'nden sızıntı yeraltı sularına mağruz kalması nedeniyle saha ile ilgili analizler; suyun ve sismik yüklerin mevcut olmadığı, suyun mevcut olup sismik yüklerin mevcut olmadığı durum ile suyun mevcut olmayıp sismik yüklerin mevcut olduğu durum olmak üzere 3 farklı durum için yapılmıştır.

Çalışma kapsamında, 3 farklı durum için oluşturulmuş 3 farklı analiz seti ile çalışılmasındaki amaç sahada şev stabilitesine olumsuz yönde etki edebilecek

durumların her biri için duraylılığın hangi mertebede ve ne şekilde değiştiğini gözlemleyerek daha doğru tespit ve tedbirlerin üretilmesidir.

Phase² programı ile oluşturulan modellerde materyel özelliklerinin tanımlanması için kullanılan tasarım parametresi Çizelge 6.8’de gösterilmektedir.

Çizelge 6.8 : Formasyon özelliklerinin tanımlanması için kullanılan tasarım parametreleri(Konya Ilgın projesi, 2015).

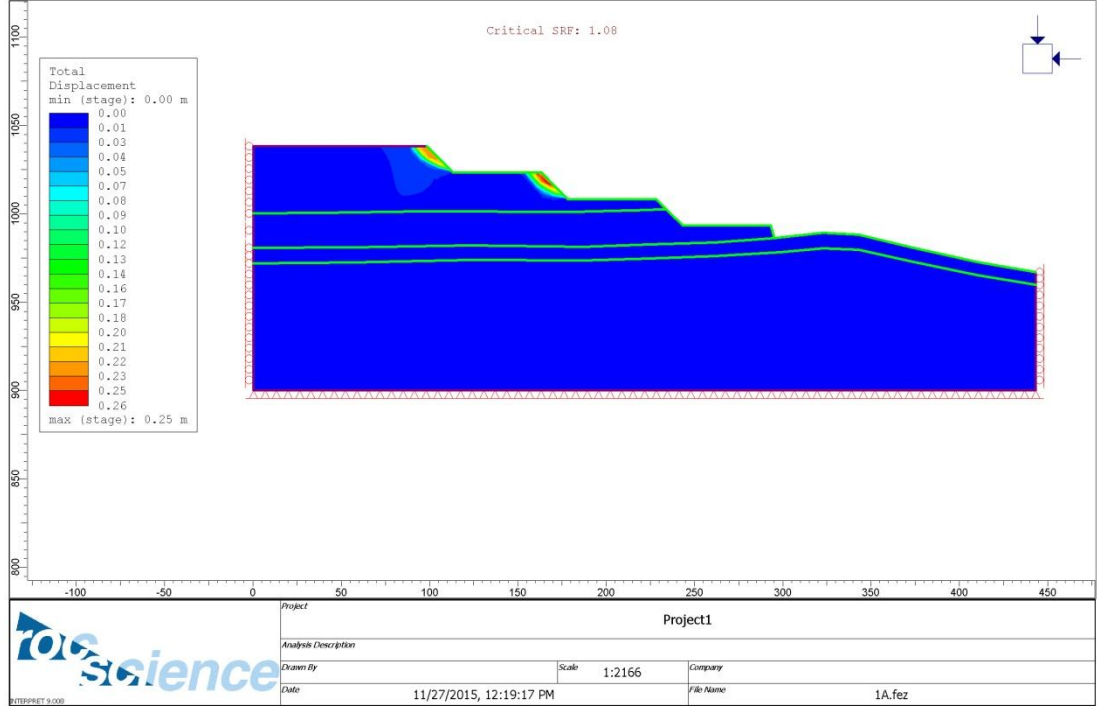
Formasyon	Kohezyon (KPa)	İçsel Sürtünme Açısı (°)	Yoğunluk (kN/m ³)	Elastite Modülü (kPa)	Poison Oranı (ν)
Birikinti Çökel	17,00	20,00	19,37	33.194	0,33
Kireçtaşı – Marn- Kil	39,50	23,80	16,45	698.000	0,22
Linyit	45,00	19,30	11,09	1.039.000	0,16
Taban Kili	15,50	19,40	19,88	26.513	0,24
Şist	100,00	30,00	26,47	140.000	0,26

6.4.1 Suyun ve sismik yüklerin mevcut olmadığı durum için yapılan analizler

Çalışma sahasındaki yeraltı suyunun varlığının ve deprem riskinin ihmal edildiği durum için yapılan analizlerde 1,30 emniyet katsayısı sınır değer olarak alınmış olup bu analizler de gravite yükü dışında şev etki eden ilave yük söz konusu değildir.

Sadece yerçekimi kuvvetine, yani kayaç ağırlıklarının etkisine karşı duraylılık şartlarının incelendiği bölümde Konya–Ilgın Çavuşçu Linyit Havzası için hazırlanmış olan 25 yıllık planlamanın tüm evreleri için analizler gerçekleştirilmiş. Bu analizler ilk 5 yıllık dönem için yıllık, daha sonraki 20 yıllık dönem için ise 5 er yıllık periyotlar halinde olmak üzere dönemsel olarak 9 farklı dönemi ifade etmektedir. Bu dönemlerden yalnızca 1. ve 25. yıl için 3 kesit (A-A’, B-B’ ve C-C’) ile çalışılmışken, C-C’ kesitinde ise 25 yıl boyunca nihai şev açısının değişmediği görüldüğünden, diğer dönemler için yalnızca 2 kesit (A-A’ ve B-B’) ile çalışılmıştır. Sonuç olarak, ilave yüklerin ihmal edildiği bu bölümde tüm durumlar için toplam 20 model incelenmiştir. Bunun yanında, bermelerin oluşturulmadığı şev geometrileri açısından şev problemleri ile karşılaşılacağını göstermek amacı ile “1. yıl A-A’ kesitinin bermsiz geometrisi” için yapılan analiz Şekil 6.8’de gösterilmektedir. Şekil 6.8 ile Şekil 6.9 karşılaştırıldığında tek farkın 5 m’lik berm genişliği olduğu açık olarak görülmektedir. Aynı zamanda bermsiz olarak oluşturulan geometri için yapılan analizlerde hesaplanan emniyet katsayısı değerinin sınır değer olan 1,30

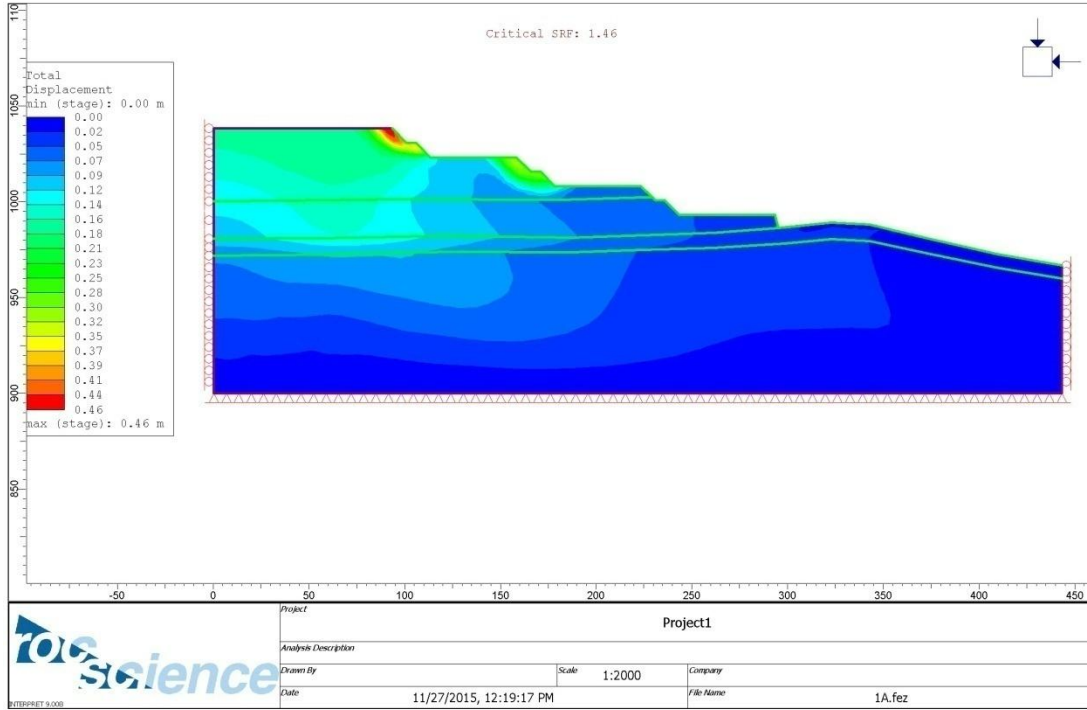
değerinden düşük olduğu (1,08), birikinti çökel formasyonunda 5 m’lik berm oluşturulduğunda ise emniyet katsayı değerinin 1,46 olarak hesaplandığı görülmektedir. Buradan da anlaşıldığı gibi birikinti çökel formasyonunda 5 m’lik berm oluşturulması daha emniyetli bir şev dizaynına katkı sağlayacağından diğer analizler birikinti çökel formasyonunda 5 m’lik bermin oluşturulduğu geometri esas alınarak yapılmıştır.



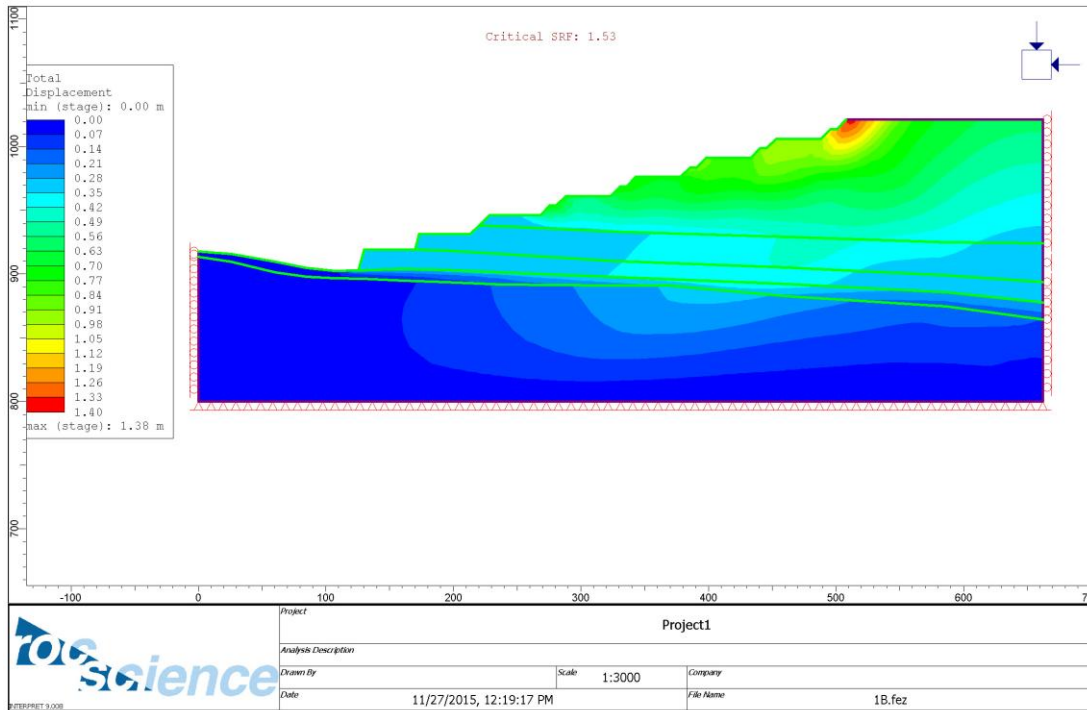
Şekil 6.8 : 1. yıl A-A’ kesitinin bermsiz geometrisi.

Şekil 6.9 ile Şekil 6.28 arasında yapılan 20 modelin emniyet katsayısı değerleri ve toplam yer değiştirmeler gösterilmiştir. Şekillerde gösterilen modellerin emniyet katsayı değerleri (SRF) $\geq 1,30$ olduğundan dolayı sismik yüklerin ve suyun mevcut olmadığı durumda şev stabilitesi açısından bir problemle karşılaşılması beklenilmemektedir. Analizi gerçekleştirilen 20 model içerisindeki hesaplanan emniyet katsayısı değerleri 1,41 ile 1,89 arasında değişik değerler almıştır.

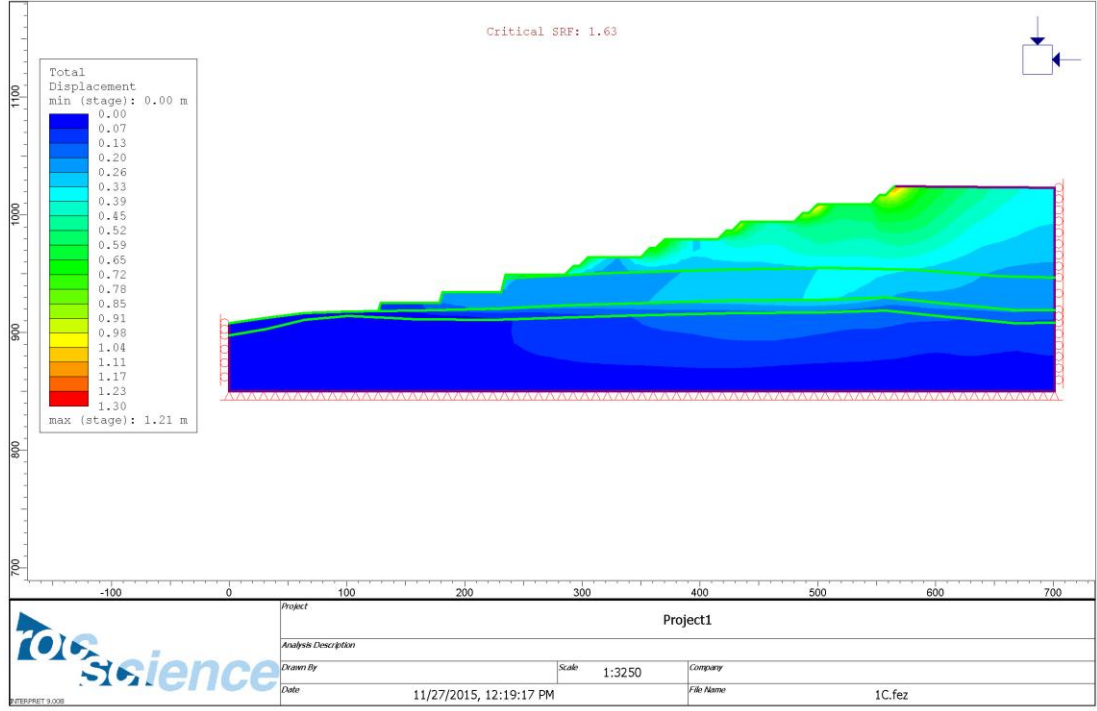
Gravite yükleri dışında ilave yüklerin söz konusu olmadığı bu analiz setinde toplam yer değiştirmeler incelendiğinde, genel olarak yer değiştirmelerin en üst basamak ağırlıklı olmak üzere birikinti çökelin mevcut olduğu alanlarda gerçekleştiği anlaşılmaktadır. Buradan yola çıkarak yorulmanın en fazla olduğu alanlar da düşük mekanik özelliklere sahip birikinti çökelin mevcut olduğu alanlardır.



Şekil 6.9 : 1. yıl A-A' kesiti.

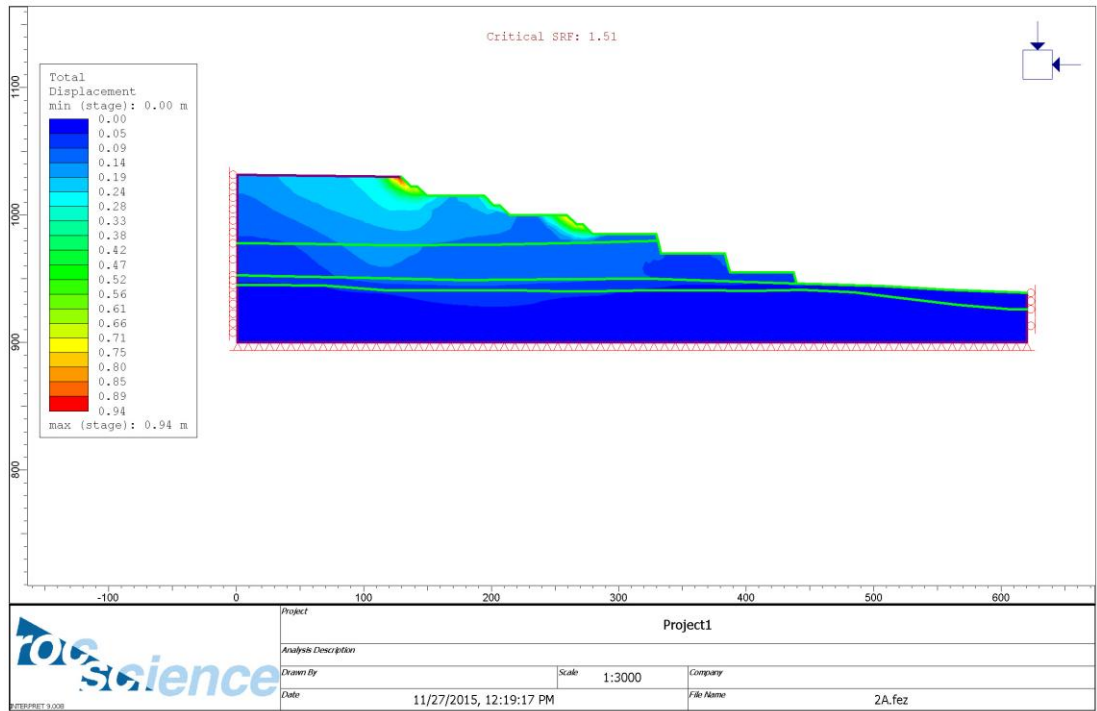


Şekil 6.10 : 1. yıl B-B' kesiti.

