

**SIĞ TÜNELLERDE DURAYLILIĞI ETKİLEYEN
FAKTÖRLERİN VE YENİLME MEKANİZMALARININ İNCELENMESİ**

Utku SAKIZ

**Bülent Ecevit Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Maden Mühendisliği Anabilim Dalında
Yüksek Lisans Tezi
Olarak Hazırlanmıştır**


ZONGULDAK

Eylül 2012

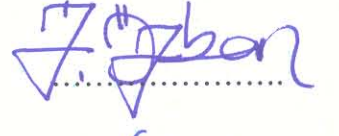
KABUL:

Utku SAKIZ tarafından hazırlanan “SIĞ TÜNELLERDE DURAYLILIĞI ETKİLEYEN FAKTÖRLERİN VE YENİLME MEKANİZMALARININ İNCELENMESİ” başlıklı bu çalışma jürimiz tarafından değerlendirilerek, Bülent Ecevit Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Maden Mühendisliği Anabilim Dalında Yüksek Lisans Tezi olarak oybirliği ile kabul edilmiştir. 05/09/2012

Başkan: Prof. Dr. Hasan GERÇEK (BEÜ)


.....

Üye : Doç. Dr. İhsan ÖZKAN (SÜ)


.....

Üye : Doç. Dr. Melih GENİŞ (BEÜ)


.....

ONAY:

Yukarıdaki imzaların, adı geçen öğretim üyelerine ait olduğunu onaylarım. .../.../2012



Prof. Dr. Özden ÖZEL GÜVEN
Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

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



Utku SAKIZ

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

SIĞ TÜNELLERDE DURAYLILIĞI ETKİLEYEN FAKTÖRLERİN VE YENİLME MEKANİZMALARININ İNCELENMESİ

Utku SAKIZ

Bülent Ecevit Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

Maden Mühendisliği Anabilim Dalı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Hasan GERÇEK

Eylül 2012, 177 sayfa

Şehir nüfuslarının artışı ve şehirleşmedeki gelişmeler, toplu taşıma kapasitelerindeki artış ihtiyacını da birlikte getirmektedir. Bu bağlamda, büyük şehirlerde, yeraltı metro sistemleri 20. yüzyılın başlarından bu güne kadar apaçık ve kaçınılmaz bir seçim olmuştur. Yeraltı metro sistemleri, sığ derinliklerde açılması gereken tünellerin kazılmasını ve inşaatını gerektirmektedir. Sığ tüneller, genellikle zemin veya zayıf nitelikli kaya kütlelerinde açılmakta ve bu da açıklıkların duraylılığını olumsuz yönde etkilemektedir. Ayrıca, yeraltı açıklığı ile yeryüzünün etkileşimi ve mevcut yerüstü yapılarının etkileri problemi daha da karmaşık hale getirmekte, iş güvenliği ve proje maliyetlerini olumsuz etkileyen yapısal yenilmelere yol açabilmektedir. Bu çalışma ile sığ tünellerin duraylılığını etkileyen faktörlerin araştırılması ve bu tip yapılarda karşılaşılan yenilme mekanizmalarının incelenmesi amaçlanmaktadır.

Anahtar Kelimeler: Sığ tünel, duraysızlıklar, yenilme mekanizmaları, sonlu elemanlar gerilme çözümlemesi

Bilim Kodu: 607.01.02

ABSTRACT

M. Sc. Thesis

INVESTIGATION of THE FACTORS AFFECTING STABILITY and THE FAILURE MECHANISM in SHALLOW TUNNELS

Utku SAKIZ

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

Thesis Advisor: Prof. Hasan GERÇEK

September 2012, 177 pages

Increase in urban populations and developments in urbanization result in need for increase in the capacities of public transportation. In this regard, in large cities, underground subway systems have been an obvious and inescapable choice since the beginning of the 20th Century. Underground subway systems require excavation and construction of shallow tunnels. The shallow tunnels are generally excavated in soils or weak rock masses which adversely affect the stability of openings. Also, interaction of tunnel with the ground surface and the effects of existing surface structures further complicate the problem and may result in structural failures that negatively affect the occupational safety and project costs. This study aims to investigate the factors that affect the stability of shallow tunnels and study the failure mechanisms encountered in such structures.

Key Words: Shallow tunnels, instabilities, failure mechanism, finite element stress analysis

Science Code : 607.01.02

TEŞEKKÜR

Yazar, tez konusunun belirlenmesi, kapsamının ayrıntılandırılması, sonuçların yorumlanmasında çok değerli katkı ve yönlendirmeleri için tez yöneticisi Prof. Dr. Hasan GERÇEK'e (BEÜ) ve tez izleme komitesi üyeleri Doç. Dr. Melih GENİŞ (BEÜ) ve Doç. Dr. İhsan ÖZKAN'a (SÜ); çalışmanın tüm aşamalarında destek ve yardımları için Arş. Gör. Özgür YILMAZ'a (BEÜ); maddi destek sağlayan BEÜ Bilimsel Araştırma Projeleri Birimi'ne; yaşamı boyunca maddi ve manevi her konuda desteklerini gördüğü ailesinin tüm fertlerine teşekkür borçludur.

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
KABUL.....	ii
ÖZET	iii
ABSTRACT	v
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER.....	ix
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	xiii
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	xix
EK AÇIKLAMALAR DİZİNİ.....	xxi
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....	xxiii
BÖLÜM 1 GİRİŞ.....	1
1.1 KONUNUN ÖNEMİ	1
1.2 TEZİN AMACI.....	2
1.3 TEZİN KAPSAMI	2
1.4 TEZİN İÇERİĞİ	3
BÖLÜM 2 SIĞ TÜNELLER VE DURAYLILIKLARI	5
2.1 GENEL DÜŞÜNCELER.....	5
2.2 SIĞ TÜNEL KAVRAMI	6
2.3 SIĞ TÜNEL ÇEVRESİNDEKİ GERİLMELER.....	8
2.4 SIĞ TÜNELLERDE YENİLME MEKANİZMALARI.....	18
2.4.1 Çökme.....	21
2.4.1.1 Görgül (Ampirik) Yöntemler	28
2.4.1.2 Analitik Yöntemler	39
2.4.2 Tünel Arının Duraylılığı.....	44
2.5 SIĞ TÜNELLERDE MODERN TÜNELCİLİK YÖNTEMLERİ	50

İÇİNDEKİLER (devam ediyor)

	<u>Sayfa</u>
2.5.1 Tünel Açma Yöntemleri	50
2.5.1.1 Açık Arınlı Tünelcilik ve Yeni Avusturya Tünelcilik Yöntemi (NATM)	51
2.5.1.2 Açık Arınlı Kalkan ile Yapılan Tünelcilik	54
2.5.1.3 Kapalı Arınlı Tünelcilik	56
2.5.2 Şemsiye Kemer Yöntemi.....	58
2.6 SIĞ TÜNELLERDE TAHKİMAT	66
2.6.1. Kaya Saplamları	66
2.6.1.1 Kullanım Amaçları	66
2.6.1.2 Tahkimat Mekanizması	67
2.6.2 Püskürtme Beton	69
2.6.2.1 Malzeme Bileşenleri	71
2.6.2.2 Uygulanış Yöntemi	71
2.6.3 Çelik Hasır.....	73
2.6.4 Çelik Bağlar.....	74
BÖLÜM 3 SIĞ TÜNEL PROBLEMİNİN MODELLENMESİ	75
3.1 GİRİŞ	75
3.2 SAYISAL GERİLME ÇÖZÜMLEMESİNDE KULLANILAN YAZILIMIN (PHASE ²)	75
3.3 PROBLEM DEĞİŞTİRGELERİNİN BELİRLENMESİ	78
3.3.1 Tünel Geometrisi	78
3.3.2 Tünel Derinliği	79
3.3.3 Birincil Gerilme Alanı	79
3.3.4 Kaya Kütlesinin Özellikleri.....	83
3.3.4.1. Birim Hacim Ağırlığı.....	83
3.3.4.2 Kaya Kütlesinin Niteliği.....	83
3.3.4.3 Kaya Kütlesinin Dayanımı	84
3.3.4.4 Kaya Kütlesinin Deformasyon Özellikleri	88
3.4 SONLU ELEMENLAR MODELİNİN OLUŞTURULMASI	89

İÇİNDEKİLER (devam ediyor)

Sayfa

3.4.1 Model Geometrisi	89
3.4.2 Modelin Sınır Koşulları	91
3.4.3 Çözümlenelerde Kullanılan Değişirgeler	91
3.5 DURAYLILIK DEĞERLENDİRİLMESİ İÇİN	
İZLENEN YAKLAŞIMLAR.....	94
3.5.1 Elastik Çözümleneler.....	94
3.5.1.1 Gerilme Dağılımı Doğrulamaları	94
3.5.1.2 Dayanım Katsayısı (SF) Dağılımları	98
3.5.1.3 Aşırı Gerilme Bölgesi İndisi (IOZ).....	102
3.5.1.4 Sürekli Eklem Durumları	103
3.5.2 Elasto – Plastik Çözümleneler	104
3.5.2.1 Yenilme Bölgesi İndisi (IYZ)	104
3.5.2.2 Karşılaşılan Sorunlar	105
BÖLÜM 4 SAYISAL GERİLME ÇÖZÜMLEMELERİ.....	107
4.1 ELASTİK ÇÖZÜMLEMELER	107
4.1.1 P_z [düşey] = P_x [yatay] = P_y [eksenel] = γz Durumları.....	107
4.1.2 $P_z = \gamma z \neq P_x = P_y$ Durumları	109
4.1.2.1 $P_z = \gamma z > P_x = P_y$; $k_x = k_y = 0.33$ ve 0.5 Durumları	109
4.1.2.2 $P_z = \gamma z < P_x = P_y$; $k_x = k_y = 2$ ve 3 Durumları	109
4.1.3 $P_z = P_x = \gamma z \neq P_y$ veya $P_z = P_y = \gamma z \neq P_x$ Durumları	114
4.1.3.1 $P_z = P_x = \gamma z$; $k_y = 0.33$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z$; $k_x = 0.33$ Durumları	114
4.1.3.2 " $P_z = P_x = \gamma z$; $k_y = 0.5$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z$; $k_x = 0.5$ " Durumları.....	114
4.1.3.3 " $P_z = P_x = \gamma z$; $k_y = 2$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z$; $k_x = 2$ " Durumları	115
4.1.3.4 " $P_z = P_x = \gamma z$; $k_y = 3$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z$; $k_x = 3$ " Durumları	115
4.1.3.5 Değerlendirme.....	124
4.1.4 $P_z \neq P_x \neq P_y$ Durumları.....	125
4.1.4.1 $P_z = \gamma z > P_x \neq P_y$ Durumları	125
4.1.4.2 $P_z = \gamma z < P_x \neq P_y$ Durumları	125
4.2 SÜREKLİ EKLEM ÇÖZÜMLEMELERİ	130

İÇİNDEKİLER (devam ediyor)