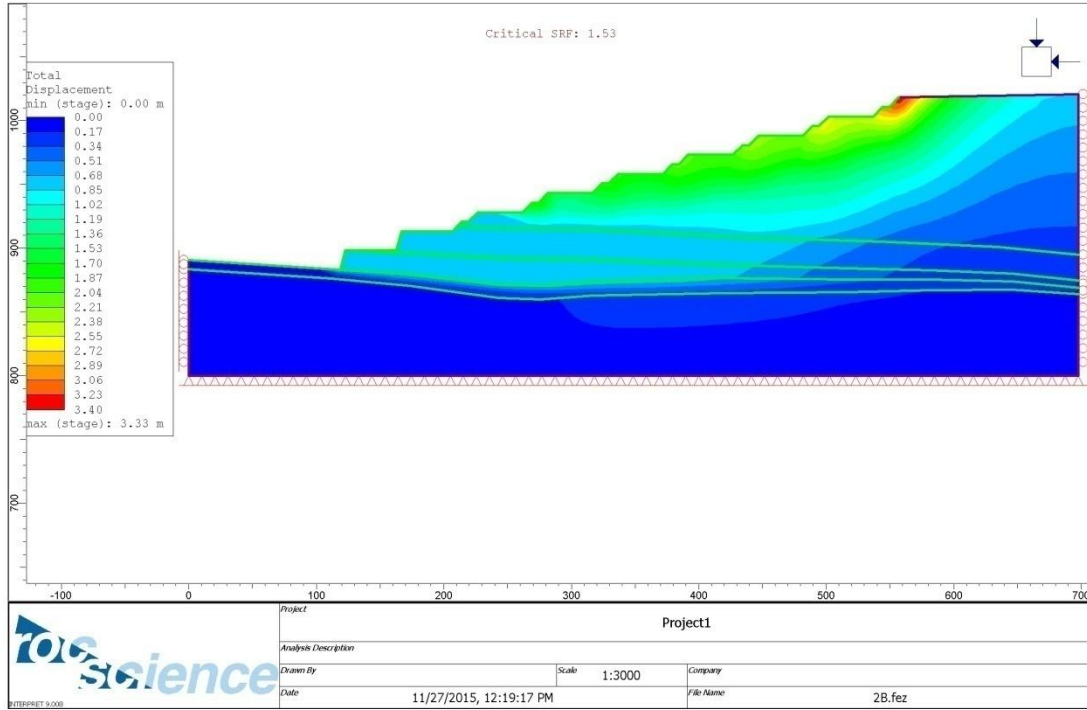


Şekil 6.11 : 1. yıl C-C' kesiti.

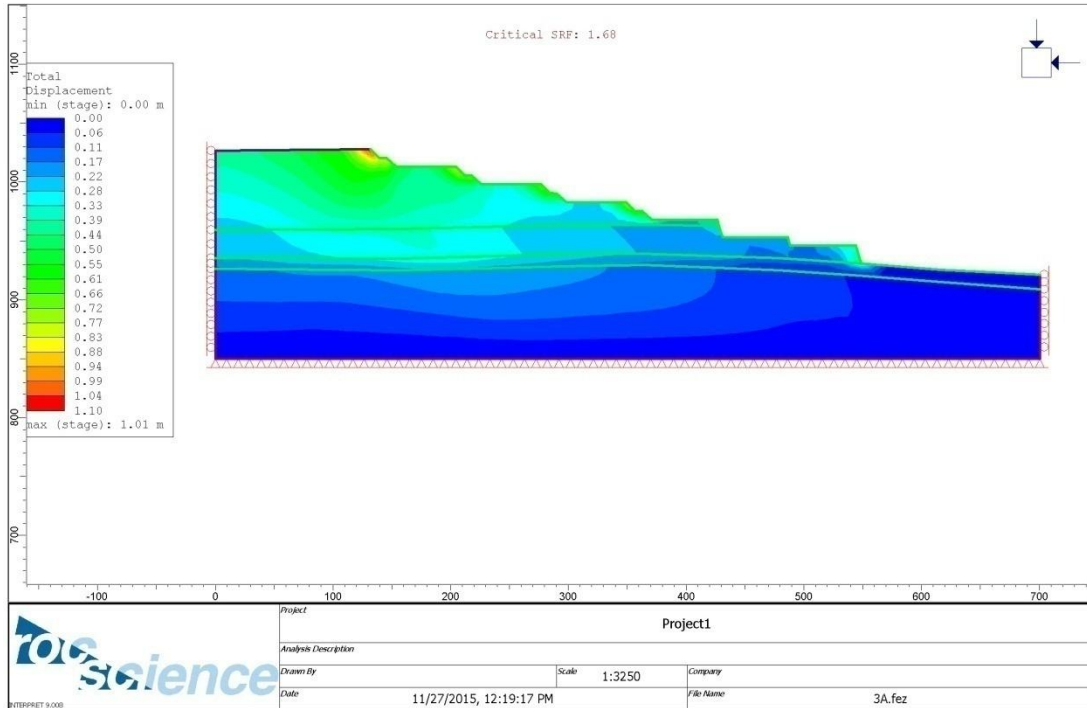
Birinci yıl için 3 kesit üzerinde yapılan analizler verilmiştir. Bundan sonra ki yıllarda 25. yıla kadar 2 kesit üzerinde yapılan analizler verilecektir.



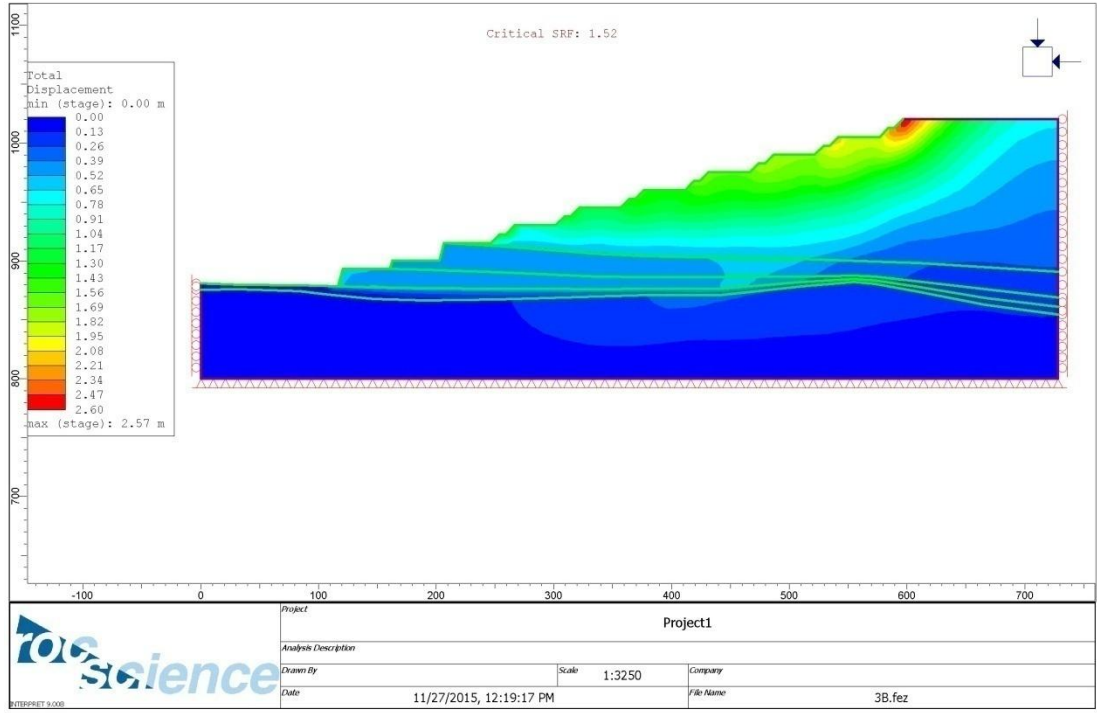
Şekil 6.12 : 2. yıl A-A' kesiti.



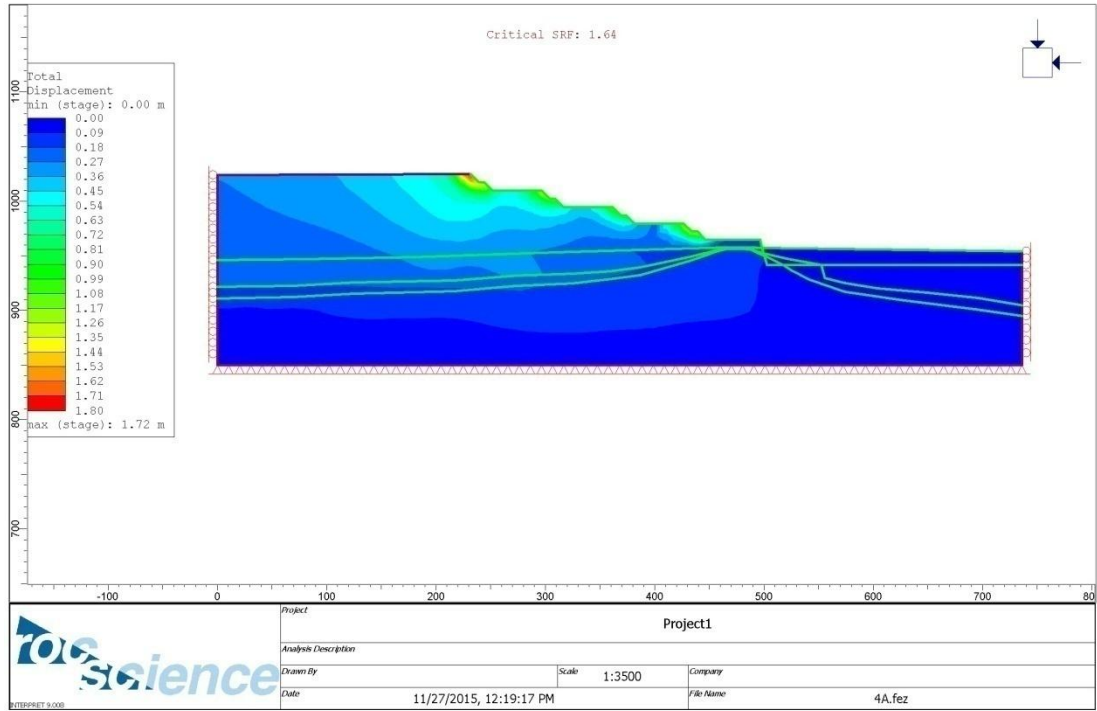
Şekil 6.13 : 2. yıl B-B' kesiti.



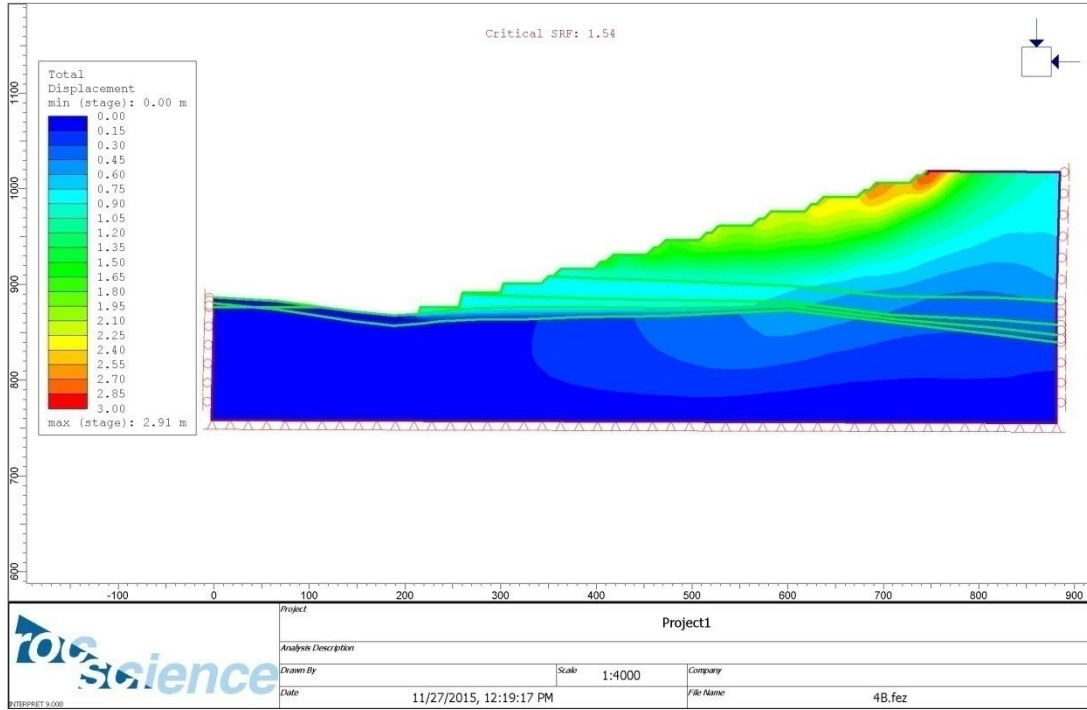
Şekil 6.14 : 3. yıl A-A' kesiti.



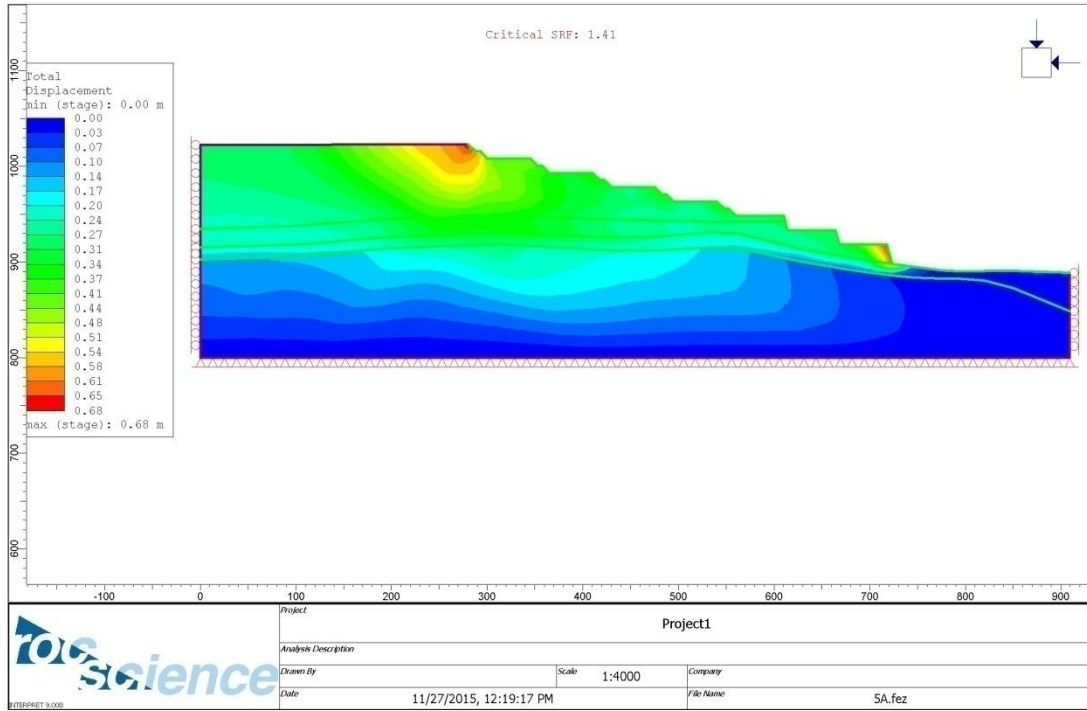
Şekil 6.15 : 3. yıl B-B' kesiti.



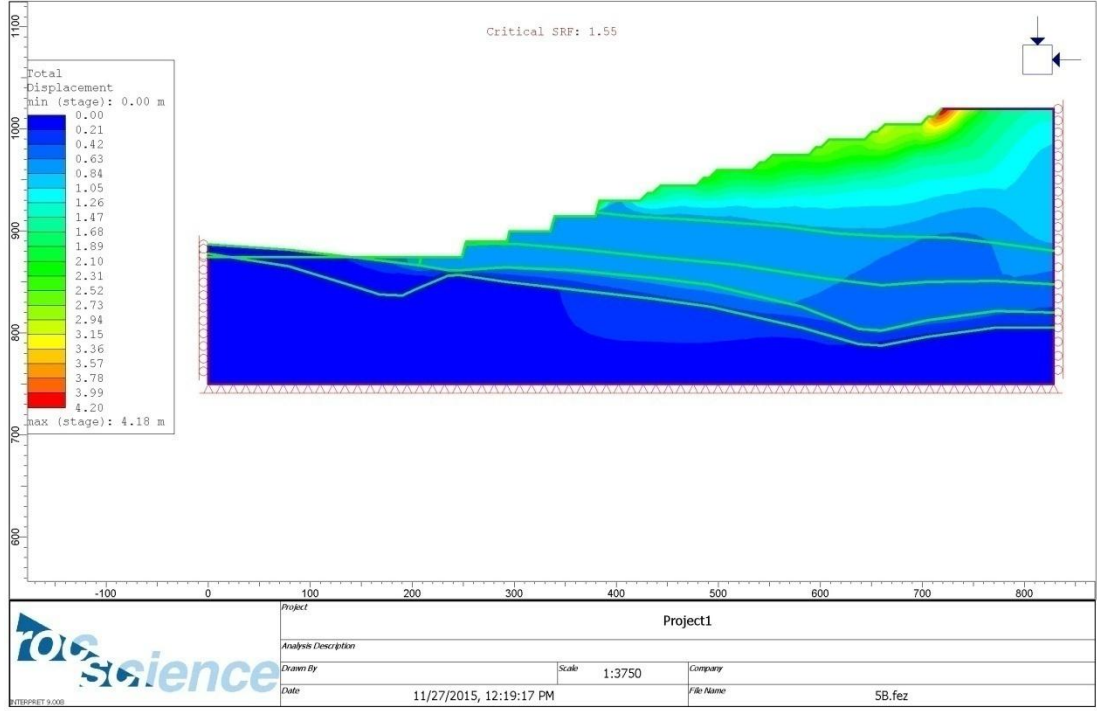
Şekil 6.16 : 4. yıl A-A' kesiti.



Şekil 6.17 : 4. yıl B-B' kesiti.

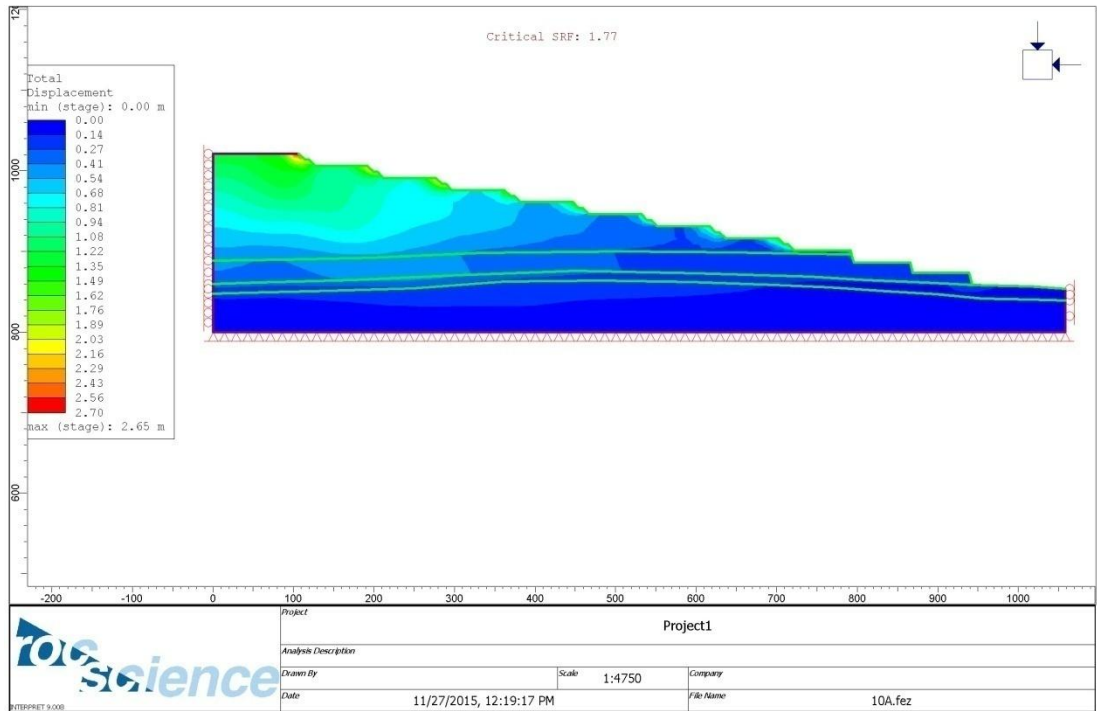


Şekil 6.18 : 5. yıl A-A' kesiti.

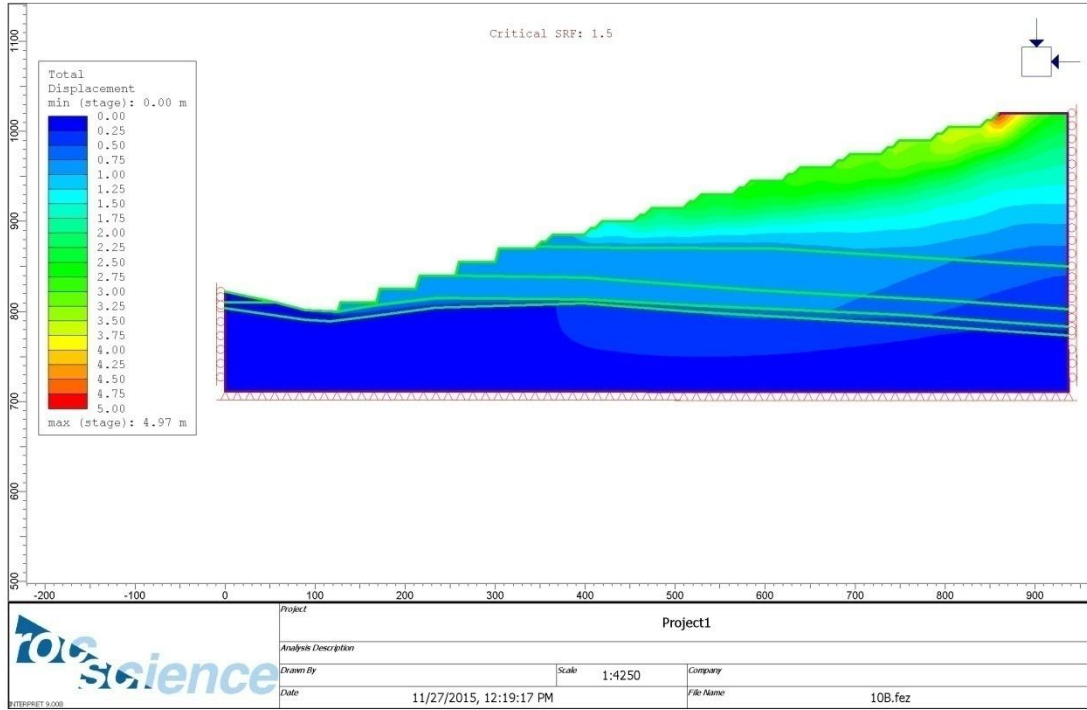


Şekil 6.19 : 5. yıl B-B' kesiti.

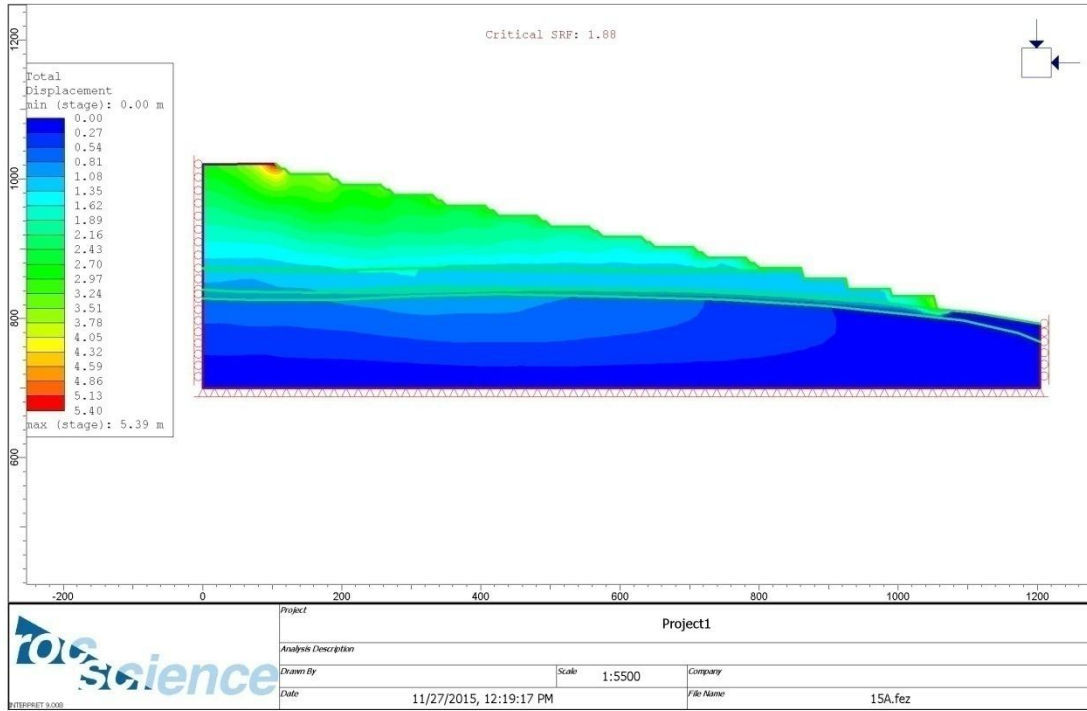
5. yıla kadar her yıl için yapılan analizler, 5. yıldan sonra 25. yıla kadar 5 yılda bir olmak üzere yapılmıştır.



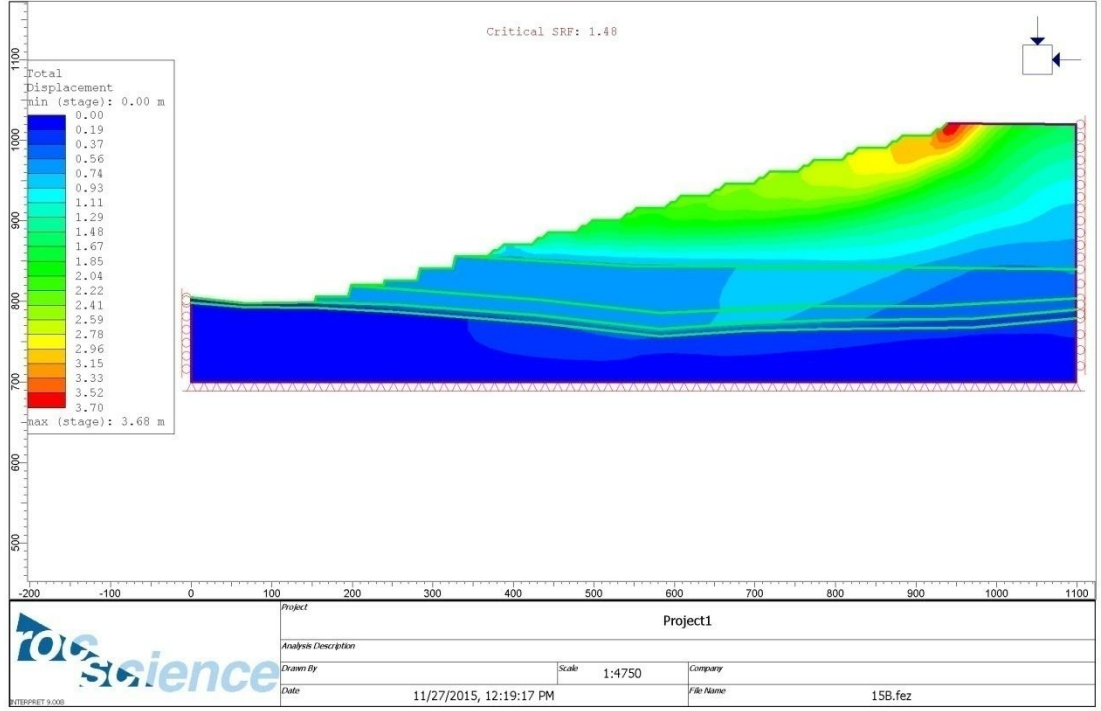
Şekil 6.20 : 10. yıl A-A' kesiti.



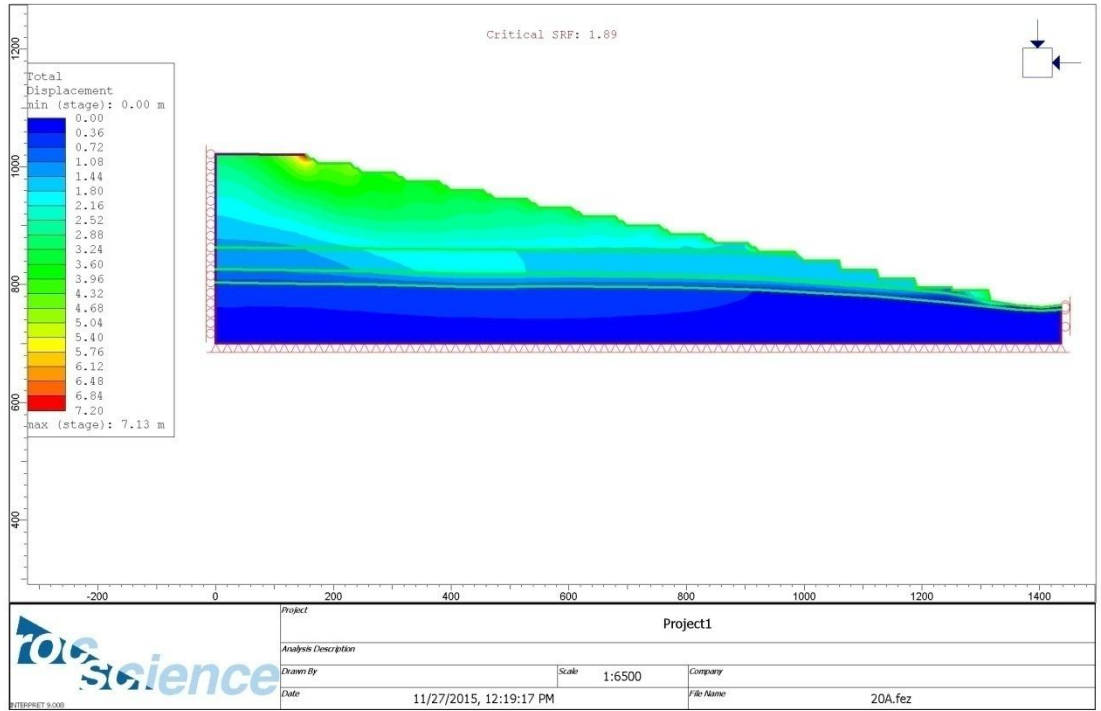
Şekil 6.21 : 10. yıl B-B' kesiti.



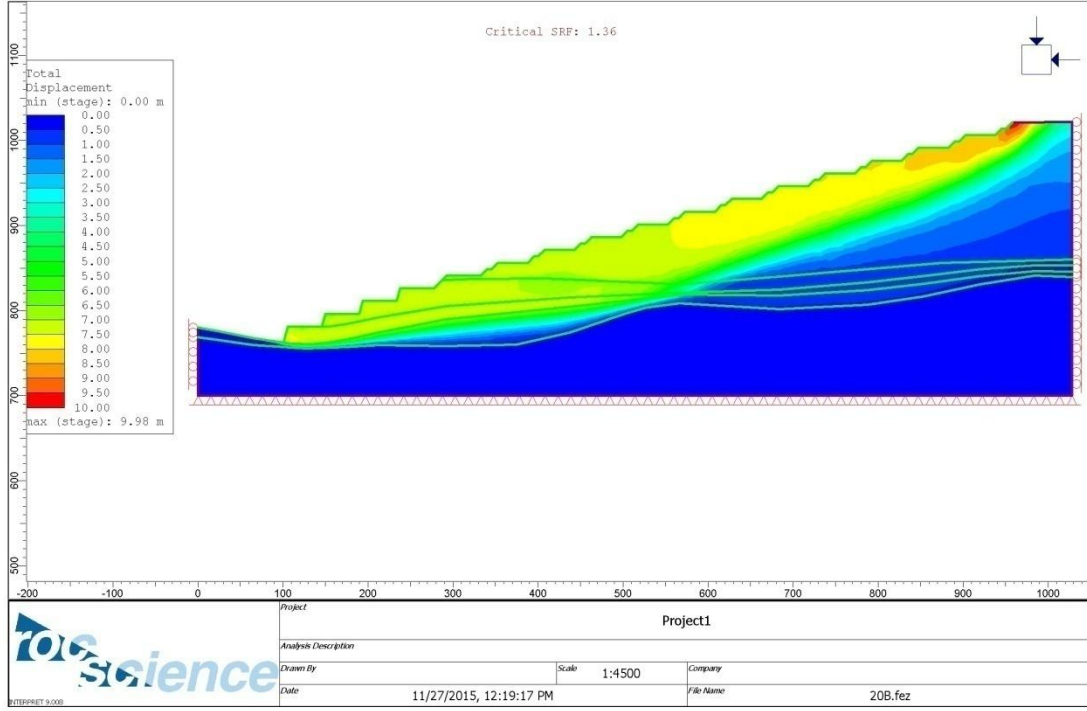
Şekil 6.22 : 15. yıl A-A' kesiti.