	<u>Sayfa</u>
4.3 ELASTO-PLASTİK ÇÖZÜMLEME SONUÇLARI	136
4.4 TÜNEL ARINININ DURAYLILIĞI	136
BÖLÜM 5 SONUÇLAR VE ÖNERİLER	139
5.1 SONUÇLAR	139
5.2 ÖNERİLER	141
KAYNAKLAR.....	143
BİBLİYOGRAFYA	151
EK AÇIKLAMALAR A. JEOMEKANİK (RMR) SINIFLAMA SİSTEMİ.....	155
EK AÇIKLAMALAR B. HOEK – BROWN YENİLME ÖLÇÜTÜ	167
ÖZGEÇMİŞ.....	177

ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
2.1 Birleştirilmiş çözümün elde edilişi	12
2.2 İki kutuplu koordinatlarda P (α , β) noktasının tanımlanması	13
2.3 Çözümü yapılan problemin geometrisi	14
2.4 Tünel yüzeyindeki gerilmelere Poisson oranının etkisi	16
2.5 Tünel yüzeyindeki gerilmelere derinliğin etkisi	17
2.6 Tünel duraylılığını etkileyen faktörler.....	18
2.7 Sığ tünellerde tünel duraylılığı etkileyen faktörler	20
2.8 Tünel etrafındaki ortamın hareketi	22
2.9 Bir sığ tünelde yeryüzüne ulaşan bir çökme sonucu gerçekleşen kaza	23
2.10 Sığ dairesel bir tünelde yenilme mekanizması.....	25
2.11 Tünelin üzerindeki zayıf örtü tabakası	26
2.12 Eski bir nehir yatağında açılan sığ tünelde çökme	27
2.13 Tünelcilik sonucu çökme çukurunun geometrisi	28
2.14 Normal dağılım eğrisi.....	31
2.15 Farklı zemin türlerinde, tünelin derinliği ile çökme çukurunun genişliği arasındaki ilişki.....	32
2.16 Çökme çukurunun genişliği ile β 'nin ilişkisi	33
2.17 Çökme çukuru ve tünel derinliği arasındaki ilişki.....	34
2.18 Tünel ilerleme yönünün üzerinde boylamasına çökme çukuru	37
2.19 Tünel derinliğinin bir fonksiyonu olarak gözlenen çökme çukur genişlikleri	38
2.20 Tünelde oluşan yer değiştirme (deformasyon) bileşenleri gösterilmektedir.....	41
2.21 Dairesel açıklık için aksenal yer değiştirme profili	44
2.22 Açıklık çevresindeki ortamın reaksiyonu.....	45
2.23 Açıklık çevresinde beklenen deformasyon türleri	45
2.24 Kama yenilme mekanizması	48
2.25 Konik yenilme modeli	49
2.26 Dairesel (a ve b) ve küresel (c) yenilme mekanizması.....	49

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam ediyor)

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
2.27 Santrifüj deney çalışmaları neticesinde derinliğe bağlı olarak gerçekleşen yenilme modelleri	50
2.28 Birinci tip kazı.....	52
2.29 İkinci tip kazı	53
2.30 Üçüncü tip kazı	53
2.31 Dördüncü tip kazı	54
2.32 Kalkan tünelciliğinin çalışma aşamaları.....	55
2.33 Zemin yüzeyi ile kaplama arasındaki boşluğun kalkanın kuyruk kısmından yapılan çimento enjeksiyonu ile doldurulması	56
2.34 Kalkan tünelciliği. (a) Mekanik tahkimat, (b) Basınçlı hava kalkanı, (c) Yüzey basıncı dengeleme kalkanı ve (d) Çamur kalkanı	58
2.35 Şemsiye kemer yönteminin çökmeye olan etkisi.....	60
2.36 Çelik boru şemsiye kemer uygulaması.....	60
2.37 Jet enjeksiyonu ile uygulanan şemsiye kemer	61
2.38 Enjeksiyonlu çelik boruların kullanıldığı şemsiye kemer yöntemi	62
2.39 Beton enjeksiyonu yapılmış çelik veya beton boruların kullanıldığı şemsiye kemer yöntemi	62
2.40 Şemsiye kemer boruları	64
2.41 Boru şemsiye uygulaması.....	65
2.42 Delici jumbonun kullanılmasıyla şemsiye kemer borularının hazırlanması	65
2.43 Kaya saplamaları.....	67
2.44 Askıya alma.....	68
2.45 Kiriş oluşturma.....	68
2.46 Anahtarlama	68
2.47 Kemer oluşturma.....	69
2.48 Kuru karışım püskürtme beton uygulamalarında malzeme akışı.....	72
2.49 Yaş karışım püskürtme beton uygulamalarında malzeme akışı.....	72
2.50 Çelik hasır ve kaplama uygulaması	74
2.51 Kafesli çelik bağ profili ve tünelde uygulaması	74
3.1 Sonlu elemanlara ayrılmış kaya kütlesi	78
3.2 Birincil gerilme alanının asal bileşenlerinin tanımlanması	80

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam ediyor)

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
3.3 Problemin geometrisi ve koşullar	81
3.4 RMR değerlerine bağlı olarak, kaya kütesinin tek eksenli basınç dayanımının, sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımına göre normalleştirilmiş değer grafiği.....	87
3.5 Analizler için Phase ² yazılımında sığ tünel problemi için oluşturulan üç farklı model geometrisi.....	89
3.6 $k = 0.33$ için analitik çözümler ile Phase ² yazılımının karşılaştırılması	95
3.7 $k = 0.50$ için analitik çözümler ile Phase ² yazılımının karşılaştırılması	96
3.8 $k = 1$ için analitik çözümler ile Phase ² yazılımının karşılaştırılması.....	96
3.9 $k = 2$ için analitik çözümler ile Phase ² yazılımının karşılaştırılması.....	97
3.10 $k = 3$ için analitik çözümler ile Phase ² yazılımının karşılaştırılması.....	97
3.11 Bir P ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) noktasının asal gerilmeler uzayındaki yeri	99
3.12 Oktahedral düzlem üzerindeki tanımlamalar	99
3.13 Sığ tünel probleminde; dayanım katsayısının (SF), birincil gerilme koşullarında yüzeyden derinlere doğru azalmasının açıklaması.....	101
3.14 Aşırı gerilme bölgesi ve yenilme bölgesi indislerinin tanımlanması	103
4.1 $P_z = P_x = P_y = \gamma z$ Durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri	108
4.2 $k_x = k_y = 0.33$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.....	110
4.3 $k_x = k_y = 0.50$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.....	111
4.4 $k_x = k_y = 2$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri	112
4.5 $k_x = k_y = 3$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.....	113
4.6 Yatay birincil gerilmelerin eşit olduğu durumlarda, IOZ değerlerinin k ile değişimi..	114
4.7 $k_x = 1$ ve $k_y = 0.33$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri	116
4.8 $k_x = 0.33$ ve $k_y = 1$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri	117

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam ediyor)

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
4.9 $k_x = 1$ ve $k_y = 0.50$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve <i>IOZ</i> değerleri	118
4.10 $k_x = 0.50$ ve $k_y = 1$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve <i>IOZ</i> değerleri	119
4.11 $k_x = 1$ ve $k_y = 2$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve <i>IOZ</i> değerleri	120
4.12 $k_x = 2$ ve $k_y = 1$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve <i>IOZ</i> değerleri	121
4.13 $k_x = 1$ ve $k_y = 3$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve <i>IOZ</i> değerleri	122
4.14 $k_x = 3$ ve $k_y = 1$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve <i>IOZ</i> değerleri	123
4.15 Birincil gerilme alanının düşey bileşenin yatay veya eksenel birincil gerilme bileşenlerinden birine eşit olduğu durumlar (P_v veya P_z : düşey birincil gerilme; P_h veya P_x : yatay birincil gerilme; P_y : eksenel birincil gerilme)	124
4.16 $k_x = 0.33$ ve $k_y = 0.50$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve <i>IOZ</i> değerleri	126
4.17 $k_x = 0.50$ ve $k_y = 0.33$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve <i>IOZ</i> değerleri	127
4.18 $k_x = 2$ ve $k_y = 3$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve <i>IOZ</i> değerleri	128
4.19 $k_x = 3$ ve $k_y = 2$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve <i>IOZ</i> değerleri	129
4.20 $k=0.33$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları	132
4.21 $k=0.50$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları	133
4.22 $k=1$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları	134
4.23 $k=2$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları	135
4.24 $k=3$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları	136
4.25 Yatay birincil gerilmelerin eşit olduğu durumlarda, $RMR = 70$ ve $H/D = 9$ için çözümleme sonuçlarının karşılaştırılması	137
A.1 Kaya malzemesi için tek eksenli basınç dayanımı için puanlama grafiği	160

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam ediyor)

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
A.2 RQD değerleri puanlama grafiği	160
A.3 Süreksizlik aralığı için puanlama grafiği	161
A.4 RMR kaya kütlesi sınıflarına göre tahkimatsız durma süresi ve tahkimatsız tavan açıklığı arasındaki ilişki	163

ÇİZELGELER DİZİNİ

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
2.1 Ülkemizden ve dünyadan bazı sığ tünel örnekleri.....	7
2.2 Tünel üzerinde meydana gelen çökme tahmininde kullanılan görgül yöntemler	30
2.3 Zemin koşulları, uygulanan kazı yöntemi ve oluşan hacim kaybı arasındaki ilişki.....	32
2.4 Tahkimatsız tünelde beklenebilecek davranış modelleri ve duraylılığı arttıracak önlemler.....	46
2.5 Duraylık sayısı (N) ve tünel davranış durumları	47
2.6 Kuru ve yaş karışım yöntemlerinin karşılaştırılması	73
3.1 Değiştirgesel çözümlenmelerde göz önünde bulundurulacak durumlar.	79
3.2 Kaya kütlesi için önerilen ve seçilen içsel değiştirgeler ile hesaplanan dayanımlar ...	85
3.3 Görgül bağıntılar kullanılarak elde edilen ve çözümlenmelerde kullanılan $\sigma_{cm} / \sigma_{ci}$ değerleri.....	87
3.4 Görgül bağıntılar kullanılarak elde edilen ve çözümlenmelerde kullanılan E_m değerleri	88
4.1 Çözümlenmelerde göz önünde bulundurulmuş koşullar için duraylık sayıları (N) ve tünel arınının duraylılığı	136
A.1 Sınıflama değiştirgeleri ve puanları.....	158
A.2 Süreksizliklerin durumunun detaylı olarak puanlandırılması	159
A.3 Süreksizlik konumuna göre düzeltme puanları.....	161
A.4 RMR değerinin belirlenmesi aşamaları	162
A.5 Kaya kütlesi sınıfları ve anlamları	163
A.6 RMR sınıflama sisteminde kaya tünelleri için kazı yöntemi ve kalıcı tahkimat önerileri	165
B.1 Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI), değerinin kestirimine ait çizelge.....	173
B.2 Çeşitli kayaç türleri için önerilen m_i değerleri	174