Şekil 6.23 : 15. yıl B-B' kesiti.

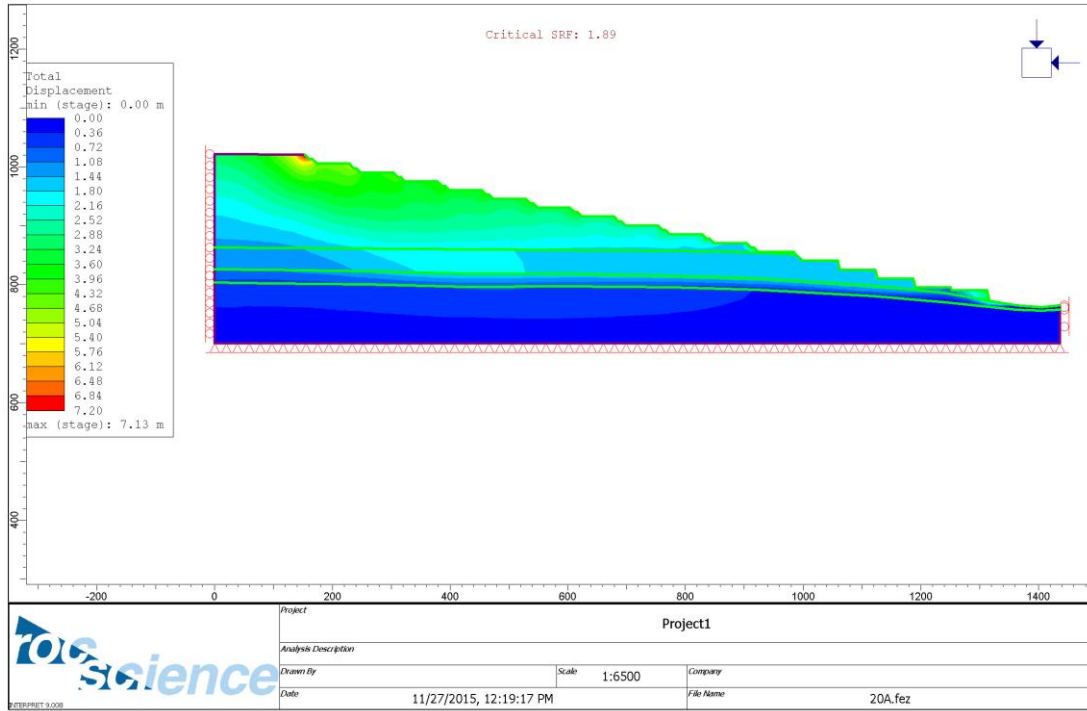


Şekil 6.24 : 20. yıl A-A' kesiti.

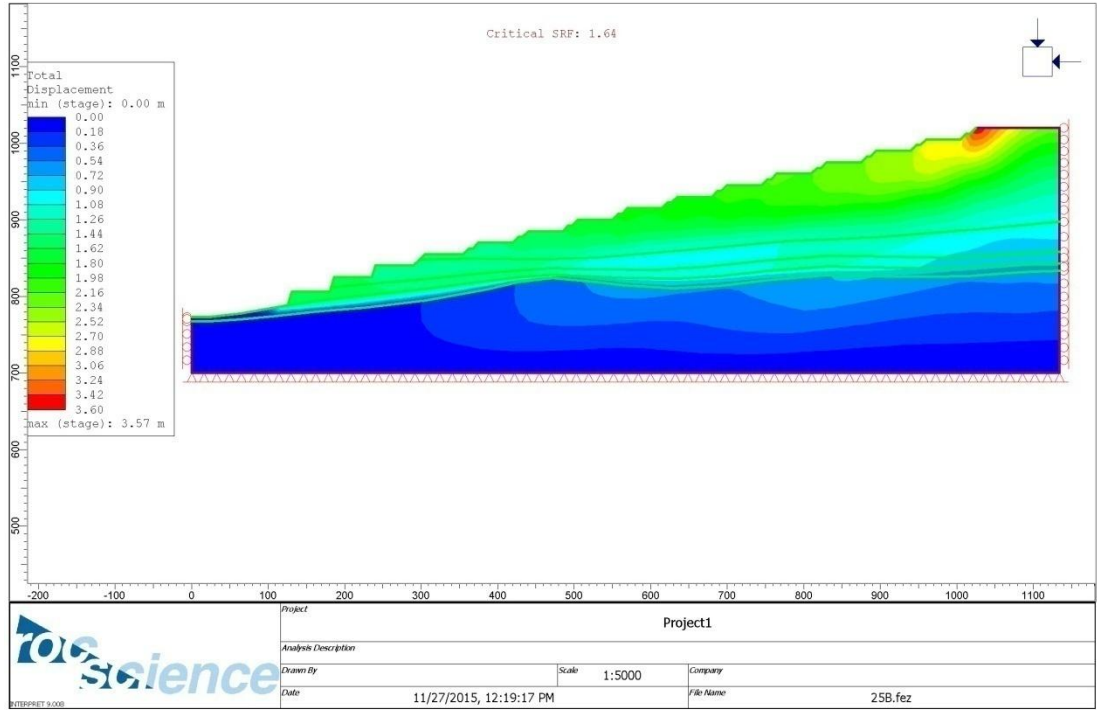


Şekil 6.25 : 20. yıl B-B' kesiti.

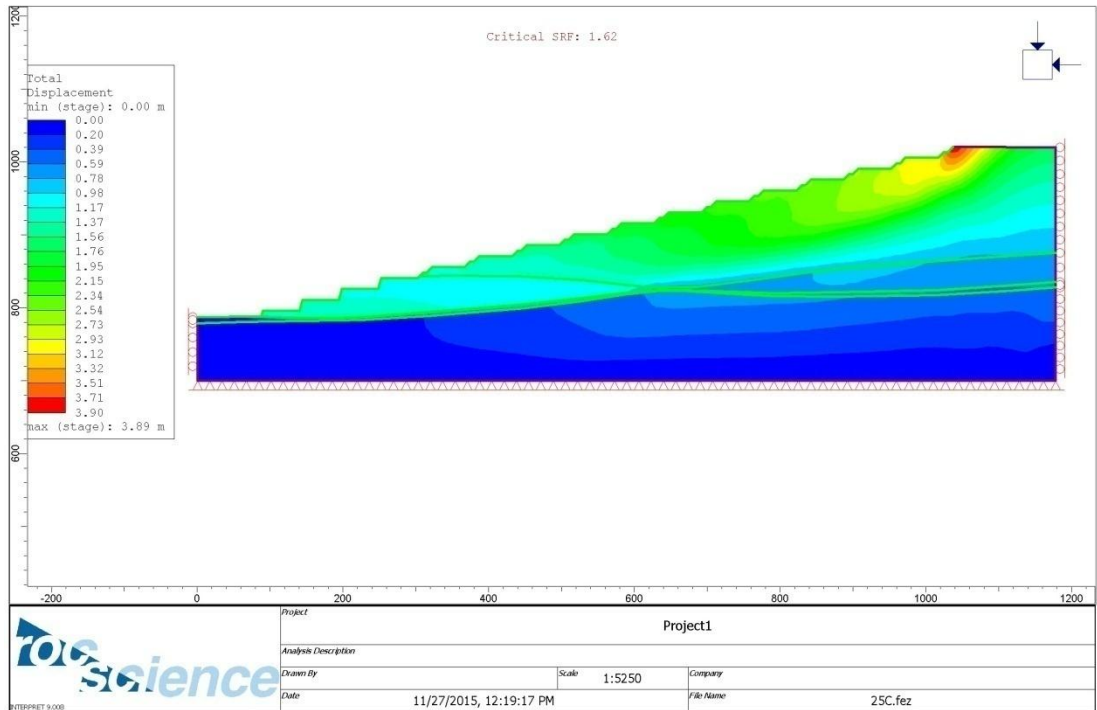
Birinci yıl ve 25. Yıl arasında 2 kesit üzerinde gerçekleştirilen analizlerden sonra 25. yılda yine 3 kesit üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir.



Şekil 6.26 : 25. yıl A-A' kesiti.



Şekil 6.27 : 25. yıl B-B' kesiti.



Şekil 6.28 : 25. yıl C-C' kesiti.

6.4.2 Suyun mevcut olup sismik yüklerin mevcut olmadığı durum için yapılan analizler

Çalışma sahasında yeraltı sularının mevcut olduğu bilindiğinden oluşturulan bu analiz setinde, gravite yüklerine ilave olarak hidrostatik basınç da şev stabilitesi üzerine etki etmektedir. Hidrostatik basınç yani suyun varlığı formasyon özelliklerine büyük ölçüde negatif yönde etki etmektedir. Yani formasyonların ilave yüklere mağruz kalarak yorulmasına ve daha düşük mekanik özelliklere sahip olarak dayanımlarının düşmesine neden olmaktadır.

Phase² ile yapılan analizlerde tanımlanan düşük mekanik özelliklere sahip birikinti çökel ve taban kili suyun varlığı ile daha düşük dayanımlar gösterecektir. Yapılan analizlerde suyun varlığının yer yüzüne en yakın formasyon olması nedeni ile düşük mekanik dayanıma sahip birikinti çökeli büyük oranda etkilemediği gözlemlenmiş olmasına rağmen, taban kilinin zaten düşük olan mekanik özelliklerinin daha da düşmesine neden olmuştur.

Suyun mevcut olduğu modellerde yapılan analizlerde emniyet katsayı değerleri sınır değer kabul edilen 1,30 emniyet katsayı değerinin çok altında çıkmış olup, tüm dönemlerde ve kesitlerde aynı sonuçlar elde edilmiştir. Suyun mevcudiyeti stabilitenin sağlanabilmesi adına söz konusu sahada kesinlikle istenilmeyen bir durumdur.

6.4.3 Suyun mevcut olmayıp sismik yüklerin mevcut olduğu durum için yapılan analizler

Sismik yüklerin varlığı sadece şev stabilite açısından değil yerkabuğunda çalışan tüm disiplinlerin yaptığı her türlü çalışmada stabiliteyi olumsuz yönde etkilemektedir. Bu durum kimi zaman emniyet katsayısı değerinin aşılmasıyla denge durumunun bozulması yani stabilitenin bozulması, kimi zaman ise ilave yüklerin etkisi ile ortamın yorularak dayanımının düşmesi şeklinde gerçekleşir. Bundan dolayı sismik yükler için yapılan hesaplamalarda deprem ivmesi dahil edildikten sonra, daha hassas çalışmalar yapabilmek adına denge durumu üzerinden yani 1,00 emniyet katsayısı üzerinden hesaplamalar yapılır.

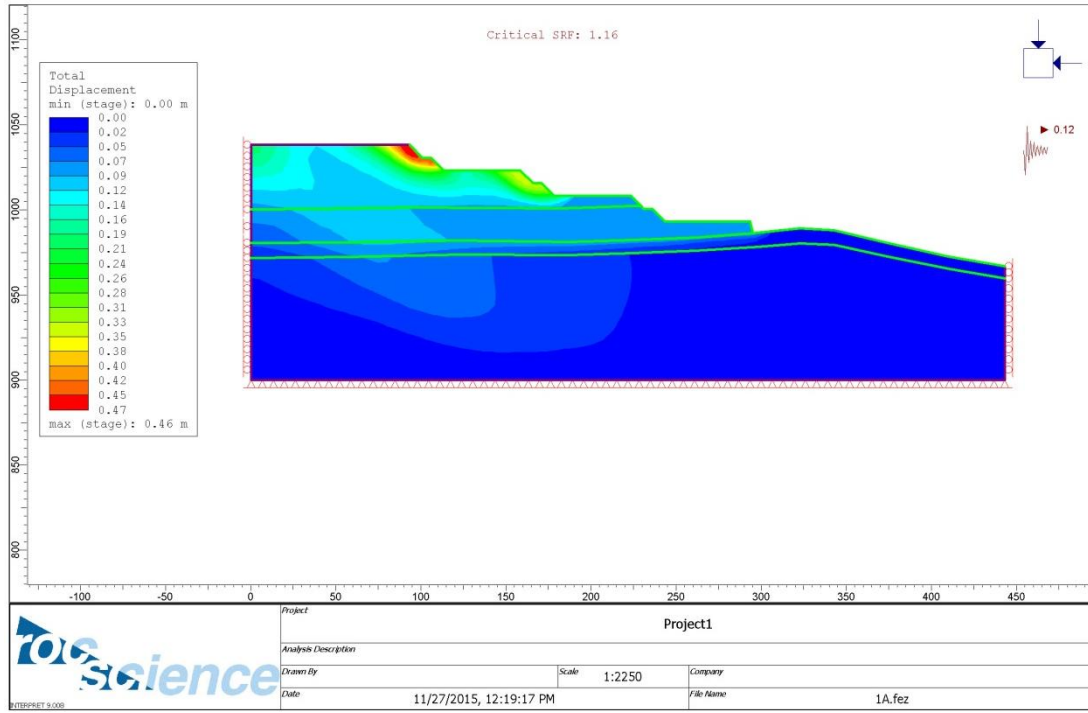
Konya – Ilgın Çavuşçu Gölü Linyit Havzası'nda çok sayıda fay olmasından dolayı, yapılan stabilite çalışmalarında sismik yüklerin etkisinin araştırılması kaçınılmazdır. Bu amaçla bu analiz setinde, gravite yüklerinin etkisine ilave olarak sismik yükler de

incelenmiştir. Çalışma kapsamında, sahanın deprem geçmişi göz önünde bulundurularak sismik yükler modele “0,12 cm/sn²” deprem ivmesi ile tanımlanmış olup tüm durumlar için deprem ivmesi sabit tutulmuştur.

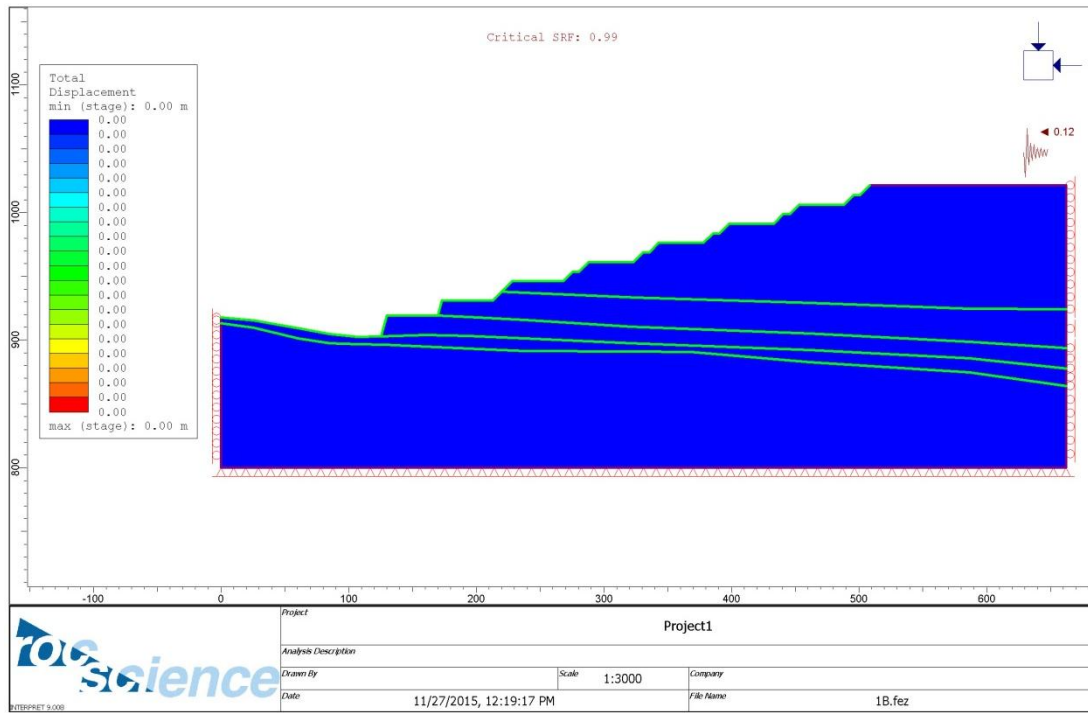
Sismik yüklerin etkisinin incelendiği bu bölümde, Konya – Ilgın Çavuşçu Linyit Havzası için hazırlanmış olan 25 yıllık faaliyet planlamasının tüm evreleri için Bölüm 6.4.1’de olduğu gibi analizler gerçekleştirilmiştir.

Şekil 6.29 ile Şekil 6.48 arasında yapılan 20 modelin emniyet katsayısı değerleri ve toplam yer değiştirmeler gösterilmiştir. Şekillerde gösterilen modellerin emniyet katsayı değerleri (SRF) $\geq 1,00$ olduğundan dolayı sismik yüklerin mevcut olup suyun mevcut olmadığı durumda şev stabilitesi açısından bir problemle karşılaşılması beklenilmemektedir. Analizi gerçekleştirilen 20 model içerisindeki hesaplanan emniyet katsayısı değerleri 1,00 ile 1,17 arasında değişik değerler almıştır. Ancak, hesaplamalarda kullanılan “0,12 cm/sn²” değerinden daha büyük bir sismik yüke sebep olabilecek bir deprem gerçekleştiği durumda stabilite problemleri ile karşılaşılması mümkündür.

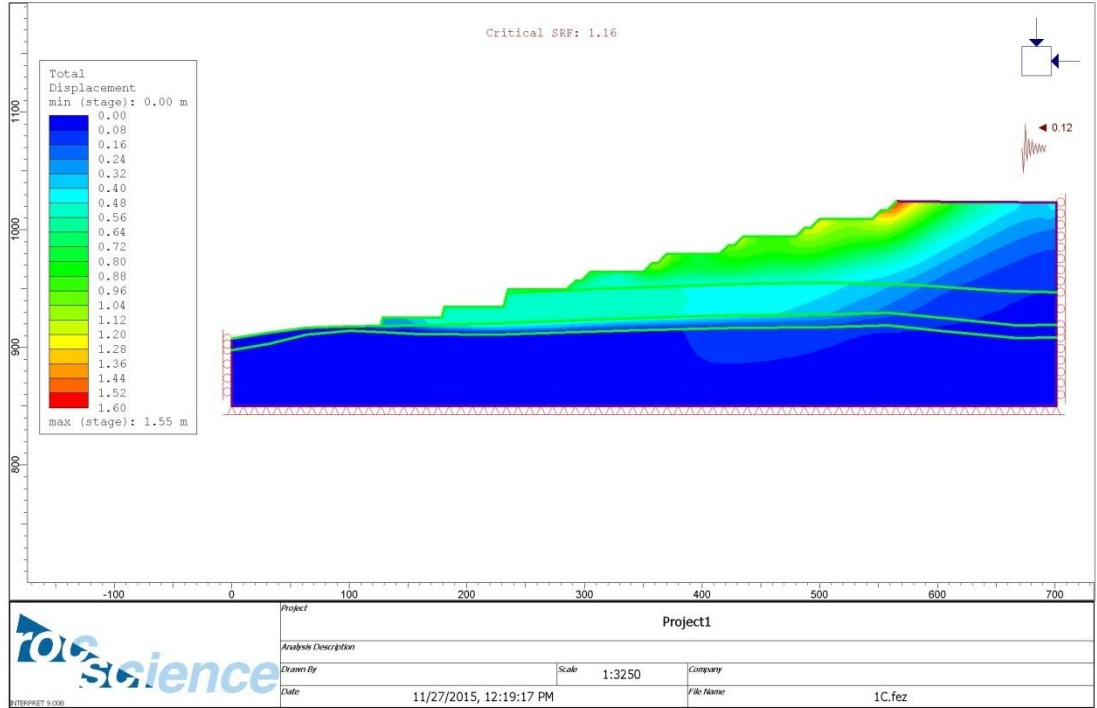
Gravite yüklerine ilave olarak sismik yüklerin de söz konusu olduğu bu analiz setinde toplam yer değiştirmeler incelendiğinde, genel olarak yer değiştirmelerin düşük mekanik özelliklere sahip zayıflık zonları olarak adlandırabileceğimiz birikinti çökel ve taban kili ile ilişkili olduğu gözlemlenmektedir. Sismik yük etkisinin en etken olduğu formasyon ise taban kilidir. Killi formasyon olması sebebi ile normal şartlarda dahi kayma yüzeyi olma potansiyeli olan bu yüzeyle özellikle Şekil 6.33 ve Şekil 6.35’de görüldüğü üzere yorulma ve yer değiştirmenin aktif olduğu kısımlardır.



Şekil 6.29 : 1. yıl A-A' kesiti.

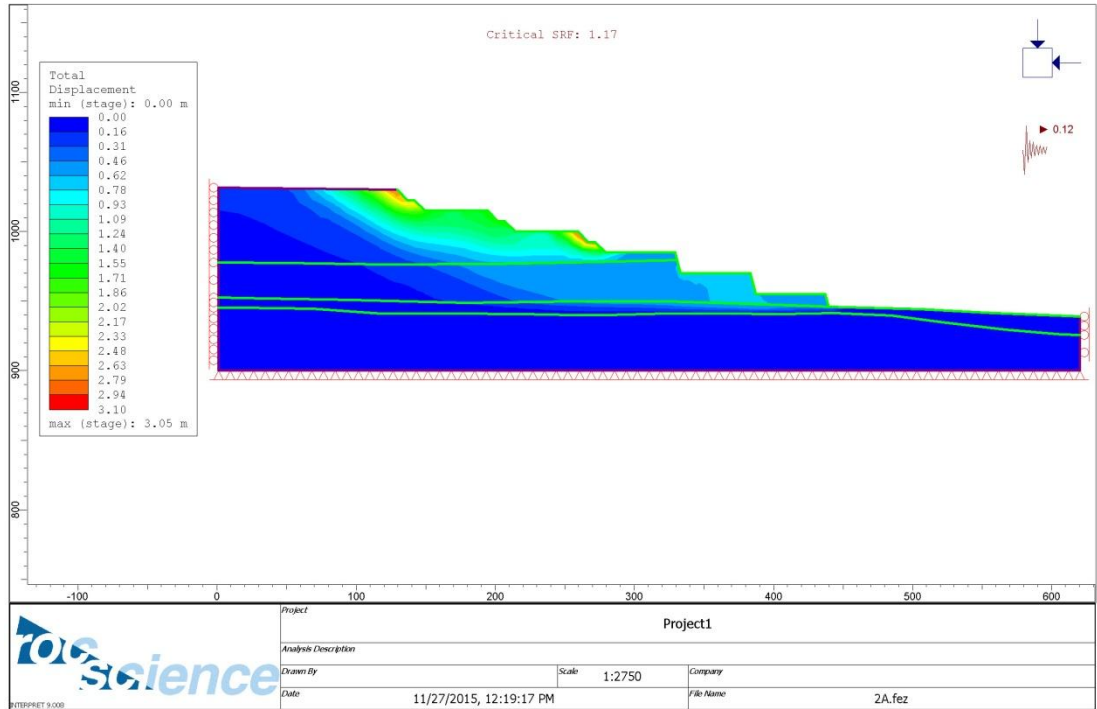


Şekil 6.30 : 1. yıl B-B' kesiti.

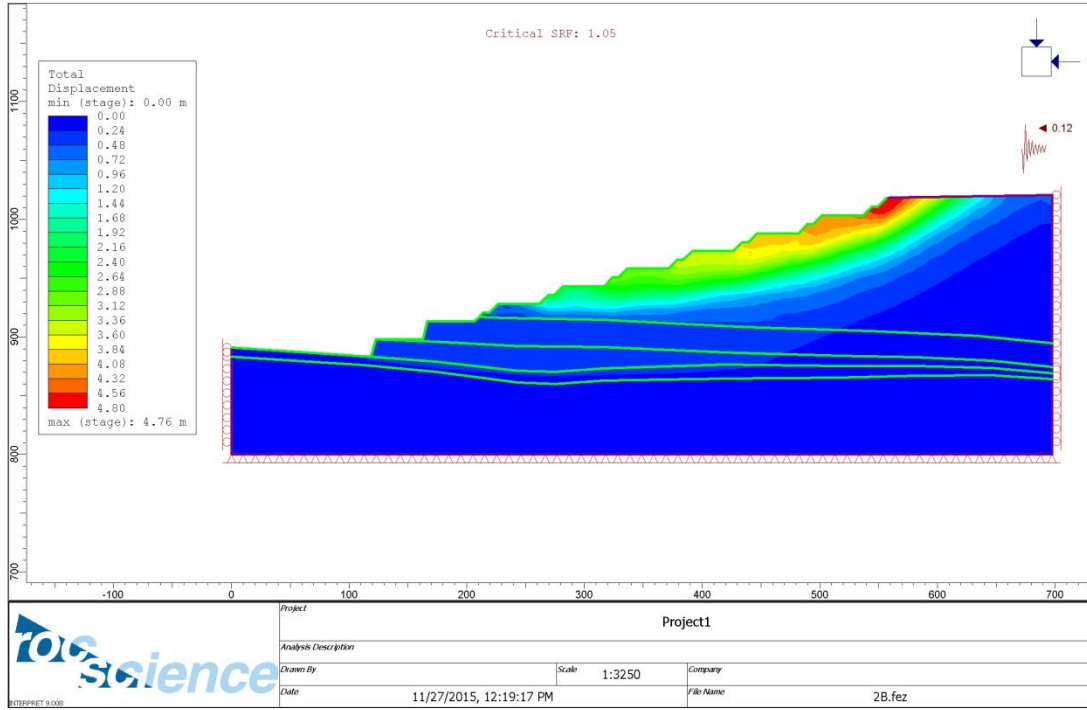


Şekil 6.31 : 1. yıl C-C' kesiti.

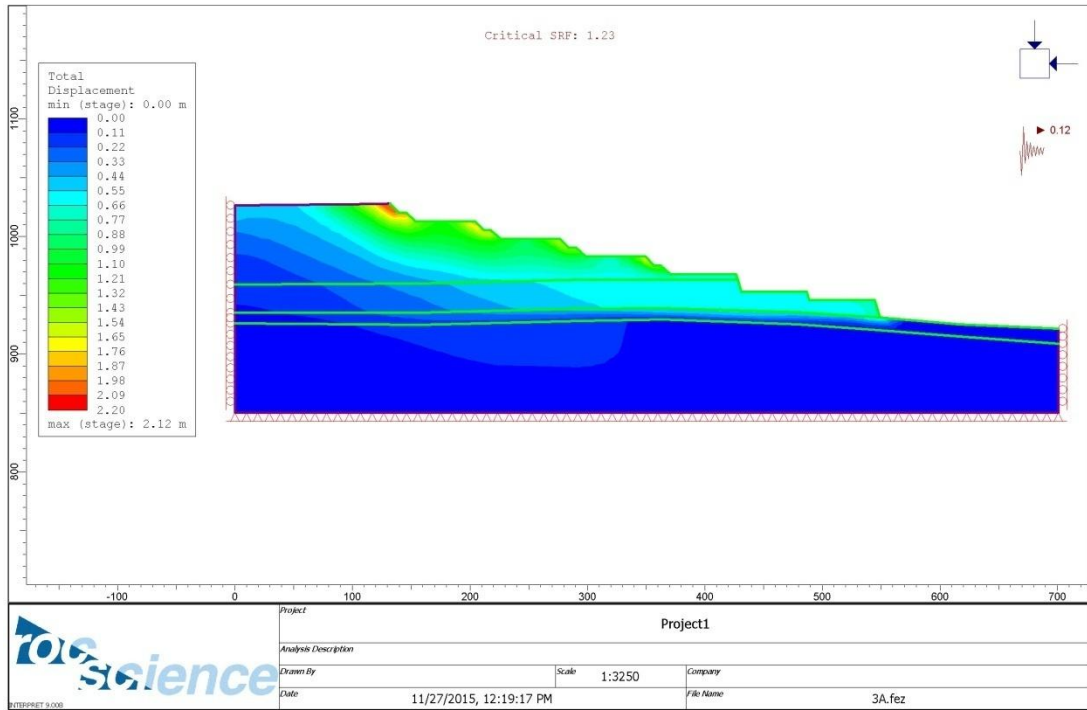
Birinci yıl için 3 kesit üzerinde yapılan analizler verilmiştir. Bundan sonra ki yıllarda 25. yıla kadar 2 kesit üzerinde yapılan analizler verilecektir.



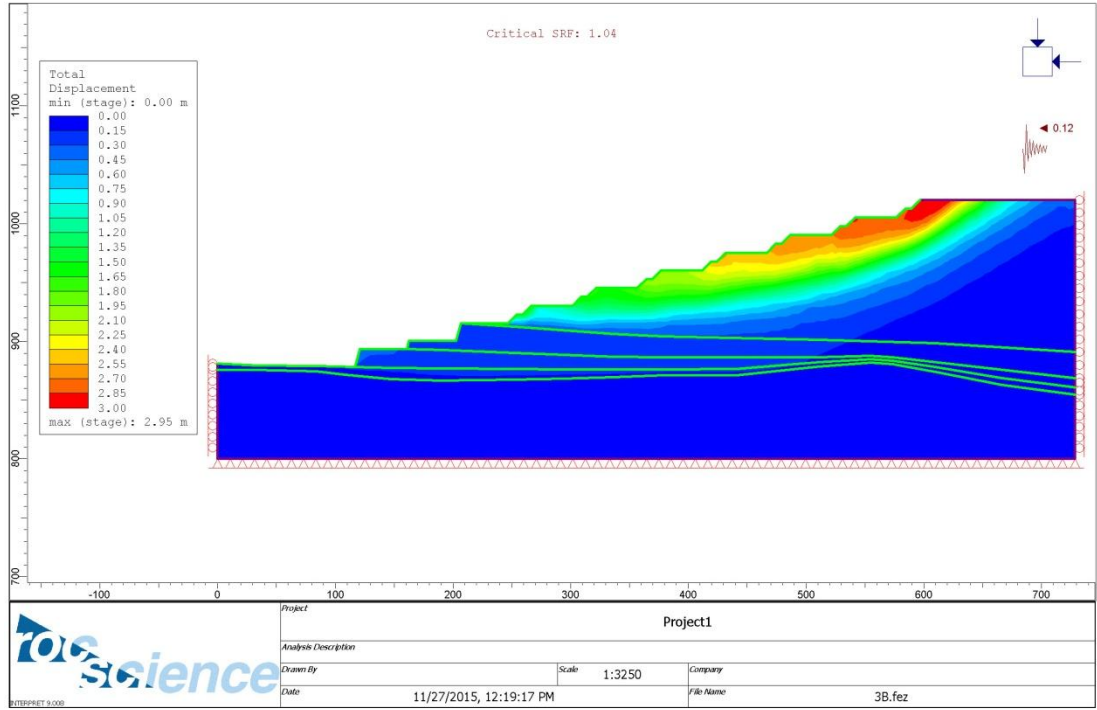
Şekil 6.32 : 2. yıl A-A' kesiti.



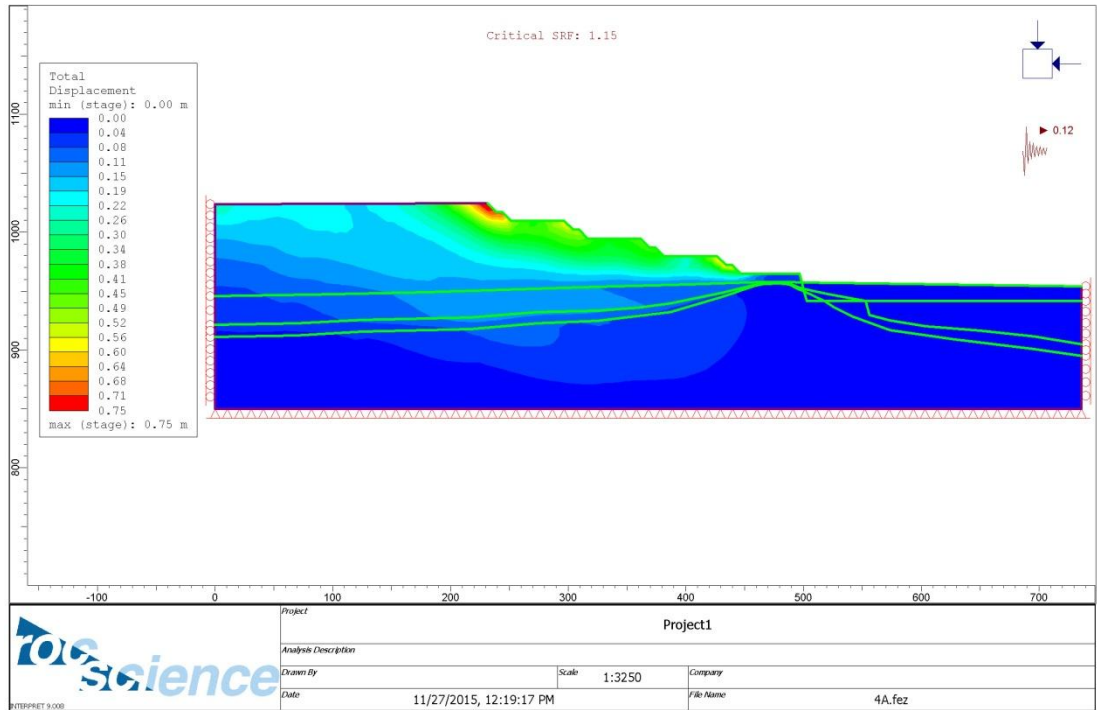
Şekil 6.33 : 2. yıl B-B' kesiti.