EK AÇIKLAMALAR DİZİNİ

<u>No</u>	<u>Sayfa</u>
EK A JEOMEKANİK (RMR) SINIFLAMA SİSTEMİ.....	155
EK B HOEK-BROWN YENİLME ÖLÇÜTÜ.....	167

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

- a : H – B yenilme ölçütünde kaya kütlelerinin karakteristiklerine bağlı sabit
- A_t : Kazılan tünel hacmi
- A_B : Patlama hasarı için düzeltme çarpanı
- A_{OZ} : Açıklık çevresinde oluşan aşırı gerilme alanı
- A_{YZ} : Açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesi
- A_0 : Açıklığın kesit alanı
- A_s : Birincil gerilmeler ve gerilme değişimi için düzeltme çarpanı
- A^1 : Teğetsel gerilme yığılması çözümlenmeleri için katsayı
- A : Malzeme sabiti
- B : Teğetsel gerilme yığılması çözümlenmeleri için katsayı
- B^1 : Malzeme sabiti
- c : Kohezyon
- c_m : Kaya kütlelerinin kohezyonu
- C^1 : Teğetsel gerilme yığılması çözümlenmeleri için katsayı
- C : Tünel üst cidarının derinliği
- D : Tünelin çapı
- D : Örselenme faktörü
- E_m : Kaya kütlelerinin deformasyon modülü
- g : Boşluk değiştirgesi
- G_p : Fiziksel boşluk değiştirgesi
- H : Tünel merkezinin yeryüzüne olan derinliği
- H_c : Kritik derinlik
- H_1 : Tünelin açıldığı zemin ortamının kalınlığı
- H_2 : Tünelin açıldığı tabakanın üzerinde bulunan yüzeyle bağlantısı olan tabaka kalınlığı
- I_1 : Gerilme gereyinin birinci değişmezi
- i : Bükülme noktası

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam ediyor)

- i_N : N tabakalı bir ortamda çökme çukuru sabitidir
- J_2 : Saptırıcı gerilme gereyinin ikinci değışmezi
- J_3 : Saptırıcı gerilme gereyinin üçüncü değışmezi
- k : Yatay asal birincil gerilmenin düşey asal birincil gerilmeye oranı
- k_o : Yüzeyde var olan yatay birincil gerilmenin, düşey asal birincil gerilmeye oranı
- k_x : Açıklık kesit düzleminde birincil gerilme alanının yatay birincil gerilme bileşeninin düşey birincil gerilme bileşenine oranı
- k_y : Açıklık kesit düzleminde birincil gerilme alanının aksel birincil gerilme bileşeninin düşey birincil gerilme bileşenine oranı
- K : Zemin sabiti
- L_1 : Çöken bloğun üst kısmının yarı genişliği
- L_2 : Çöken bloğun alt kısmının yarı genişliği
- m_b : H – B yenilme ölçütünde kaya kütlelerinin karakteristiklerine bağlı sabit
- m_i : H – B yenilme ölçütünde kaya malzemesinin karakteristiklerine bağlı sabit
- m_r : H – B yenilme ölçütünde kırılmış kaya kütlelerinin karakteristiklerine bağlı sabit
- M : Daire merkezi
- n : Sayı serisi
- N : Tabakalı ortam sayısı
- P : Arına uygulanan tahkimat basıncı
- p : İlişikteki ovalleşme değıştirgesi
- Ph : Yatay asal birincil gerilme
- Ph_o : Yüzeyde var olan yatay birincil gerilme
- P_{mak} : Birincil gerilme alanının en büyük bileşeni
- P_{min} : Birincil gerilme alanının en küçük bileşeni
- P_v : Düşey asal birincil gerilme
- P_y : Açıklık kesit düzleminde birincil gerilme alanının aksel bileşeni
- P_x : Açıklık kesit düzleminde birincil gerilme alanının yatay bileşeni
- P_z : Açıklık kesit düzleminde birincil gerilme alanının düşey bileşeni
- PN_{max} : Aynı oktahedral düzlemde, aynı Lode açısına sahip bir doğrunun, yenilme yüzeyini kestiği noktanın hidrostatik gerilme eksenine olan uzaklığı (dayanım)
- r_1 : x, y düzleminde bir P noktasının kutup noktasına (0, $-\alpha$) uzaklığı
- r_2 : x, y düzleminde bir P noktasının kutup noktasına (0, $+\alpha$) uzaklığı

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam ediyor)

R	:	Tünelin yarıçapı
qs	:	Sürşarj yükü (ek yükler)
s	:	H – B yenilme ölçütünde kaya kütlelerinin karakteristiklerine bağlı sabit
s _r	:	H – B yenilme ölçütünde kırılmış kaya kütlelerinin karakteristiklerine bağlı sabit
S	:	Süreksizliklerin durumuna göre düzeltme sabiti
Sc	:	Tünel açıklığının üst cidarındaki meydana gelen çökme
SF	:	Dayanım katsayısı
S _v (x)	:	Boylamasına meydana gelen çökme
S _h (x)	:	Enlemesine meydana gelen çökme
Su	:	Ortamın serbest kayma (makaslama) dayanımı
S _v	:	Düşey çökme
S _{vmax}	:	Maksimum düşey çökme
u ₀	:	Radyal yer değiştirme
u _r	:	Radyal yer değiştirme
u ¹ (θ)	:	Ovalleşme
u _z	:	Düşey hareket
u _{3d} [*]	:	Tünel arının da 3D elasto – plastik deformasyon
v ¹ (θ)	:	Ovalleşme
V ₁	:	Tünel kazısı sırasında meydana gelen hacim kaybı
V _s	:	Bir birim uzunluktaki tünelin çökme çukurunun hacmi
z	:	Yeryüzünden derinlik
w	:	Çökme çukurunun yarı genişliği
α	:	İki kutuplu koordinatlardaki bir P noktasının koordinatı
α	:	Farklı zemin türleri için katsayı
a	:	Hacimsel sıkışabilirlik değiştirgesi
β	:	İki kutuplu koordinatlardaki bir P noktasından kutuplara çizilen ışınal (radyal) doğrular arasındaki açı
β	:	Yenilme açısı
ν	:	Poisson oranı
σ	:	Normal gerilme
σ _{etkiyen}	:	Etkin normal gerilme

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam ediyor)

σ_{ci}	:	Kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı
σ_{cm}	:	Kaya kütlesinin tek eksenli basınç dayanımı
σ_{max}	:	Maksimumun asal ikincil gerilme
σ_{min}	:	Minimum asal ikincil gerilme
σ_{tB}	:	Dolaylı (Brazilian) tek eksenli çekme dayanımı
σ_{ti}	:	Kaya malzemesinin tek eksenli çekme dayanımı
σ_{tm}	:	Kaya kütlesinin tek eksenli çekme dayanımı
σ_{θ}	:	Teğetsel ikincil gerilme
σ_1	:	Maksimumun asal ikincil gerilme
σ'_1	:	Maksimumun asal etkin gerilme
σ_2	:	Maksimumun asal ikincil gerilme
σ_3	:	Minimum asal ikincil gerilme
σ'_3	:	Minimum asal etkin gerilme
θ_L	:	Lode açısı
ϕ_m	:	Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı
ϕ_1	:	Bir P noktasından kutuplara çizilen doğrultunun x eksenine olan açısı
ϕ_2	:	Bir P noktasından kutuplara çizilen doğrultunun x eksenine olan açısı
γ	:	Örtü katmanının birim hacim ağırlığı
λ	:	Yarıçap cinsinden derinliği belirten katsayı
δ	:	Ovalleşme değiştirgesi
ω	:	Çalışma kalitesi değiştirgesi
θ	:	Kutupsal açı
ε	:	Radyal deformasyon değiştirgesi
$\tau_{dayanım}$:	Kayma gerilmesi dayanımı
$\tau_{etkiyen}$:	Etkin kayma gerilmesi
\bar{x}	:	Tünel eksenine bağlı uzaklık
Δ	:	Kalkanın kuyruk kısmının kalınlığı

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam ediyor)

KISALTMALAR

- C/D : Tünel üst cidarından yeryüzüne kadar olan derinliğin tünel çapına oranı
- FEM : Sonlu elemanlar yöntemi (finite element method)
- GSI : Jeolojik dayanım indeksi (geological strength index)
- H/D : Tünel merkezinin yeryüzüne olan derinliğinin tünel çapına oranı
- H – B : Hoek – Brown ölçütü
- IOZ : Aşırı gerilme bölgesi indisi (index of overstressed zone)
- IYZ : Yenilme bölgesi indisi (index of yield zone)
- M – C : Mohr – Coulomb ölçütü
- RMR : Kaya kütlesi puanı (rock mass rating)
- RQD : Kaya niteliği göstergesi
- Q : Tünelcilik niteliği
- Q' : Değiştirilmiş tünelcilik niteliği

BÖLÜM 1

GİRİŞ

1.1 KONUNUN ÖNEMİ

Sığ derinliklerde açılan tüneller, günümüzde şehir içi toplu ulaşımın vazgeçilmez bir parçası olan yeraltı metro sistemlerinde yaygın olarak inşa edilen yapılardır. Bunun yanında, birçok ulaşım (yaya, otoyol, demiryolu, su yolu vb.) ve taşıma (sulama, drenaj vb.) tünellerinin de sığ derinliklerde inşa edildiği durumlarla sık sık karşılaşmaktadır. Ayrıca, yerleşim bölgelerinde, toplumun önemli gereksinimlerini karşılamaya yönelik olarak inşa edilen hizmet tünelleri (örneğin; asıl amacı kanalizasyon sistemin olmakla birlikte, iletişim ve elektrik hatları ile su ve gaz borularının taşındığı tüneller) de sığ derinliklerde oluşturulmaktadır.

Yeraltı madenciliğinde, çok sık olmasa da sığ derinliklerde galeriler açılmaktadır. Özellikle, yeraltı ocaklarına giriş galerilerinin ilk kısımları, kaçınılmaz olarak sığ derinliklerde açılmaktadır.

Sığ tüneller, yeryüzünün en üst katmalarında oluşturulduğu için genellikle zemin türü zayıf jeolojik ortamlar söz konusu olmaktadır. Kaya kütlesi söz konusu olduğu zaman ise, yeryüzüne yakın bölgelerdeki yüksek atmosferik etkileşim nedeniyle, genellikle düşük nitelikli kaya kütleleri ile karşılaşmaktadır.

Yeryüzünden belirli bir derinlikte tünel kazısı sırasında, tünelin açıldığı zemin veya kaya ortamının doğal yapısı örselenmekte ve yer değiştirmeler (deformasyonlar) oluşmaktadır. Tünel kazısı ve sonrasında, bu yer değiştirmelere bağlı olarak oluşacak duraysızlıklar ve yenilmeler, sığ derinliklerde oldukça ciddi sorunlara yol açmakta ve bazen bu olumsuz etkiler yeryüzüne kadar ulaşmaktadır. Özellikle yerleşim bölgelerinde, yeryüzüne kadar ulaşan yer değiştirmelerin etkisi sonucunda, yer üstünde bulunan yapı ve tesisler de açılmakta olan tünel gibi hasar görebilmektedir. İş güvenliği, proje maliyeti ve çevresel etkiler açısından büyük sıkıntılara neden olan bu duraysızlık problemlerinin önceden kestirimi çok önemli olmaktadır.