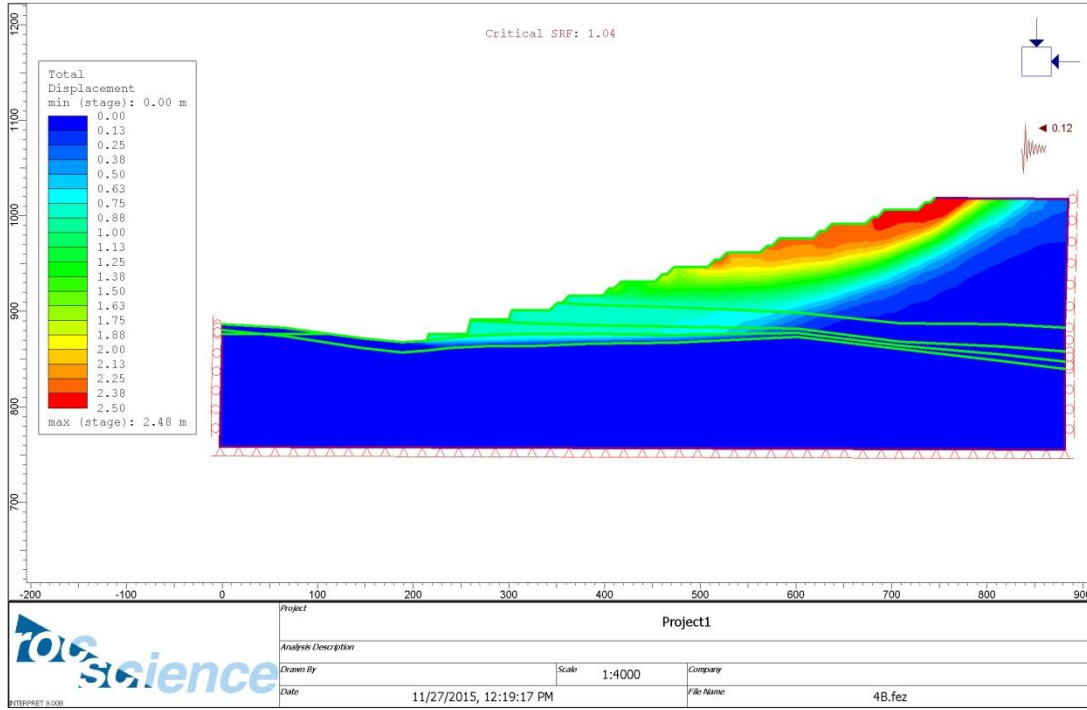
Şekil 6.34 : 3. yıl A-A' kesiti.



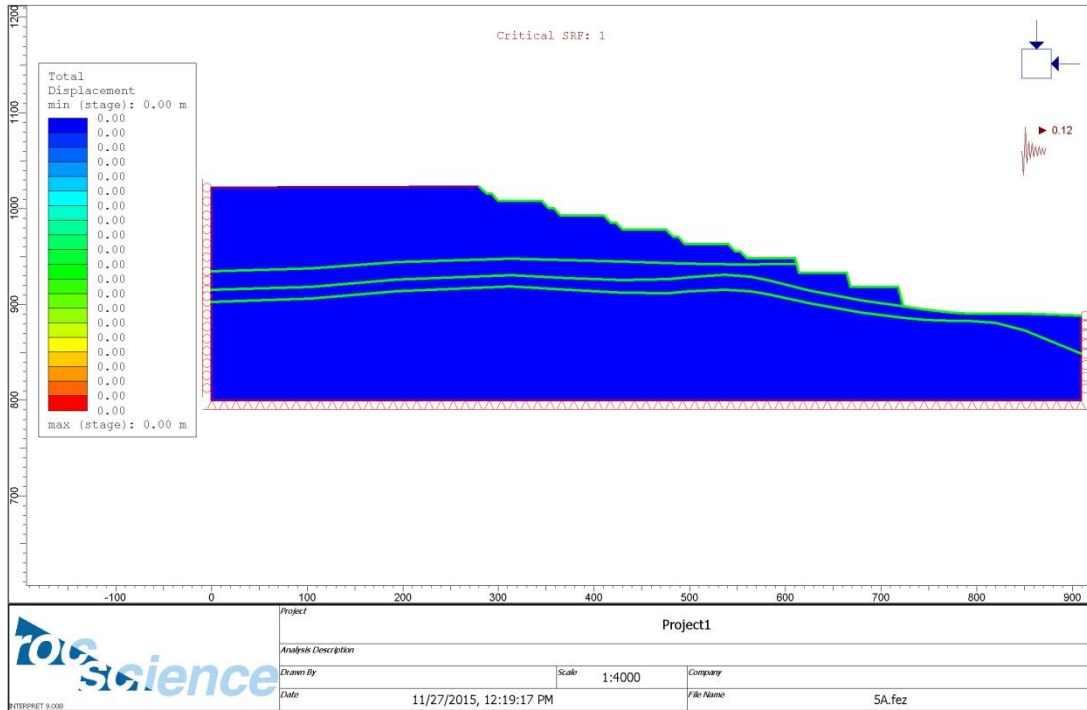
Şekil 6.35 : 3. yıl B-B' kesiti.



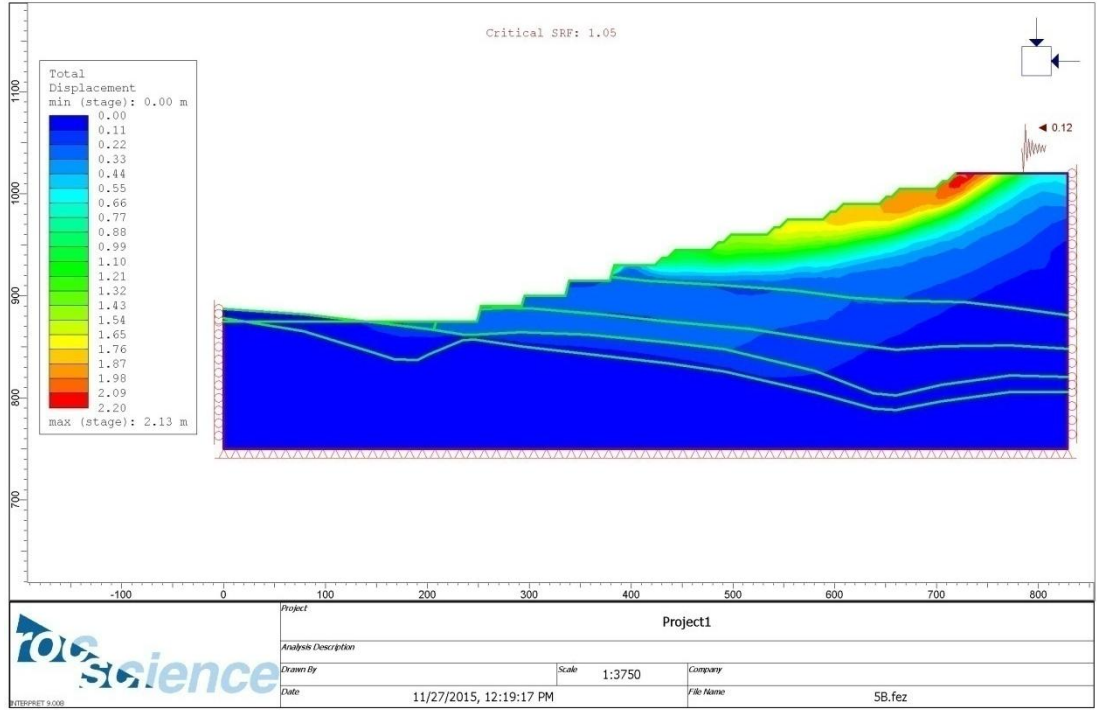
Şekil 6.36 : 4. yıl A-A' kesiti.



Şekil 6.37 : 4. yıl B-B' kesiti.

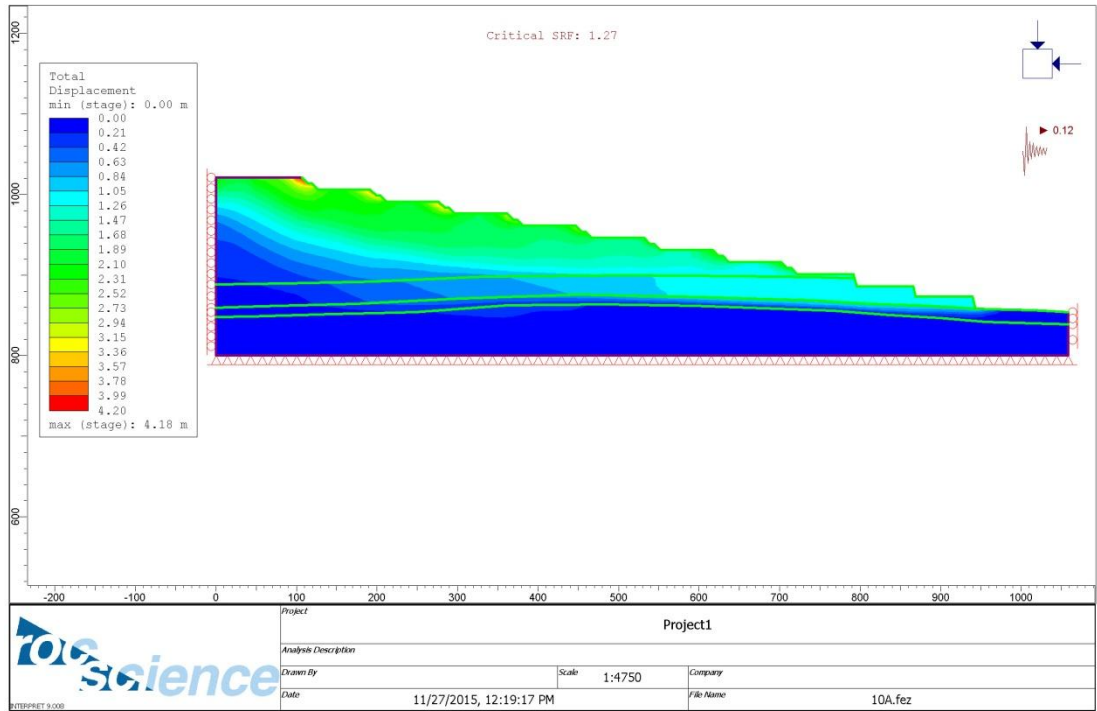


Şekil 6.38 : 5. yıl A-A' kesiti.

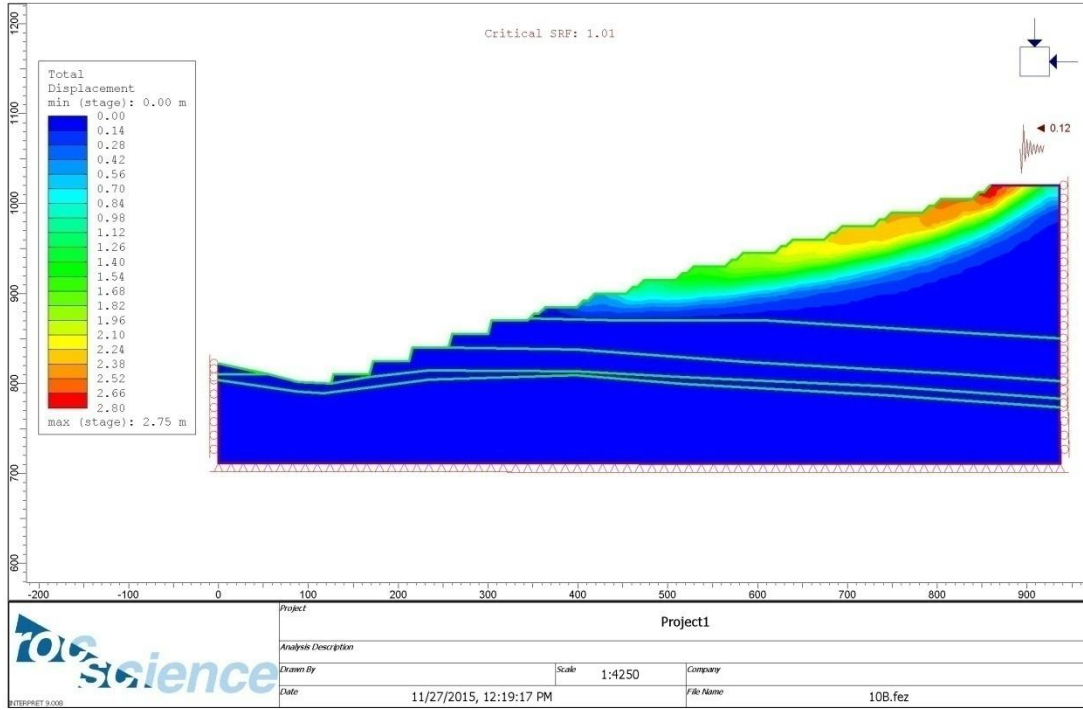


Şekil 6.39 : 5. yıl B-B' kesiti.

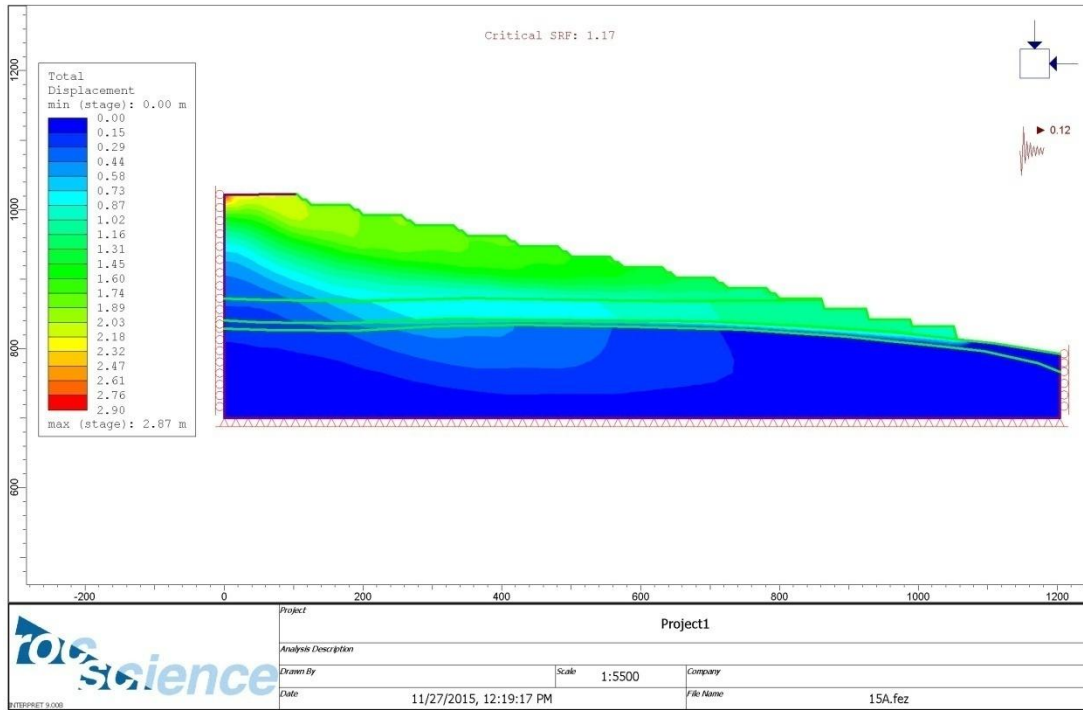
5. yıla kadar her yıl için yapılan analizler, 5. yıldan sonra 25. yıla kadar 5 yılda bir olmak üzere yapılmıştır.



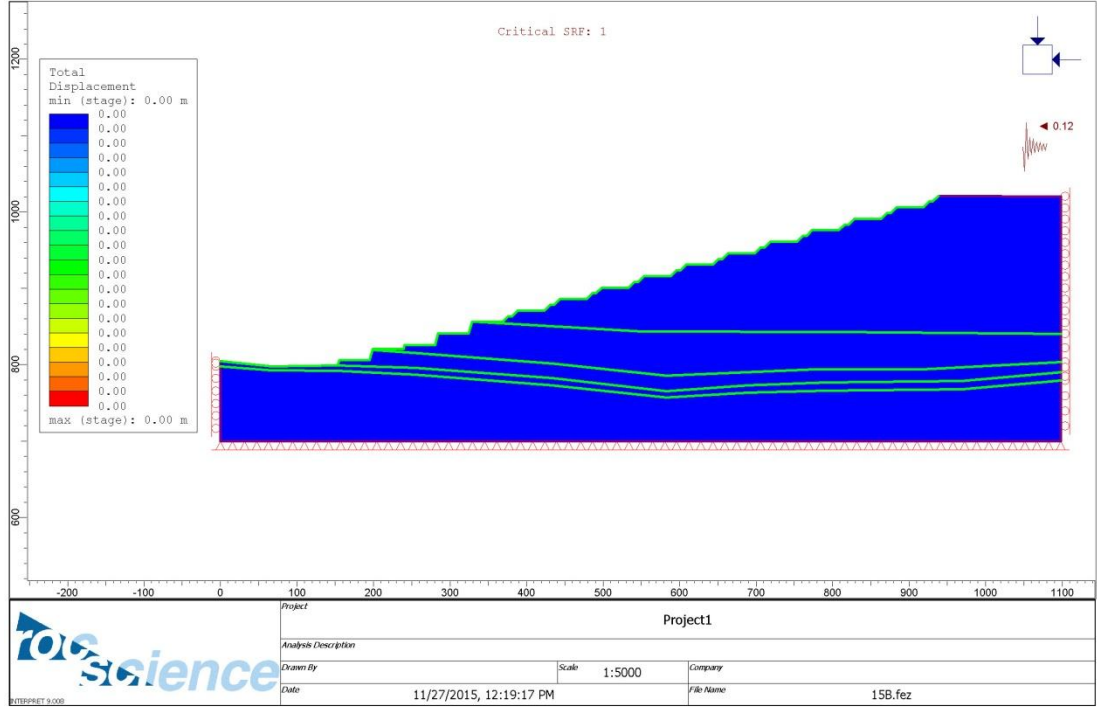
Şekil 6.40 : 10. yıl A-A' kesiti.



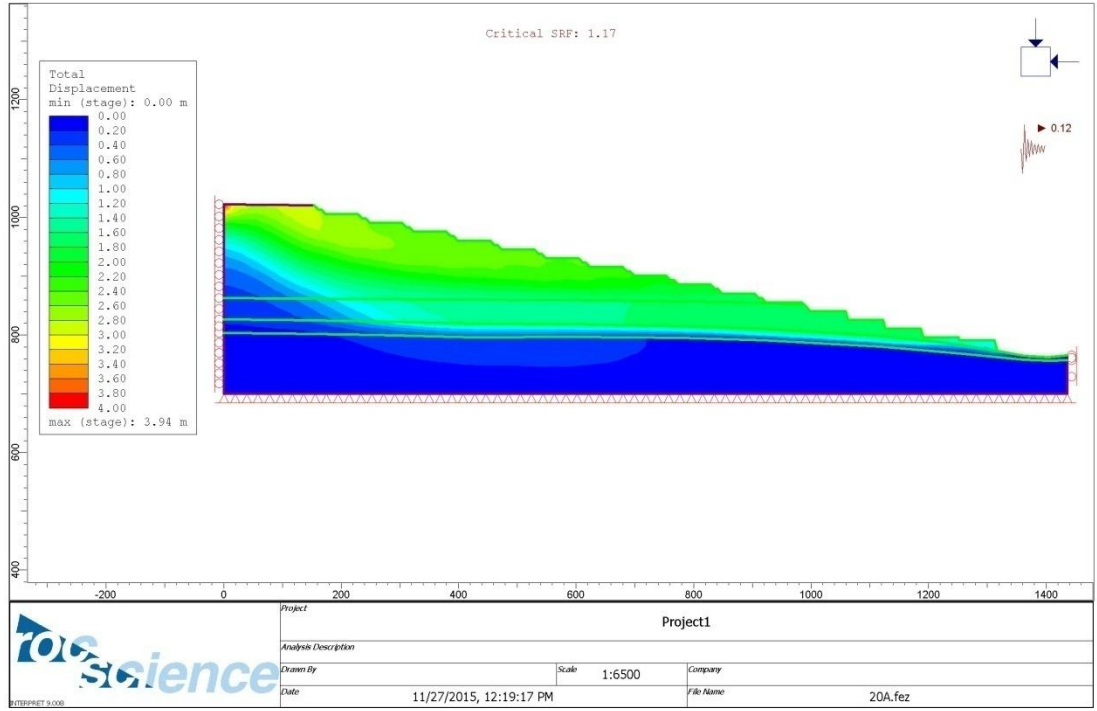
Şekil 6.41 : 10. yıl B-B' kesiti.



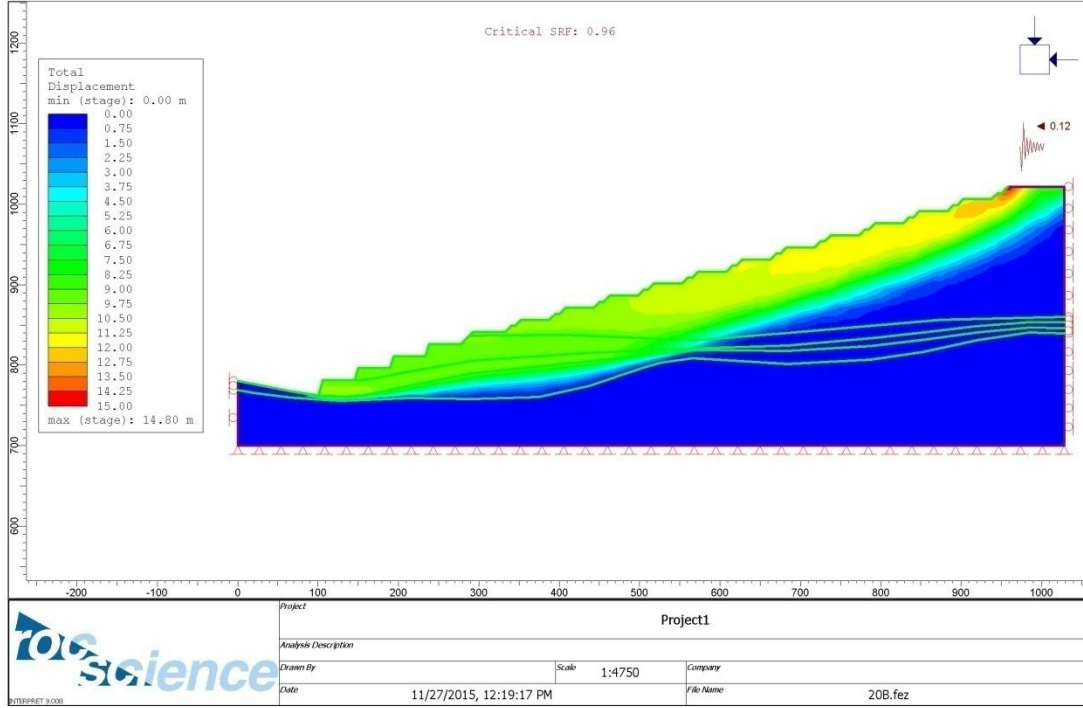
Şekil 6.42 : 15. yıl A-A' kesiti.



Şekil 6.43 : 15. yıl B-B' kesiti.

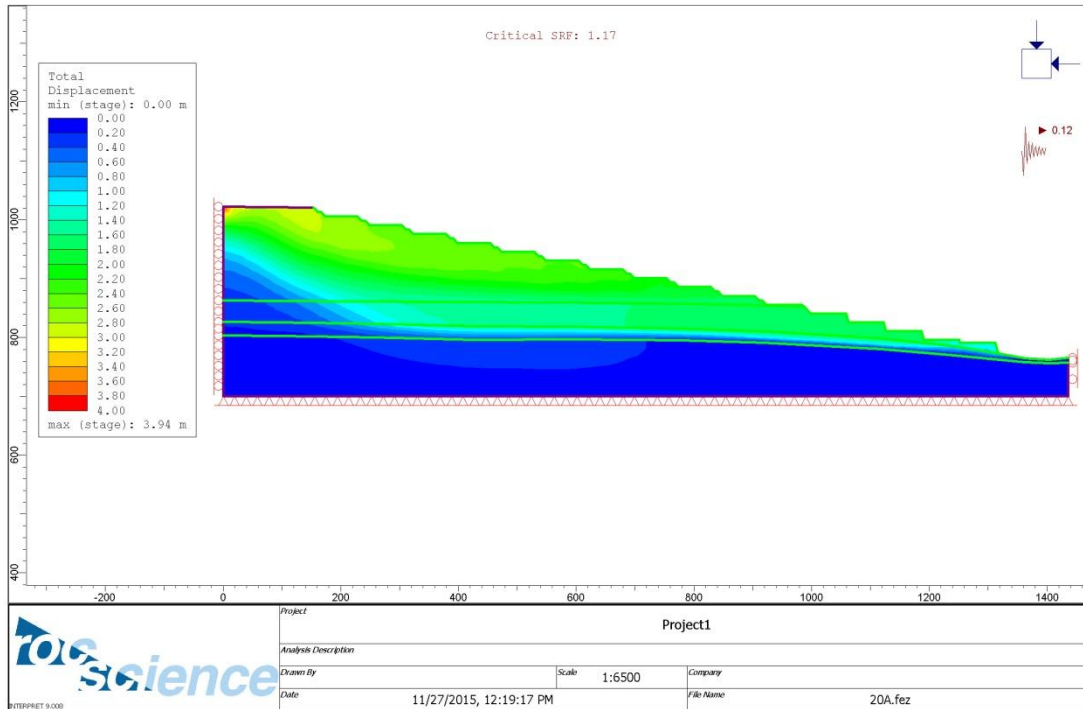


Şekil 6.44 : 20. yıl A-A' kesiti.

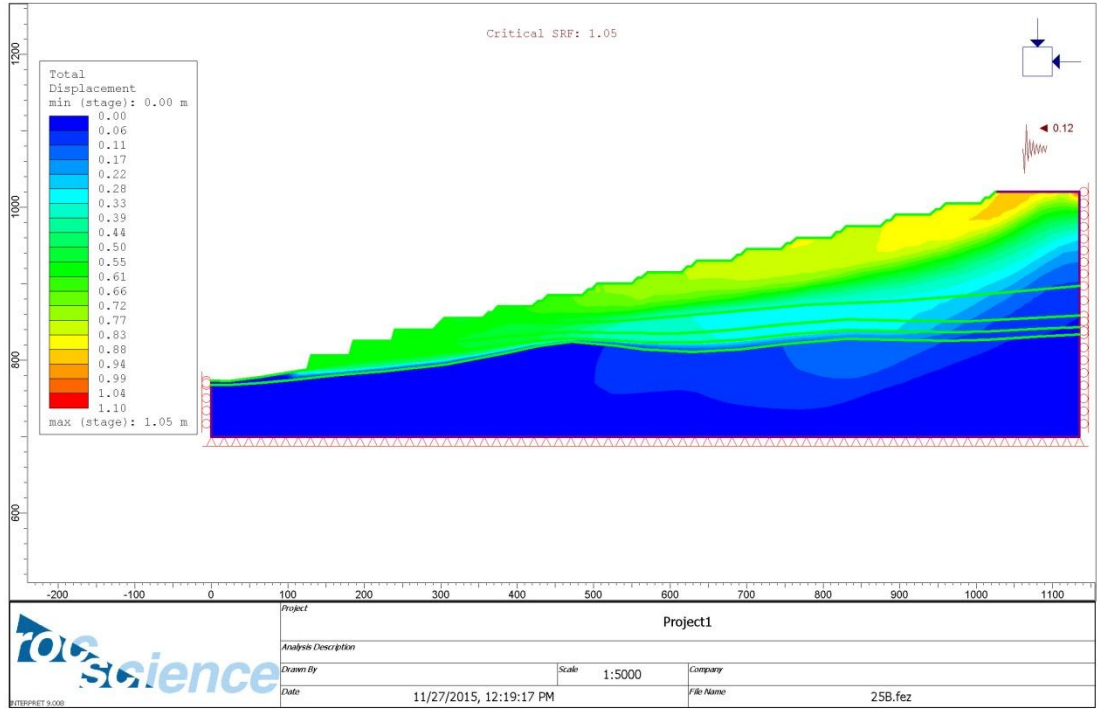


Şekil 6.45 : 20. yıl B-B' kesiti.

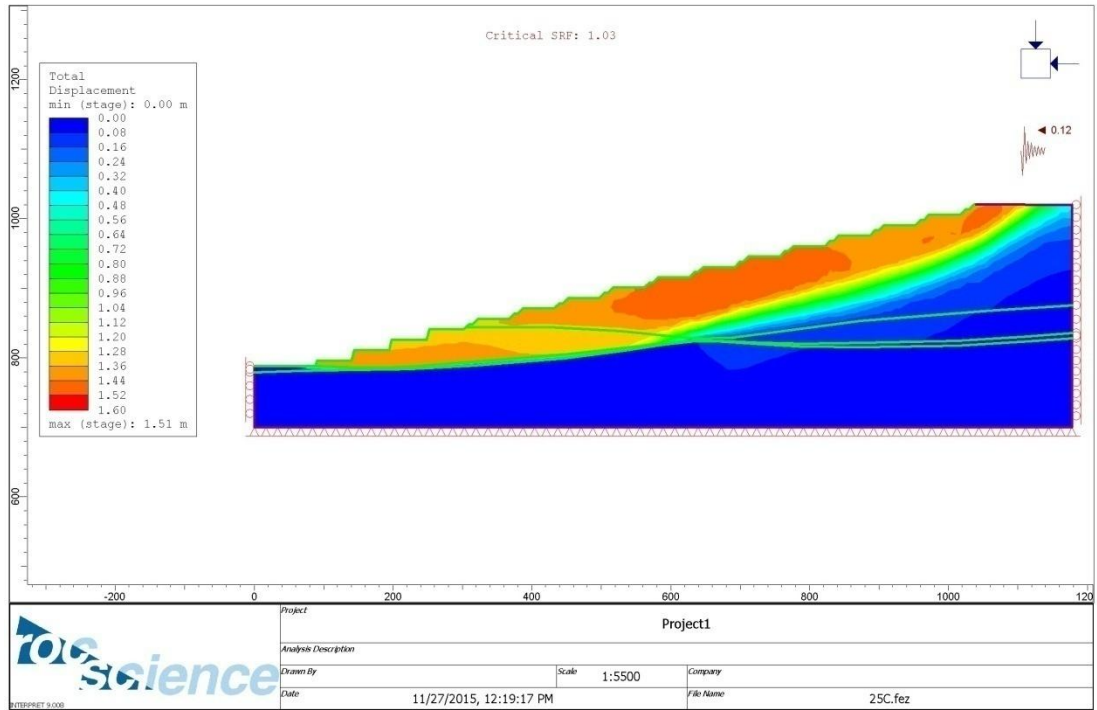
Birinci yıl ve 25. Yıl arasında 2 kesit üzerinde gerçekleştirilen analizlerden sonra 25. yılda yine 3 kesit üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir.



Şekil 6.46 : 25. yıl A-A' kesiti.



Şekil 6.47 : 25. yıl B-B' kesiti.



Şekil 6.48 : 25. yıl C-C' kesiti.

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışması kapsamında, Konya–İlgın Çavuşçu Havzası’ndaki linyit sahaları 25 yıllık faaliyet planlaması ve 1. ve 25. yıllarda 3 diğer yıllarda 2 kesite bağlı kalınarak 3 farklı durum için şev stabilitesi açısından değerlendirilmiştir. Çalışma kapsamında, optimum şev geometrisinin tanımlaması ile birlikte 25 yıllık faaliyet süresi boyunca duraylı bir şev yapısı hedeflenmektedir. Yapılan analizler neticesinde elde edilen emniyet katsayı değerleri Çizelge 7.1’de gösterilmiş olup söz konusu değerlerden şu sonuçlar çıkarılmıştır:

Çizelge 7. 1: Yapılan analizler neticesinde hesaplanan emniyet katsayısı değerleri.