Genellikle derin yeraltı açıklıklarının kaya kütleleri içinde tasarımına alışkın olan maden mühendislerinin, sığ yeraltı açıklıklarının davranışı konusunda yeterli derecede deneyimlerinin olmadığı söylenebilir. Buna karşılık, sığ tünellerin büyük çoğunluğunun zemin türü ortamlarda açılması, zemin mekaniği kavram ve uygulamalarında daha yetkin olan inşaat mühendisleri açısından bir avantaj olarak görünebilir. Ancak, inşaat mühendisleri de, kaya kütlelerindeki yeraltı kazıları konusunda bazen deneyim eksikliği çekmektedirler. Sığ tünel problemi, zemin veya kaya kütlesi gibi jeolojik ortamlarda oluşturulan mühendislik girişimleriyle ilgilenen mühendislik jeolojisi uzmanlarının da ilgi alanına girmektedir. Özetle, kaya kütlelerinde oluşturulan sığ tünellerin duraylılığının; inşaat sektörü, madencilik ve mühendislik jeolojisi için oldukça özel ama önemli bir ilgi alanı olduğu söylenebilir.

1.2 TEZİN AMACI

Bu tez çalışması ile kaya kütlelerinde açılan sığ tünellerde, duraylılığı etkileyen; derinlik, birincil gerilme alanı ve kaya kütlesi niteliği (jeomekanik davranış ve özellikleri) gibi çok önemli değişirgelerin duraylılığa etkisinin incelenmesi, karşılaşılabilecek yenilme mekanizmalarının araştırılması ve alınabilecek önlemlerin belirlenmesi amaçlanmaktadır.

1.3 TEZİN KAPSAMI

Bu tez kapsamında:

- Yalnızca tek sığ tünel durumları göz önünde bulundurulacaktır.
- Sığ tünel arınının duraylılığa etkisinin önemi bilinmekle birlikte; bu etkinin ancak üç boyutlu çözümleme yaklaşımlarında gerçekçi olarak modellenebilecek olması nedeniyle, tünel arınının duraylılığa etkisi yalnızca literatür incelemesinde göz önünde bulundurulacak, araştırmada yalnızca iki boyutlu sayısal modellerle çözümlenmeler yapılacaktır.
- Tünel derinliğinin, tünel genişliğine oranı 3 ile 9 arasında olan durumlar incelenecektir.
- İnşaat mühendisliği ve madencilik çalışmalarında sık kullanılan dairesel tünel geometrisi modellenecektir.

- Zemin türü ortamlarda açılan tünellerinin duraysızlık sorunlarına literatür incelemesinde değinilecek; sığ tünel modellemesinde yalnızca düşük, orta ve yüksek nitelikli kaya kütleleri göz önünde bulundurulacaktır.
- Tünelin açıldığı kaya kütlelerinin Hoek – Brown ölçütüne göre yenildiği varsayılacak olup, diğer yenilme ölçütleri uygulanmayacaktır.
- Her türlü yeraltı suyu gelirinin ve artan gözenek suyu basıncının duraylılığa olan olumsuz etkisi bilinmekle birlikte; yeraltı suyu koşulları açısından, yeraltı suyu seviyesi üzerindeki (kuru) tünel durumları incelenecektir.
- Kazı yöntemi, kazı aşamaları ve tahkimat önlemlerinin sığ tünel duraylılığında çok önemli rol oynadığı bilinmekle birlikte; bu tür teknolojik değıştirgelerin, çok seçenekli olması nedeniyle, bu hususlara yalnızca literatür incelemesinde değinilecektir.

1.4 TEZİN İÇERİĞİ

Bu tez çalışması beş bölümden oluşmaktadır.

Tezin birinci bölümünde; tez konusunun önemi vurgulandıktan sonra tezin amacı, kapsamı ve içeriği özetlenmiştir.

Literatür incelemesini kapsayan ikinci bölümde; genel bilgiler verildikten sonra, sığ tünel kavramı üzerinde durularak ülkemizden ve dünyadan sığ tünellerle ilgili örneklere değinilmiştir. Sonra, sığ tünel probleminin analitik olarak incelenmesi ve tünel çevresindeki elastik ikincil gerilmeleri veren bağıntılar hakkında bilgiler sunulmuştur. Daha sonra, sığ tünellerde duraylılığı etkileyen faktörler özetlenmiş, karşılaşılan önemli duraysızlık sorunları olan çökme ve tünel arınının yenilmesi olguları üzerinde durulmuştur. Son olarak, sığ tünellerde uygulanan modern tünelcilik yöntemlerine değinilmiş ve günümüzde yaygın olarak kullanılan tahkimat türleri hakkında özet bilgiler verilmiştir.

Üçüncü bölümde, sığ tünel probleminin modellenmesinde izlenen yaklaşım detaylı olarak anlatılmıştır. Bu kapsamda; önce, sayısal gerilme çözümlemesinde kullanılan yazılımın tanıtımı yapılmış ve yazılımda kullanılan sonlu elemanlar yönteminin üstünlük ve zayıflıklarına değinilmiştir. Sonra, problem değıştirgelerinin (tünel geometrisi, tünel derinliği, birincil gerilme alanı bileşenleri, kaya kütlesi niteliği ve özellikleri) belirlenmesi anlatılmıştır.

Daha sonra, sonlu elemanlar modelinin oluşturulması hakkında bilgiler verilmiştir. Bu bölümde son olarak da, yapılan sayısal çözümlerinde duraylılık değerlendirmesi için izlenen yaklaşımlar sunulmuştur.

Dördüncü bölümde; sayısal gerilme çözümlerinden elde edilen çıktılar değerlendirilerek, başta birincil gerilme alanı olmak üzere, derinlik ve kaya kütlesi niteliği gibi önemli değişirgelerin sığ tünel duraylılığına etkisi ve yenilme şekilleri irdelenmiştir.

Beşinci ve son bölümde ise, tez çalışması kapsamında elde edilen başlıca sonuçlar özetlenmiş ve aynı konuda ileride yapılabilecek çalışmalara yol gösterebilecek öneriler sunulmuştur.

BÖLÜM 2

SIĞ TÜNELLER VE DURAYLILIKLARI

2.1 GENEL DÜŞÜNCELER

Sığ tünelciliğın tarihçesine kısaca bir göz atacak olursak, karşımıza önce doğal yeraltı açıklıkları çıkmaktadır. Yeryüzünde birçok dehliz, mağara vb. gibi yeraltı boşlukları doğal olarak insan eli değmeden oluşmuştur. Bu oluşumlardan etkilenen insanlar, kendi yeraltı açıklıklarını oluşturmaya başlamışlardır. İlk zamanlarda, bu açıklıklar çok güç koşullar altında oluşturulmaktaydı (Köse vd. 2007). Madencilik vb. birçok amaç için oluşturulan bu açıklıklar sığ derinliklerde keski ve tokmak kullanılarak hazırlanmaktaydı. Eski Mısır ve Avrupa’da, Bronz Çağında, çatlaklara ve açılan oyuklara çakılan ahşap kamaların ıslatılmasıyla kayaların parçalanması ve dağılması sağlanmaktaydı. Mısır’da dolerit kürelerinin kazı aynasına vurularak kazı yapıldığı ve bakır testereler ile zımpara tozunun birlikte kullanılmasıyla kaya bloklarının kesildiği bilinmektedir.

Günümüzden 4000 yıl önce başladığı sanılan sıcak kazı yönteminde, kayalar ateşle ısıtılmakta ve sonrasında ısıtılan kayaya su dökülerek ani soğutma yoluyla kayalar parçalanmaktaydı. M.Ö. 2500 -1500 yıllarında Mohenjo–daro (Hindistan) şehri kanalizasyon tünelleri yapılmıştır. Yeryüzünde açılan ilk ulaşım tüneli M.Ö. 2100 yılında Euphrates tüneli (Babil), Fırat nehri altından saray – tapınak arasında açılmıştır. Uzunluğu 900 m olan bu tünelin yüksekliği 4.6 m ve genişliği 3.6 m’dir. M.Ö. 700 yılında kral Hazeikah tarafından Kudüs’te Siloam su getirme tüneli inşa edilmiştir. M.Ö. 525 yılında Samos adasında yapılan Eupalinus tüneli, Megaralı Eupalinus tarafından yapılmış olup mühendisi bilinen ilk su getirme tünelidir (Gerçek 2000). Sonraki zamanlarda, Romalılar tarafından buldukları şehre su getirmek için pek çok tünel açılmıştır. İlk çağlarda açılan bazı tüneller askeri amaçla açılmaktaydı. Düşman şehirlerinin surları dışından şehrin içine kazılan tünellerde tahkimatlar yakılarak göçükler oluşturulmakta ve yıkılan duvarlardan şehirlere girilmekteydi.

Ülkemizde açılan yeraltı açıklıklarına en eski örnekler olarak, 6. yüzyılda Araplar'dan kaçan Hıristiyanlar tarafından kolayca kazılabilen volkanik tüfler içerisinde oluşturulan Kapadokya yeraltı şehirlerindeki açıklıklar gösterilebilir.

Yeraltı açıklıklarının oluşturulması açısından 19. y.y.'a kadar en önemli gelişme karabarutun ilk defa madencilik alanında Martin Wiegel tarafından Almanya'da 1613 yılında kullanılması olmuştur. Fransa'da Atlantik Okyanusu ile Akdeniz arasında açılan Languedoc Kanalı üzerindeki Malpas Tüneli (1679 - 1681) karabarutun patlayıcı madde olarak kullanıldığı ilk tüneldir.

Sığ tünellerin en önemli örnekleri, 19. yüzyılın sonları itibari ile büyük şehirlerde toplu ulaşım sistemlerinin kaçınılmaz bir parçası olarak yeraltı metrolarına aittir. Londra'da 1860 yılında, Glasgow'da 1891, Budapeşte'de 1893, Boston'da 1895, Paris'de 1898, New York'da 1900 yıllarında metro amacıyla tüneller yapılmaya başlanmıştır (Gerçek 2000).

2.2 SIĞ TÜNEL KAVRAMI

İnsanoğlu, eskiden beri çeşitli alanlarda doğan ihtiyaçlarını karşılamak amacıyla yeraltında açılan açıklıkları kullanmaktadır. Dünya üzerindeki nüfusun artması ile birlikte ortaya çıkan mega şehirlerde, enerji, ulaşım, sulama vb. gibi ihtiyaçların karşılanması için yerüstünde boş alanın yeterli olmayışı ve istenilen ortamın yaratılamaması, yeraltı açıklıklarına olan gereksinimi arttırmaktadır. Bu amaçla, ihtiyaç duyulan yeraltı açıklıklarının büyük çoğunluğu, yerleşim bölgelerinde ve sığ derinliklerde oluşturulmaktadır. Oluşturulan bu yeraltı açıklıkları içinde tünel açma işlemleri de ayrı bir yer tutmaktadır.