Faaliyet Yılları	Kesitler	Emniyet Katsayısı Değerleri	
		Su ve Sismik Yüklerin Mevcut Olmadığı Durum	Sismik Yüklerin Mevcut Olup Suyun Mevcut Olmadığı Durum
1. Yıl	A-A’ Kesiti	1,46	1,16
	B-B’ Kesiti	1,53	0,99
	C-C’ Kesiti	1,63	1,16
2. Yıl	A-A’ Kesiti	1,51	1,17
	B-B’ Kesiti	1,53	1,05
3. Yıl	A-A’ Kesiti	1,68	1,23
	B-B’ Kesiti	1,52	1,04
4. Yıl	A-A’ Kesiti	1,64	1,15
	B-B’ Kesiti	1,54	1,04
5. Yıl	A-A’ Kesiti	1,41	1,00
	B-B’ Kesiti	1,55	1,05
10. Yıl	A-A’ Kesiti	1,77	1,27
	B-B’ Kesiti	1,50	1,01
15. Yıl	A-A’ Kesiti	1,88	1,17
	B-B’ Kesiti	1,48	1,00
20. Yıl	A-A’ Kesiti	1,89	1,17
	B-B’ Kesiti	1,36	0,96
25. Yıl	A-A’ Kesiti	1,89	1,17
	B-B’ Kesiti	1,64	1,05
	C-C’ Kesiti	1,62	1,03

1. Yapılan analizler çalışma sahasında teknik ve ekonomik sınır şartlar bakımından optimum basamak yüksekliği 15 m, berm genişliği 5 m, basamak genişliği ise B kesitlerinde 40 m, A ve C kesitlerinde 50 m olmalıdır. Bununla birlikte sahanın en üst kısmını oluşturan birikinti çökeltinin düşük dayanım özellikleri de düşünüldüğünde nihai şev açılarının A ve C kesitlerinde $13,80^\circ$ ile $16,50^\circ$ arasında B kesitlerinde ise $15,90^\circ$ ile $17,40^\circ$ arasında olması önerilmektedir.
2. Yalnızca gravite yüklerinin etkili olduğu ilk analiz setinde yani suyun ve sismik yüklerin mevcut olmadığı durumda hesaplanan emniyet katsayısı değerleri sınır değer olan 1,30 emniyet katsayısı değerinden büyük olduğundan şev duraylılığını yitirmeyeceği tespit edilmiştir.
3. Çalışma sahasında suyun mevcut olduğu durum için yapılan analizler neticesinde hesaplanan emniyet katsayı değerlerinin tamamı sınır değer olan 1,30 emniyet katsayısından küçük çıkmıştır. Bu durum, özellikle taban kilinin maruz kaldığı hidrostatik basınçtan kaynaklanmakta olup şevin duraylılığını yitirmesine neden olmaktadır. Buradan yola çıkarak, şevin duraylılığını yitirmemesi için susuzlaştırma çalışmaları ile suyun bertaraf edilmesi ve linyit formasyonun alt seviyelerine kadar indirilmesi gerektiği anlaşılmaktadır.
4. Deprem etkisine bakılan sismik yüklerin mevcut olup suyun mevcut olmadığı durumda hesaplanan emniyet katsayısı değerleri sınır değer kabul edilen 1,00 emniyet katsayısı değerine eşit ve büyük çıkmaktadır. Bu durum, $0,12 \text{ cm/sn}^2$ deprem ivmesine karşılık gelen bir deprem gerçekleştiğinde şevin duraylılığını yitirmeyeceğini göstermektedir. Ancak daha büyük deprem ivmesi oluşturacak bir deprem gerçekleştiğinde stabilite problemleri ile karşılaşılması mümkündür.
5. Bu tez kapsamında yapılan tüm analizler neticesinde çıkarılan sonuca göre, önerilen şev geometrilerinde şevin duraylılığını yitirmesine neden olacak durumlar; yeraltı suyunun varlığı ve deprem ivmesinin fazla olduğu durumlardır. Bu sonucun çıkarılabilmesindeki temel faktör, yalnızca gravite yüklerinin mevcut olduğu durum ile sismik yükler ve gravite yüklerinin aynı anda mevcut olduğu analizlerde stabilite problemleri ortaya çıkmazken

yalnızca suyun varlığına bağı hidrostatik basınç etkisinin gözlendiğı analizlerde stabilite problemlerinin ortaya çıkmasıdır. Bu riski ortadan kaldırılabilmesi için de daha önce de belirtildiğı gibi susuzlandırma çalışmalarıyla yeraltı su seviyesinin düşürölmesi gerekmektedir.

KAYNAKLAR

- AASHTO** (1984). *A policy on geometric design of highways and streets*. Washington, DC.
- AASHTO** (1998). *Rock slopes*. Washington, DC.
- Abramson, L. W.** (1996). *Slope Stability and Stabilization Methods*. New York, John Wiley & Sons, Inc.
- Andaç, İ.** (2004). *Ovacık (Silifke) kuvarsit açık işletmesinin stabilite değerlendirmesi* (Yüksek Lisans Tezi). Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- Arioğlu, E. ve Tokgöz, N.** (2005). *Çözümlü Problemlerle Şev Stabilite Analizi*. İstanbul, Evrim Yayınevi, 417 s.
- Ashby, J.** (1971). *Sliding and toppling modes of failure in models and jointed rock slopes* (Doctoral Dissertation). London University, Imperial College of Science and Technology, London.
- Baklacioğlu, T.** (2005). *Sonlu elemanlar metodu ile çatlaklı yapılarda yorulma ömrünün belirlenmesi* (Yüksek Lisans Tezi). Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir.
- Bandis, S.C.** (1993). Engineering Properties and Characterization of Rock Discontinuities. In E. T. Brown (Eds.), *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects* (Vol.1, pp: 155-183). Pergamon Press.
- Barton, N.R.** (1971). *A model study of the behavior of excavated slope* (Doctoral Dissertation). London University, Imperial College of Science and Technology, London.
- Barton, N. R.** (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7 (4), 287-322.
- Barton, N.R.** (1974). *Review of A New Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock*. Norwegian Geotech. Inst., Pub. No:105.
- Bieniawski, Z.T.** (1973). *Engineering Classification of Jointed Rock Masses*. The Civil Engineer in South Africa.
- Bieniawski, Z.T.** (1976). Rock Mass Classification in Rock Engineering. *Exploration for Rock Eng., Proc. Symp.*, (Vol.1, 97-106). Balkema, Rotterdam.
- Bieniawski, Z.T.** (1989). *Engineering Rock Mass Classifications. A Complete Manual For Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering*. John Wiley & Sons.

- Bishop, A.W.** (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of earth slope. *Geotechnique*, 5, 7-17.
- Bromhead, E. N.** (1986). *The Stability of Slope*. London, Surrey University Press.
- Casagrande, A.** (1932). Research on the Atterberg limits of soils. *Public Roads*, 13 (8), 121-136.
- Cobb, Q.** (1981). *Slope stability in british surface coal mines*(Doctoral Dissertation). University of Nottingham, Mining Engineering Department, Nottingham.
- Coduto, D. P.** (2005). *Geoteknik mühendisliği ilkeler ve uygulamaları*(M. Mollamahmutoğlu ve K. Kayabalı, Çev.). Gazi Kitabevi, Ankara.
- Deere, D. U., and Miller, R. P.** (1996). Engineering classification and index of intact rock (Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-116). New Mexico : Air Force Systems Command, Kirkland Air Force Base.
- Deere, D. U., Merritt, A. H. and Coon, R. F.** (1969). Engineering classification and index properties for intact rock(Tech. Rept. No. AFWL-67-144).New Mexico : Air Force Systems Command, Kirkland Air Force Base.
- Dershowitz, W. S. and Einstein, H.H.** (1988). Characterizing rock joint geometry with joint system models. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 21 (1), 20-51.
- Doğramacı, S.** (1998). *Effect of rock and discontinuity parameters on the dynamic stability of rock slopes* (Yüksek Lisans Tezi). Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Fellenius, W.** (1927). *Erolstatische Berechnungen*. Berlin, W. Ernst & Sohn.
- Feng, D.** (1988). Slope stability analysis under three-dimensional stress condition and stabilization design of cable bolting. *Acta Polytechnica Scandinavica: Civil Engineering and Building Construction Series*, No. 89, 101 pp., Finland.
- Fookes, P. G. and Sweeney, M.** (1976). Stabilization and control of local rock falls and degrading. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 9 (1), 37-55.
- Frohlich, O. K.** (1955). General Theory of the Stability of Slopes. *Geotechnique*, 5, 37-47.
- GeoStudio** (2008). Stability Modelling with Slope/W 2007 Version, *Geo-Slope International Ltd.*, Canada.
- Glass, C.E.** (2000). The Influence of Seismic Events on Slope Stability. In W. A. Hustrulid, M. K. McCarter and D. J. A. Van Zyl, (Eds), *Slope Stability in Surface Mining*(pp. 97-105). Colorado: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc.
- Golder, H.Q.** (1972). The Stability of Natural and Man-made Slopes in Soil and Rock. In C. O. Brawner and V. Milligan (Eds.), *Geotechnical Practice for Stability in Open Pit Mining*,(pp. 78-85). New York: AIME.

- Goodman, R. E.** (1976). The Deformability of Joints. In *Determination of The In-Situ Modulus of Deformation of Rock*(Pub. No. 477, pp. 174-196).ASTM, Spec. Tech.
- Gökoğlu, Ö.** (2015). *Doygun olmayan zeminlerde şev stabilite analizi*(Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Hoek, E.** (1968). Rock Mechanics in Engineering Practice.In K. G. Stagg and O. C. Zienkiewicz (Eds), *Brittle Failure of Rock* (pp: 99-124). London, Wiley & Sons, Inc.
- Hoek, E. and Bray, J. W.** (1974).*Rock Slope Engineering*.London: Institution of Mining and Metallurgy, First Edition.
- Hoek, E. and Bray, J. W.** (1995).*Kaya Şev Stabilitesi* (A. G. Paşamehmetoğlu, A. Özgenoğlu ve C. Karpuz, Çev.).Ankara: TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını, Üçüncü Baskı.
- Hoek, E. and Londe P.** (1974). The Design of Rock Slopes and Foundations, *General Report for 3rd Congress of the International Society of Rock Mechanics*, (pp. 37-49). Denver, USA, September.
- Hoek, E. and Brown, E.T.** (1980-a). Hoek-Brown Failure Criterion. *IMM*, London.
- Hoek, E. and Brown, E.T.** (1980-b). Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal Geotechnical Engineering Division*, 106 (ASCE 15715), 1013-1035.
- Hoek, E. and Bray, J.** (1981). *Rock Slope Engineering*. Londra, CRC Press.
- Hoek, E.** (1983). Strength of jointed rock masses. *Geotechnique*, 33 (3), 187-223.
- Hughes, D. B., and Leigh, W. J. P.** (1985). Stability of excavations and spoil mounds in relation to opencast coal mining: Quarry manage April 1985, P223–232. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 22, No. 6, p. 182). Pergamon.
- ISRM** (1981-a). *Rock Characterization, Testing and Monitoring; ISRM Suggested Method*. Pergamon Pres, İngiltere.
- ISRM** (1981-b). *Suggested Methods for The Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses*. Pergamon Pres, İngiltere.
- Janbu, N.** (1959). *Stability analysis of slopes with dimensionless parameters* (Doctoral Dissertation). Harward University, Division of Engineering and Applied Physics, Cambridge.
- Janbu, N.** (1954). Application of Composite Slide Circles for Stability Analysis. *Proc. Europ. Conference on Stab. Of Earth Slopes*,(Vol. 3, pp. 43-49). Stockholm.
- Janbu, N.** (1976). *Slope stability computations Embank Dam Enginnering*. NewYork, John Wiley & Sons.
- Karaman, K.** (2011). *Taşönü (Trabzon – Araklı) kalker ocağındaki şevlerin duraylılık açısından incelenmesi*(Yüksek Lisans Tezi). Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.

- Karpuz, C. ve Hindistan, M.A.** (2008). *Kaya Mekanigi İlkeleri, Uygulamaları*. Ankara. TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını, No: 116.
- Kayabalı, K.** (2006). *Kaya Şev Mühendisliği*. Ankara, Fersa Matbaacılık.
- Keskin, M. Ö.** (2008). *Çukurova yöresi kuvarsit işletmelerinde bilgisayar destekli şev dizaynı ve şev stabilite analizi*(Doktora Tezi). Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- Keskin, M. Ö.** (2005). *Etude de la Stabilité des Talus et de la Fosse Finale et des Verses à Steriles de la Carrière de Quartzite d'Ovacık-Kargıcak* (Project of Postgraduate). École Nationale Supérieure des Mines de Paris, Paris.
- Kılıç, A.M.** (1996). *Analyse de la Stabilité des Talus de la Mine de Lignite d'Afsin-Elbistan* (Thèse de Doctorat). École Nationale Supérieure des Mines de Paris, Paris.
- Konya Ilgın Projesi** (2015). *Konya Ilgın Linyit Sahası Projesi*. İTÜ Maden Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İstanbul.
- Köse, H. ve Kahraman, B.** (2009). *Kaya Mekanigi*. İzmir, D.E.Ü Mühendislik Fakültesi Yayınları, Dördüncü Baskı.
- Köse, H. ve Kızıl, M. S.** (1995). *Açık İşletmelerde Şev Stabilitesi*. İzmir, D.E.Ü Mühendislik Fakültesi Yayınları, No=254.
- Krahn, J.** (2004). *Stability modelling with SLOPE/W*. Printed in Canada.
- Londe, P., Vigier, G. and Vormeringer, R.** (1969). Stability of rock slopes-a three-dimensional study. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering Division, ASCE*, 95 (SM1), 235-262.
- Meyerhof, G.G.** (1984). Safety factors and limit states analysis in geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, 21 (1), 1-7.
- Morgensten, N. R. and Price, V. E.** (1965). The analysis of the stability of general slide surfaces. *Geotechnique*, 15 (1), 79-93.
- Öcal, A.** (1994). *Computer-aided kinematic analysis for jointed rock slopes* (Yüksek Lisans Tezi). Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- Önalp, A ve Arel, E.** (2004). *Geoteknik Bilgisi II, Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği*. İstanbul, Birsan Yayınevi.
- Özgenöglü, A.** (1986). Madencilikte şev duraylılık analizi yaklaşımı. *Madencilik Dergisi*, 25 (1), 17-27.
- Patton, F. D.** (1966). Multiple Modes of Shear Failure in Rock. *Proc. 1st Symp. On Stab. in Open Pit Min.*, (pp. 23-43). Vancouver-British Columbia.
- Piteau, D. and Martin, D.** (1982). Mechanics of rock slope failure. *Proceeding 3rd International Conference on Stability of Surface Mining*, (pp. 113-169). Vancouver, British Columbia, Society of Mining Engineers, June 1-3.
- Polat, D.** (2010). *NATM modeli kullanılarak tünel tasarımı ve modellenmesi* (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

- Sarma, S. K.** (1979). Stability analysis of embankments and slopes. *Journal Geotechnical Engineering Division*, 105 (12), 1511-1524.
- Scoble, M. J.** (1981). *Studies of Ground Deformation in British Surface Coal Mines* (Docdorial Dissertation). Universityof Nottingham, Department of Mining Engineering, Nottingham.
- Singh, R. N. and Denby, B.** (1989). *Geotechnical Engineering Course*.Part I, II, III and IV, Held at The University of Nottingham, England.
- Sjöberg, J.** (1999). *Analysis of large scale rock slopes*(Doctoral Dissertation). Lulea University,Luleå, İsveç.
- Skempton, A. W.** (1948). The $\Phi=0$ Analysis For Stability And Its Theoretical Basis. *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, (Vol.1, pp. 72-78). Rotterdam.
- Spencer, E.** (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces.*Geotechnique*,17 (1), 11-26.
- Stead, D.** (1984). *An evaluation of the factors governing the stability of surface coal mine slopes* (Doctoral Dissertation). Universityof Nottingham, Department of Mining Engineering, Nottingham.
- Şenel, M.** (1996). *Sonlu elemanlar yöntemi ile üç boyutlu yapı analizi yapan bir bilgisayar programı* (Yüksek Lisans Tezi). Pamukkale Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Denizli.
- Taylor, D. W.** (1937). Stability of earth slopes. *J. Boston Soc. Civil Eng.*, 24, 197.
- Tekin, A.** (2011). *Sonlu elemanlar ve limit denge yöntemleri ile şev stabilitesi analizi*(Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Terzaghi, K.** (1950). Mechanisms of landslides. *Engineering Geology*, Berkeley-ABD.
- Tunç, A.** (2002). *Yol Mühendisliğinde Geoteknik Uygulamaları*. Ankara, Atlas Yayın.
- Ulusay, R. ve Sönmez, H.** (2002). *Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri*. Ankara, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayını, No: 60.
- Ünal, M.** (2001). Yeraltı boşlukları çevresindeki blokların duraylılığının sınır elemanları yöntemi kullanılarak incelenmesi. *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*,8 (3), 365-372.
- Walton, G. and Taylor, R. K.** (1977). Likely Constraints on the Stability of Excavated Slopes Due to Underground Coal Workings. *Proceedings of the CORE UK Conference*, (pp. 329-351). Newcastle.
- Wyllie, D. C.** (1991). Rock Slope Stabilization and Protection Measures. *National Symposium on Highway and Railway Slope Stability*, Association of Engineering Geologists, (pp. 41-64). Denver.
- Wyllie, D. C. and Mah, C. W.** (2004). *Rock Slope Engineering: Civil and Mining*. New York, Taylor & Francis.
- Zanbak, C.** (1973). Kaya şevlerinin stabilitesi ve stereografik izdüşüm yöntemi ile stabilite analiz. *Madencilik*, 12 (3), 1-12.

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Büşra Ertuğrul
Doğum Tarihi ve Yeri : 30.06.1989
E-posta : busraertugrul3@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** :2012, İ.T.Ü., Maden Fakültesi, Maden Mühendisliği

MESLEKİ DENEYİM:

- 2012-2014 yılları arasında Kumsan A.Ş. de maden mühendisi olarak çalıştı
- 2014-2016 yılları arasında Ergen Madencilik’de maden mühendisi olarak çalıştı.