Yer kabuğunun sığ derinliklerindeki mevcut ortamdaki gerilme alanı ve ortamın mekanik özellikleri, derinlerde bulunan ortama göre çok daha hassastır. Sığ derinliklerde oluşturulan yeraltı açıklıklarının duraylılığı ve davranışı pek çok faktöre bağlıdır. Bunlar; açıklığın oluşturulduğu derinlik, yeryüzünün topoğrafyası, eğer uygulanırsa patlatma sonrası oluşan hasar, atmosferik koşullarda oluşan bozunma ve jeolojik yapısına bağlı olarak mevcut ortamdaki kaya kütlelerinin sertliğinin ve dayanımının azalması, yeryüzünde bulunan yapılardan gelen yük ve sığ derinliklerdeki gerilme alanıdır. Eğer oluşturulan açıklığın üzerindeki örtü tabakasının aşırı derecede bozunmuş ve düşük dayanıma sahip ise, düşük gerilme büyüklüklerinde dahi duraylılık problemleri ve hatta yenilmeler meydana

gelebilmektedir. Yapılan kazılar sonucunda, yerindeki kaya ortamının örselenmesi ile oluşan yer değiştirmelerin yeryüzüne etkisi, sığ derinliklerde çökmeye sebep olmakta ve oluşan çökme, yeryüzünde hali hazırda mevcut yapıların zarar görmesine neden olmaktadır. Yerleşim bölgelerinde, oluşabilecek çökmenin azaltılması ve minimum seviyede tutulması çok önemlidir. Bunun için uygun kazı yönteminin ve tahkimat sisteminin seçimi çok önemlidir. Tünel etrafındaki kaya kütlelerinin davranışına bağlı olarak, kazı yönteminin seçimi ve tahkimat sistemleri belirlenmektedir (Töyrä 2006). Ülkemizden ve dünyadan bazı sığ tünel örnekleriyle ilgili bilgiler Çizelge 2.1'de sunulmuştur.

Çizelge 2.1 Ülkemizden ve dünyadan bazı sığ tünel örnekleri.

Tünelin Adı ve Türü (Yeri)	Tünelin Keşit Şekli ve Boyutları (D: çap veya genişlik; h: yükseklik) [Kesit Alanı]	Yüzeyden Derinliği (H)	Derinlik / Genişlik Oranı (H /D)
Şişli - 4. Levent Mero Tüneli (İstanbul)	At nalı D = 6.16 m h = 6.30 m [36 m ²]	Ortalama 20 - 40 m	3 - 4
Nene Hatun Metro Tüneli (çift hat) (İzmir)	At nalı D = 9.70 m h = 8.60 m [65 m ² , kazı alanı]	Ortalama 30 -50 m	3 - 5
Kabataş- Taksim Füniküler Tüneli (çift hat) (İstanbul)	At nalı D = 10.70 m h = 8.40 m [43.4 m ² , iç alan]	31 - 49 m	3 - 4
Basmane – Konak – Çankaya Metro Tüneli (İzmir)	Dairesel D = 6.5 m	8 – 13.5 m (örtü katmanı)	1.7 - 2.6
2. Heinenoord Tüneli (Rotterdam, Hollanda)	At nalı D* = 8.30 m	16.65 m	2

Çizelge 2.1 (devam ediyor.)

Heatrow Express Deneme Tüneli (Londra, İngiltere)	NATM $D^* = 8.50$ m	19 m	2.2
Leone Tüneli (çift yol) (İtalya)	Dairesel $D = 6$ m	< 10 m	1-2
Munich Metro (Almanya)	Dairesel $D = 7$ m	6 – 25 m	1 - 3.5
Torino metrosu (İtalya)	Dairesel $D = 6.8$ m	~ 28 m	~ 4
Atina – Patra Demiryolu Tüneli (Yunanistan)	Dairesel $D = 12$ m	30 – 120 m	2.5 - 10
Piraeus tüneli (Yunanistan)	Dairesel $D = 10$ m	20 – 40 m	2 - 4
Los Angeles Westside Metro Tüneli (USA)	Dairesel $D \approx 7$ m	13 – 20 m	~ 2 - 3

2.3 SIĞ TÜNELLER ÇEVRESİNDEKİ ELASTİK GERİLMELER

Çevresindeki ikincil gerilmelerin dağılımı düzlem birim şekilde değiştirme çözümlenmesiyle matematiksel olarak bulunabilen iki boyutlu yeraltı açıklıklarının kesitleri çok çeşitlilik göstermektedir. Bunlara örnek olarak; daire, elips, ovaloid, dikdörtgen, kare ve kemer tavanlı kesitler gösterilebilir. Önerilen matematiksel çözümler, açıklığın boyutlarına (özellikle yüksekliğine) kıyasla çok büyük derinliklerde açılmış olan açıklıklar ile sınırlandırılmakta, yerçekimi kuvvetlerinin birincil gerilmeler ve dolayısıyla da ikincil gerilmeler üzerindeki etkisi ihmal edilerek, homojen birincil gerilme alanı varsayımına göre yapılmaktadır. Ancak, cisim (yerçekimi) kuvvetlerinin birincil gerilmelerdeki değişime etkisinin ihmal edilemeyeceği seviyelerde açılan sığ tüneller için bu yaklaşım pek geçerli olmamaktadır. Üstelik, açıklığın yüksekliğinin yüzeyden olan derinlik ile kıyaslanabileceği oldukça sığ tünel ya da galerilerde, yeryüzünün ek bir serbest yüzey olarak ayrıca göz önünde bulundurulması gerekmektedir (Gerçek 1990).

Sığ dairesel tünel çevresindeki gerilmelerin kuramsal çözümünde karşılaşılan ilk sorun problemin geometrisinin matematiksel olarak tanımlanmasından kaynaklanmaktadır. Jeffery (1920), düzlem elastisite problemlerinin iki kutuplu (bipolar) koordinat sisteminde çözümü için kullanılan genel bağıntıları ve gerilme işlevlerini elde ederek, “sığ dairesel tünel” problemine dolaylı olarak ilk katkıyı yapmıştır. Jeffery’nin (1920) bu çalışmasında;

- eksantrik bir dairesel delik içiren dairesel disk,
- iki dairesel delik içeren sonsuz plaka ve
- düz bir kenarla sınırlanmış yarı sonsuz plaka içinde bulunan dairesel delik

problemleriyle ilgili çözümler de sunulmaktadır. Özellikle sonuncu çözümde, plakanın düz kenarına paralel tek eksenli gerilme altındaki davranışının incelenmesi ve bu durumun sığ tünel problemine uygulanabilir olması önemli bir husustur. Her ne kadar Jeffery’nin bu özel çözümünde küçük bir hata bulunuyorsa da, daha sonraki benzer bir çalışmada (Mindlin 1948) bu hata düzeltilmiştir (Gerçek 1990).

Yeryüzünün etkisinin hesaba katılmadığı, yalnızca birincil gerilmelerin derinliğin bir işlevi olması durumunda dairesel tünel çevresindeki ikincil gerilme dağılımının incelendiği Yamaguti (1929) ve Schmidt’in (1931) çalışmaları, bu konuda daha sonraki gelişmeler olarak bildirilmektedir (Mindlin 1939, Gerçek 1990).

Mindlin (1939), iki kutuplu koordinatlar için ilk defa Jeffery (1920) tarafından geliştirilen düzlem elastisite eşitliklerini kullanarak, düşey birincil gerilmelerin derinliğe bağlı olarak değiştiği ve Poisson oranı ν olan yarı sonsuz elastik ortamda açılan yatay bir dairesel tünel çevresindeki ikincil gerilmelerin dağılımı, aşağıda verilen yatay birincil gerilme koşulları için incelemiştir:

a. $P_h = P_v$,

b. $P_h = [\nu / (1 - \nu)] P_v$ ve

c. $P_h = 0$.

Bu üç ayrı gerilme durumu için iki ayrı gerilme işlevi geliştiren Mindlin (1939), açıklık yüzeyinde oluşan teğetsel gerilmeleri veren iki kapalı tip çözüm (biri “a”, diğeri “b” ve “c” durumları için) elde etmiştir. Mindlin (1939)’in bu klasikleşmiş çözümü, yeryüzünün ve yerçekimi kuvvetlerinin birlikte göz önünde bulundurulduğu ilk çözümdür.

Savin (1961), ağır elastik plaka içinde açılmış olan dairesel delik çevresindeki gerilme dağılımına cisim kuvvetlerinin etkisini incelemiştir. Savin (1961)’in incelediği problemin düzlem birim şekil değiştirme çözümü, Kirsch’in (1898) klasik çözümü olarak bilinen, sonsuz genişlikteki ve ağırlıksız elastik plaka içinde açılan dairesel delik çevresindeki gerilmelerin dağılımını veren çözümün geliştirilmiş bir şeklidir. Savin tarafından verilen çözümlerin uygun bir şekilde süperpozisyonu yapılarak, birincil gerilmelerin derinliğe bağlı olarak değiştiği ortamda açılan dairesel tünel çevresindeki elastik gerilme dağılımı elde edilebilmektedir.

Daha sonra, Mindlin’in (1939) çözümü diğeri araştırmacılar (McNiven and Ewoldsen 1969, Ewoldsen 1972) tarafından yatay birincil gerilme koşullarına iki durum daha eklenerek ($Ph = k.Pv$ ve $Ph = \text{sabit}$) geliştirilmişse de kapalı tip bir çözüm verilmemiş, yalnızca gerilme işlevleri sunulmuştur.

70’li yılların başından itibaren sığ tünel problemi, sayısal gerilme çözümlemesi (sonlu elemanlar, sınır elemanları, vb.) yöntemleri kullanarak çok çeşitli araştırmacılar tarafından incelenmiştir (Barla 1972, Barla and Ottoviani 1974, Kumar 1986, Fainstein et al. 1987).

Sığ bir dairesel tünel yüzeyindeki noktalarda oluşan elastik teğetsel gerilmeleri veren bağıntı, aşağıdaki iki temel çözümün süperpozisyonu ile elde edilmiştir:

- Yatay bir düzlem ile sınırlandırılmış, yerçekimi kuvvetlerinin etkisi altındaki, yarı sonsuz elastik bir ortamda açılan yatay bir dairesel tünel yüzeyindeki teğetsel gerilmeleri veren Mindlin’in (1939) çözümünün genelleştirilmiş şekli (Şekil 2.1).
- Düz kenarına paralel doğrultuda etkiyen tek eksenli gerilme altındaki yarı sonsuz elastik plakanın kenarında açılmış olan dairesel delik çevresindeki gerilmeleri veren Jeffery’nin (1920) çözümünün Mindlin (1948) tarafından düzeltilmiş şekli (Şekil 2.1).

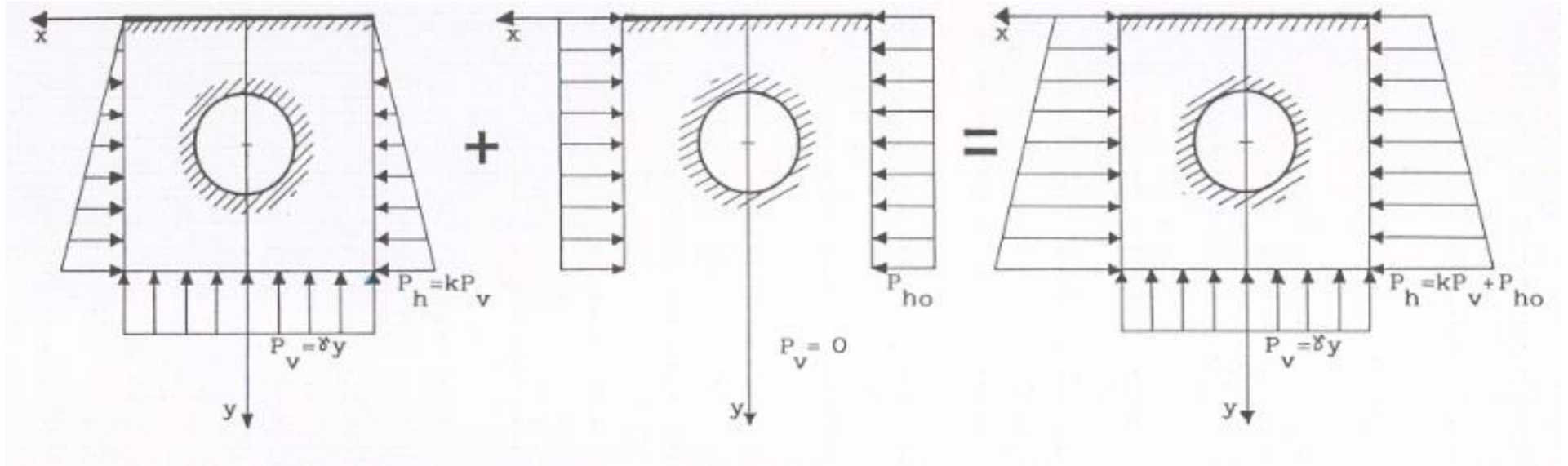
Birleştirilmiş çözümde (Şekil 2.1) birincil gerilme alanı düşey konumdaki $Pv = \gamma.h$ ve yatay konumdaki $Ph = k.Pv + Ph_0$ asal bileşenleri ile tanımlanmaktadır.

Sıg tünel için verilen çözüm iki kutuplu koordinatlarda yapılmıştır. İki kutup koordinatlardaki bir P (α , β) noktasının koordinatları,

$$\alpha = \ln\left(\frac{r_1}{r_2}\right) \quad (2.1)$$

$$\beta = \phi_1 - \phi_2 \quad (2.2)$$

bağıntılarını sağlamaktadır. Burada; r_1 ve r_2 , (x , y) düzleminde P noktasının sırasıyla (0, -a) ve (0, +a) kutuplarına olan uzaklıkları, ϕ_1 ve ϕ_2 de P'den kutuplara çizilen doğrultuların x eksenine yaptıkları açılar olup, β ise kutuplara çizilen ışınsal (radyal) doğrultular arasındaki açıdır (Şekil 2.2).

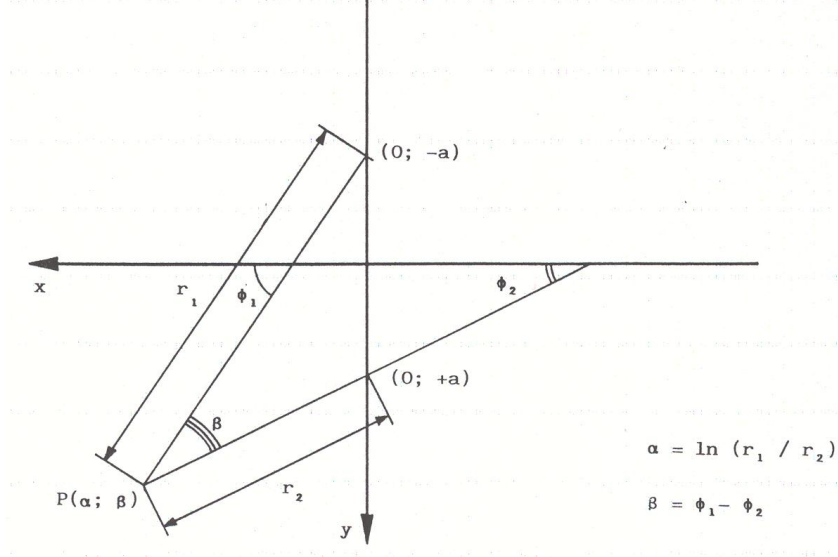


a. Mindlin (1939) çözümünün genelleştirilişi

b. Jeffrey (1920) çözümünün Mindlin (1939) tarafından düzeltilmiş şekli

c. Birleştirilmiş çözüm

Şekil 2.1 Birleştirilmiş çözümün elde edilişi (Gerçek 1990).



Şekil 2.2 İki kutuplu koordinatlarda P (α, β) noktasının tanımlanması (Gerçek 1990).

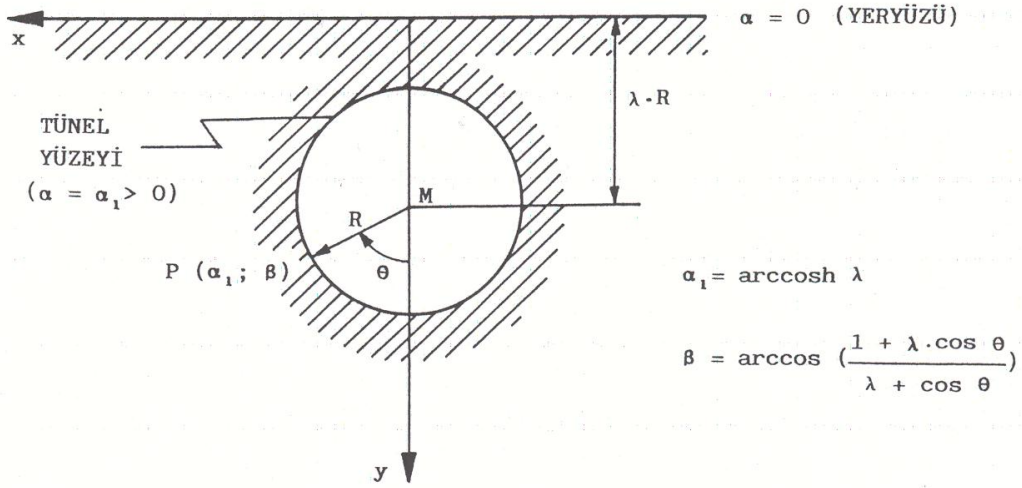
Çözümde, $\alpha = \alpha_1 > 0$ değeriyle tanımlanan $R = a / \sinh \alpha_1$ yarıçaplı tünelin merkezi yeryüzünden ($\alpha = 0$ ile çakışan x ekseninden) λR kadar uzaklıktadır. Verilen bir $\lambda > 1$ değeri (yarıçap cinsinden derinliği belirten bir katsayı) için $\alpha = \alpha_1$ koordinat bileşeni,

$$\alpha_1 = \arccos h\lambda \quad (2.3)$$

bağıntısından bulunarak α_1 çemberi belirlenir. Bu çember üzerindeki bir P (α, β) noktasını M merkezine birleştiren doğrultunun y eksenini saat dönüşü yönünde yaptığı kutupsal açı θ olsun (Şekil 2.3). Söz konusu noktanın iki kutuplu koordinatlardaki β bileşeni,

$$\beta = \arccos \left[\frac{(1 + \lambda * \cos \theta)}{(\lambda + \cos \theta)} \right] \quad (2.4)$$

bağıntısından bulunmaktadır.



Şekil 2.3 Çözümü yapılan problemin geometrisi (Gerçek 1990).

Birleştirilmiş çözümde, açıklık yüzeyinde oluşan teğetsel gerilmeler, tünel açılmadan önce tünel merkezine etkiyen düşey birincil gerilmeye göre normalleştirilmiştir. Bu durumda, açıklık yüzeyindeki teğetsel gerilme yığılması katsayıları şu bağıntı kullanılarak hesaplanmaktadır (Gerçek 1990):

$$\begin{aligned}
 \frac{\sigma_{\theta}}{P_v} = & 2 \left(1 - \frac{\cos \theta}{\lambda} \right) \left\{ \frac{\cos \theta}{\lambda - \cos \beta} + \frac{\left[\lambda + \frac{(1.75 - 2\nu) \cos \beta}{1 - \nu} \right]}{(\lambda^2 - 1)^{0.5}} - 2 \exp(-\alpha_1) \cos \beta + A' \right\} \\
 & - \frac{1 - k}{\lambda} \left\{ \cos \theta + 2\lambda \cos 2\theta + \cos 3\theta + (\lambda - \cos \beta) \left[\frac{\lambda + \cos \beta}{(\lambda^2 - 1)^{0.5}} + \frac{2}{3} (\lambda^2 - 1) B' \right] \right\} \\
 & + 2k_0 \left\{ \cos 2\theta + (\lambda - \cos \beta) \left[\frac{0.5}{(\lambda^2 - 1)^{0.5}} + 2 \exp(-2\alpha_1) \cos \beta + C' \right] \right\} \quad (2.5)
 \end{aligned}$$

Burada, $k_0 = P_{ho} / P_v$ olup; A' , B' ve C' katsayıları da

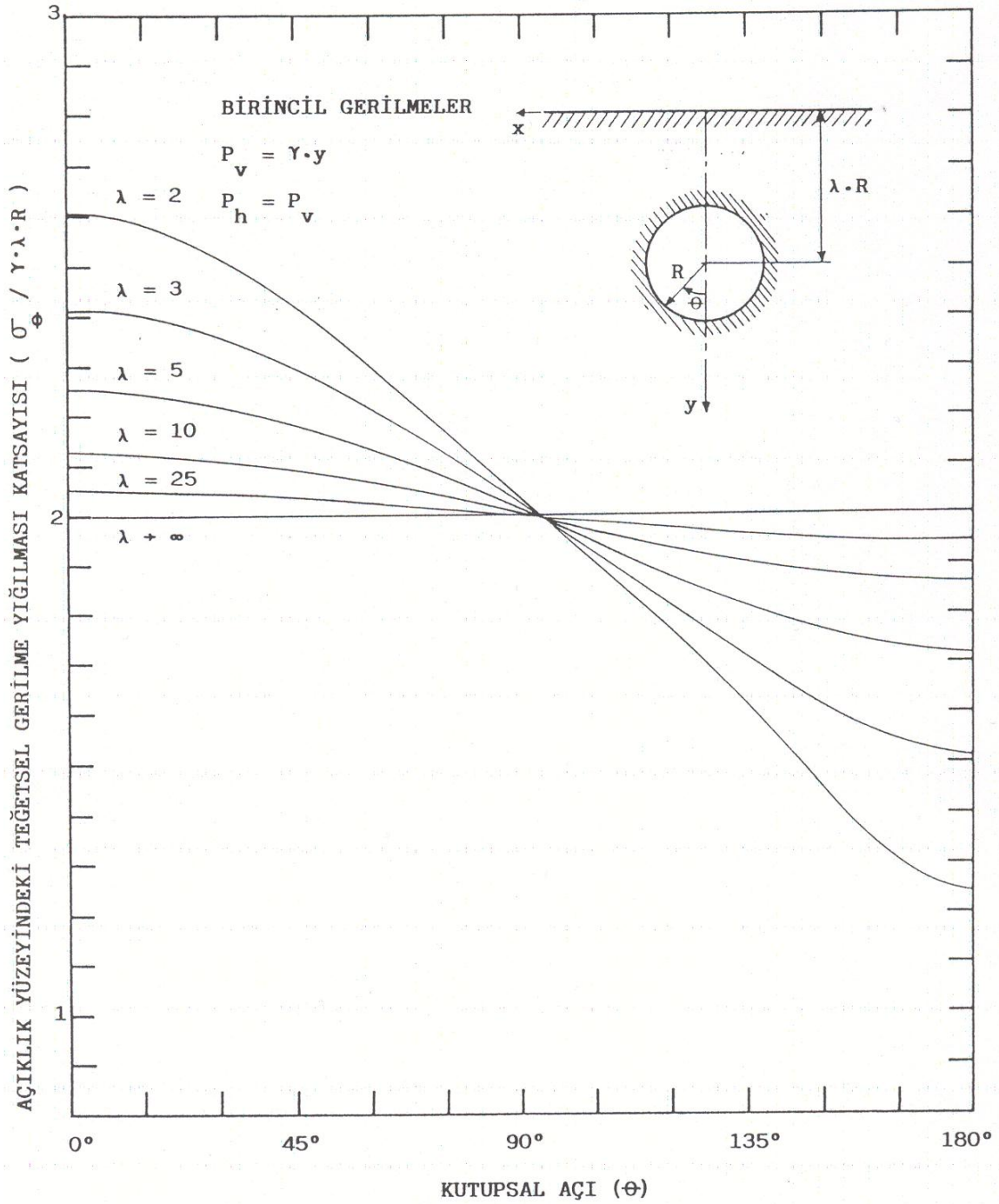
$$A' = \sum_{n=2}^{\infty} n \exp(-n\alpha_1) \left[\frac{\sinh 2n\alpha_1 - n \sinh 2\alpha_1}{2(\sinh^2 n\alpha_1 - n^2 \sinh^2 \alpha_1)} - 1 \right] \cos n\beta \quad (2.6)$$

$$B' = \sum_{n=2}^{\infty} n(n^2 - 1) \left[\frac{\sinh n\alpha_1}{(\sinh^2 n\alpha_1 - n^2 \sinh^2 \alpha_1)} - 2 \exp(n\alpha_1) \right] \cos n\beta \quad (2.7)$$

$$C^t = \sum_{n=2}^{\infty} \left[\frac{n^2 * \sinh \alpha_1 * \cosh n\alpha_1 - n \sinh n\alpha_1 * \cosh \alpha_1}{\sinh^2 n\alpha_1 - n^2 \sinh^2 \alpha_1} - 2n(n * \sinh \alpha_1 - \cosh \alpha_1) * \exp(-n\alpha_1) \right] \cos n\beta \quad (2.8)$$

sonsuz serileri kullanılarak hesaplanmaktadır. Bu katsayılar hesaplanırken, tünelin yeryüzüne (λ 'nın 1'e) yaklaşması durumunda serilerin yakınsamasının yavaşladığı; tersi durumlarda hızla yakınsadığı dikkate alınmalıdır. Örneğin, $\lambda \geq 1.5$ için $n \leq 10$ alınması yeterli olmaktadır. Yukarıda verilen eşitlikte, sağ tarafın ilk dört satırı Mindlin (1939) çözümünün genelleştirilmiş şekli olup, son satır ise Jeffery (1920) çözümünün Mindlin (1948) tarafından düzeltilmiş şeklidir. Birleştirilmiş çözüm, bu şekli ile $\lambda > 1$ olmak üzere, k ve k_0 'ın tüm değerleri için geçerli olmaktadır.

Birleştirilmiş çözüm bağıntısı incelendiğinde, açıklık yüzeyindeki teğetsel gerilme yığılması katsayılarının birincil gerilmelerin oranına (k ve k_0), ilgilenilen noktanın konumuna (θ veya β), açıklığın derinliğine (λ veya α_1) ve ortamın Poisson oranına (ν) bağlı olduğu görülmektedir. Bilindiği gibi, ilk iki parametre Kisch'in (1898) klasik çözümünde de söz konusu olup, birleştirilmiş çözümde bunlara Poisson oranı ve serbest yüzeyin etkisi de eklenmektedir (Gerçek 2000). Verilen eşitlikten de anlaşılacağı gibi, açıklık yüzeyinde $\theta_0 = \arccos(-1/\lambda)$ olan noktalardaki teğetsel gerilme yığılması katsayıları ortamın Poisson oranından etkilenmemektedir. Poisson oranı arttıkça, açıklık yüzeyinde $\theta < \theta_0$ olan noktalardaki teğetsel gerilme yığılması katsayılarının mutlak değeri hafifçe azalırken, $\theta > \theta_0$ olan noktalarda ise bunun tersi olmakta, en büyük artış tünelin tepe noktasında meydana gelmektedir (Şekil 2.4). Ewoldsen'e (1972) göre, Poisson oranının bu etkisi sığ derinliklerde ve tünel yüzeyinde en yüksek olup, tünelden uzaklaştıkça ve derinlik arttıkça azalmaktadır (Gerçek 1990).



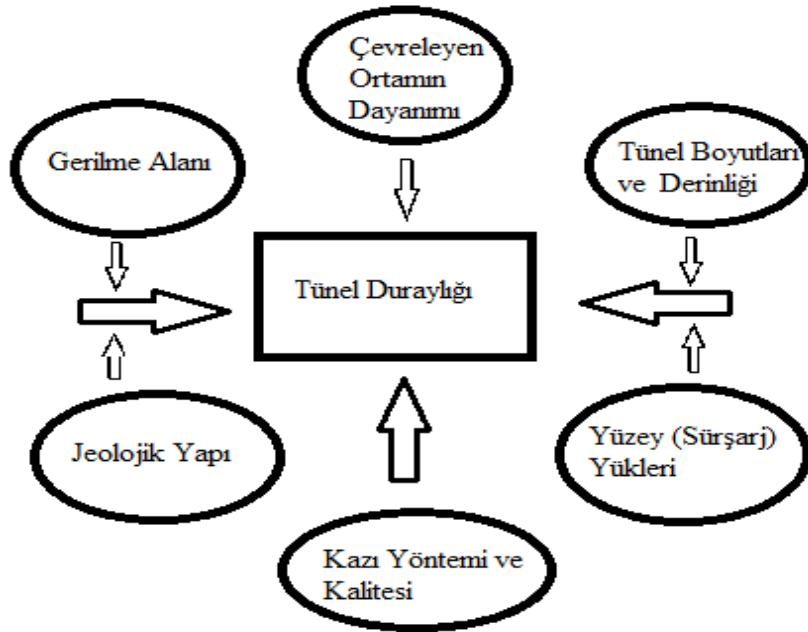
Şekil 2.5 Tünel yüzeyindeki gerilmelere derinliğin etkisi (Gerçek 1990).

Doğal olarak tünelin yeryüzüne göre konumu açıklık yüzeyindeki parametreleri etkileyen en kritik parametredir. Mindlin (1939), yeryüzünün gerilme dağılımına etkisinin yalnızca $\lambda \leq 1.5$ olduğu durumlarda belirgin olduğunu bildirmektedir. Ewoldsen (1972) ise tünel yüzeyindeki gerilmeler için doğru olan bu gözlemin, tünel çevresindeki gerilmeler için pek geçerli

olmadığını; ancak, tünel çapının yaklaşık 5 katından fazla olan derinliklerde yeryüzünün etkisinin pratik olarak kaybolduğunu belirtmektedir.

2.4 SİĞ TÜNELLERDE YENİLME MEKANİZMALARI

Sığ tünellerde, tünelcilik neticesinde meydana gelen zemin hareketleri, açılan açıklığı etkilediği gibi yeryüzünde yer alan yapı ve tesisleri de etkileyebilmektedir. Tünel derinliği arttıkça, yeryüzüne olan etki azalırken; özellikle, sığ tünellerde oluşan zemin hareketlerinin düşük seviyede tutulması, hatta bu hareketlerin önlenmesi, büyük önem taşımaktadır. Doğal ortamında zemin ya da kayada oluşturulan tünel vb. yeraltı açıklıkları, açıklığı çevreleyen ortamda yer değiştirmelere sebep olmakta ve oluşan bu arazi hareketleri açılan açıklık ve çevresinde duraysızlık problemleri yaratmaktadır. Tüneli çevreleyen ortamın jeolojik, hidrojeolojik, jeoteknik ve jeomekanik özellikleri yanında, yeryüzünden ek olarak gelebilecek yükler, açıklık boyutları ile tünelin konumu yani derinliği, uygulanacak kazı yöntemi ve uygulamanın niteliği ile birincil gerilme alanı, tünel duraylılığını önemli ölçüde etkilemektedir (Şekil 2.6).



Şekil 2.6 Tünel duraylılığını etkileyen faktörler (ITA 2007, Töyrä 2006).

Özellikle, sığ tünelin yüzeyden derinliği ve açılan yeraltı açıklığının boyutları, duraylılığı önemli ölçüde etkilemektedir. Bu kapsamda, açılan tünelin ayakta kalma (kendini tutma) süresi ve üzerinde tavan kemerinin oluşması önemlidir. Ayrıca, sığ tünellerde açıklık

çevresindeki ortamın genellikle bozunmuş olması da kaya kütlesinin dayanımını düşürmekte ve çoğu zaman zayıf ortam koşullarında ilerlemeler yapılmaktadır. Zayıf kaya kütlesinde yapılan bir ilerlemede delme – patlatma kazı yönteminin seçilmesi durumunda, patlatma kalitesine bağlı olarak, kaya kütlesinin örselenme eğiliminin yüksek olması, açıklığı çevreleyen kaya kütlesinin dayanımının azalmasında önemli bir etkisi olmaktadır.

Sığ derinliklerde açılan tüneller daha çok yerleşim bölgelerinde konumlandırıldığı için yüzeyde bulunan yapılardan gelen yükler de tünel duraylılığını etkilemektedir. Yüzeyde yer alan yapının ağırlığı genellikle tünel duraylılığı için olumsuz etki yaratır. Bununla birlikte, sığ bir tünelin duraylılığının etkilenmesi sonucunda meydana gelebilecek yenilmeler de yeryüzünde yer alan yapıların olumsuz yönde etkilemektedir.

Jeolojik ve hidrojeolojik koşullar da tünel duraylılığı için belirleyicidir. Kaya kütlesinde mevcut olan fay, kırıklı ve çatlaklı bölgeler ile süreksizlikler, yoğun atmosferik etkileşim nedeniyle sığ derinliklerde oldukça büyük sorunlara yol açabilmektedir.

Sığ derinliklerde, çoğu zaman karmaşık olan birincil gerilmelere bağlı olarak oluşabilecek yenilmelerde tünel duraylılığını önemli ölçüde etkilemektedir (Töyrä 2006).

Yukarıda bahsedildiği gibi, sığ tünellerin duraylığında çok sayıda faktörün etkisi olmaktadır ve bu etkiler Şekil 2.7’de görselleştirilmiştir.

Açıklık çevresindeki ortamın dayanımı	
Tünel boyutları ve konumu	
Yüzey yükleri	
Jeolojik yapı	
Gerilme alanı	

Şekil 2.7 Sığ tünellerde tünel duraylılığı etkileyen faktörler (Töyrä 2006).

Zayıf nitelikteki kaya kütesinde sığ bir tünel tasarlandığında, derin tüneller için pek önemi olmayan veya daha az önemi olan, birkaç problem ile karşı karşıya kalınmaktadır. Bunlar;

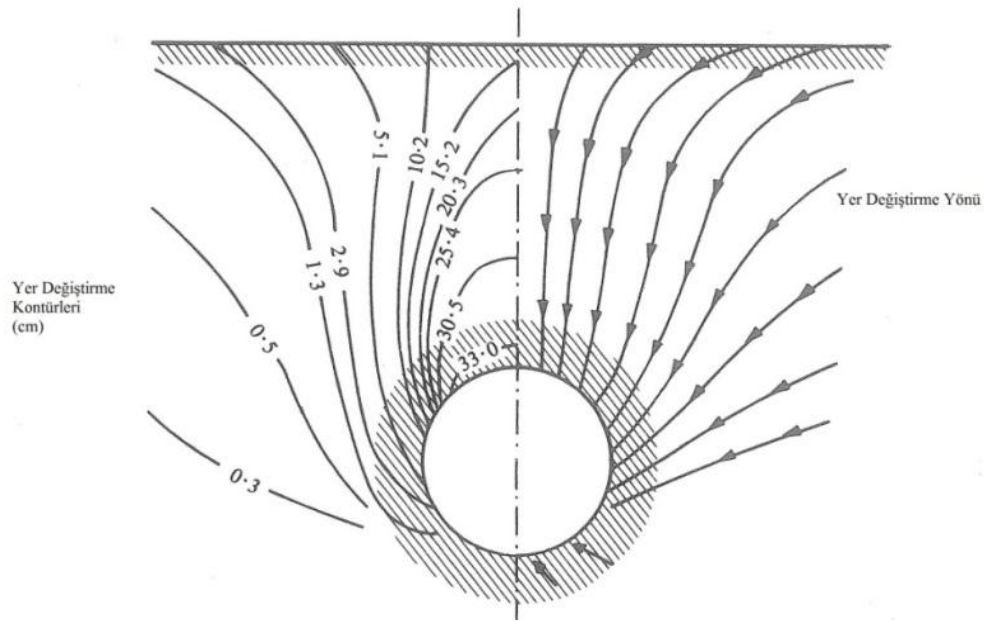
- Sığ derinliklerde açılan tünellerde yüzeye varan çökmeler meydana gelmektedir. Bu durum zayıf kaya kütesindeki derin tüneller etrafında meydana gelen sıkışmadan farklı bir yenilme olayıdır.

- Farklı yenilme olaylarından dolayı, geleneksel kaya tahkimat etkileşimi veya yer değiştirme tanımlaması, sığ tünel problemi için uygulanamaz. Sığ derinlikteki tüneller için geleneksel yaklaşımlar, genellikle tünel üstündeki örtü katmanı ağırlığından hesaplanan kaya yüküyle ilgili hususları içerir.
- Zayıf kaya kütlelerinde açılan sığ tünellerdeki sorunlar, açıklığı çevreleyen kaya kütlelerindeki yenilmelerin yanı sıra genellikle kazı arınında oluşan duraysızlık problemlerini de içermektedir.
- Yüze yakın kaya kütleleri, sığ konumda oluşturulan açıklığın bir sonucu olarak, gerilme rahatlamasına, atmosferik koşullarda bozunmaya ve patlatma hasarına maruz kalmaktadır. Bu işlemler kaya kütlelerinin yer değiştirme karakteristiklerinin ve dayanımının tanımlanmasında çok önemli bir rolü olan kaya blokları arasındaki bağlantıyı yok eder veya bozar. Bu nedenle, yüze yakın kaya kütleleri daha derinlerde var olan koşullardaki benzer kaya kütlelerine göre daha hareketli olma eğilimindedir (Hoek 2004).

Sığ tünellerde, yeryüzüne olan yakınlık nedeniyle meydana gelen zemin hareketleri sonucunda "çökme" olarak adlandırılan yenilmeler meydana gelmektedir. Çok sığ tüneller tasarlanırken, tünelin yüze yakınlığı ve geçilen malzemenin çökmeye olan eğilimi dikkate alınmalıdır. Sığ tüneller karşılaşılan diğer bir yenilme türü ise, aktif kil mineralleri içeren zeminlerde meydana gelen şişme problemleridir.

2.4.1 Çökme

Çökme olgusu, özellikle yerleşim bölgelerinde taşıma planları ile ilintili olarak inşa edilen sığ tünellerin kazısı sırasında oldukça sık karşılaşılan bir olaydır. Dünya genelindeki büyük şehirlerdeki metroların yapımı sırasında oluşan zemin hareketlerinin yeryüzüne etkisi sonucunda, çökmeler meydana gelmiş ve bunlardan bazıları ise yeryüzündeki yapılarda hissedilir hasarlara sebep olmuştur (Whittaker and Reddish 1989). Tünelin inşası sırasında, tüneli çevreleyen ortamda oluşan zemin hareketleri Şekil 2.8'de gösterilmekte olup, zemin hareketlerine bağlı olarak gerçekleşen bir çökme olayı Şekil 2.9'da çökmenin neden olduğu bir durum gösterilmektedir.



Sığ tüneller etrafındaki nihai yerdeğiştirme modeli

Sığ tünel etrafındaki çökme karakteristikleri

Şekil 2.8 Tünel etrafındaki ortamın hareketi (Whittaker and Reddish 1989).



Şekil 2.9 Bir sığ tünelde yeryüzüne ulaşan bir çökme sonucu gerçekleşen kaza (Kolymbas 2005).

Çökme, zemin kaybı ile herhangi bir tahkimatsız tünel açıklığının duraylılığının etkilenmesi olarak tanımlanmaktadır (Whittaker and Firth 1990). Çökmenin gerçekleşmesinde pek çok faktörün etkisi vardır. Çökme olayını etkileyen faktörler şunlardır:

- Tünelin açıldığı ortamın özellikleri,
- Tünelin boyutları, tahkimatı ve tünel açma yöntemi,
- Tünelin yüzeyden derinliği ve
- Birincil gerilme alanı.

Ortamın jeolojik ve hidrojeolojik koşulları, tünel inşası başlamadan önce yapılan ön çalışmalar ile belirlenmeli ve herhangi bir çökmenin yaşanması ihtimaline karşı gerekli önlemler alınmalıdır. Yeraltı açıklığı eğer sağlam ortamda oluşturulursa, kayacın dayanıklı olması sebebiyle açıklık fazla bir tahkimata gerek olmadan ayakta kalabilmektedir. Sığ tüneller genelde kalıcı tahkimat için özel koşulların gerektiği zayıf, çatlaklı, bozunmuş ve zemin türü ortam koşullarında açılmaktadır. Ortamın karakterinin zayıf olması, verimli ve çok etkili bir geçici tahkimat sistemi var olmadıkça açıklık çevresinde oluşacak yenilmeleri artırmaktadır (Whittaker and Reddish 1989).

Tünelin boyutları, yüzeyde oluşabilecek çökmenin gelişmesinde önemli rol oynar. Büyük tünel genişliklerinin sağlam ortamda oluşturulmaları tercih edilmektedir (Whittaker and

Reddish 1989). Tünel genişliğinin artmasıyla oluşan yer değiştirme probleminin kontrolü zayıf ortamlarda daha zor olmaktadır. Tünel genişliği arttıkça geçici tahkimatın etkili olarak kullanımı azalmaktadır, sonuçta zayıf ortamlarda açılan tüneller için özel önlemler gerekmektedir (Whittaker and Reddish 1989).

Geleneksel elle kazı, delme – patlatma veya makine ile ilerleme gibi tünel kazısı yöntemlerinde, kazı ve tahkimat uygulamaları arasında genellikle gecikmeler yaşanmaktadır. Çökmenin oluşması için kazıdan sonra uygulanacak tahkimatın zamanlaması çok önemlidir. Eğer tünel açıklığı sağlam bir yapıda oluşturulduysa, tahkimatın kurulması için gerekli zamanı çevre kayaç sağlayabilir. Ancak, sığ ve zayıf ortam koşullarında açılan tüneller için bu olgu oldukça farklıdır. Tünelin inşası sırasında, açıklığın belirli bir mesafe önünden başlayan yer değiştirmeler, hem tüneli hem de üzerinde yer alan yapıları olumsuz etkileyeceğinden gerekli tahkimat sisteminin uygun zamanlarda yapılması önemlidir. Tasarlanan tünelin ve çevresinde yer alan yapıların duraylı ve sağlam kalması için, özellikle kapalı arınlı ve kalkan tünelciliği uygulanarak, kazı – tahkimat uygulamalarında yaşanacak gecikmelerin tamamen azaltılmasını sağlanmaktadır. Böylece arın kısmına uygulanan sürekli tahkimat ile yer değiştirmeler oldukça azalırken, kalkan ile de ışınsal (radyal) tahkimat sağlanmaktadır. Yerleşim bölgelerinin altında açılan tüneller için bu şekilde bir kazı – tahkimat yönteminin uygulanması oldukça önemlidir. Her ne kadar tünel kazı planı ve uygulaması iyi olsa da, operasyonların kendisinden kaynaklanan bir miktar çökmenin gerçekleşme olasılığı bulunmaktadır. Eğer, sığ tünellerde büyük tavan göçükleri meydana gelirse; bu durum, yeryüzüne varan çökme çukurları ya da çökme bacalarının oluşmasına neden olabilir. Böyle durumlarda, tavan çökmesiyle boşluğun büyümesi ve yukarı doğru ilerlemesini önlemek amacıyla enjeksiyon gibi çeşitli boşluk doldurma tekniklerinden yararlanılmaktadır (Whittaker and Reddish 1989).

Tünelin üstündeki yüzeyde çökmenin meydana gelme olasılığını en çok etkileyen faktör yüzey – tünel arasındaki derinliktir. Eğer tünel yeryüzünden yeterli derinlikte konumlandırıldıysa, oluşabilecek çökmelerin etkisi yüzeye ulaşmadan tükenmektedir. Bu nedenle, derinlerde açılan tünellerin yüzeye olan etkisi oldukça sınırlıdır. Ancak sığ ortamda açılan tünellerde ise bu durum geçerli değildir. Ayrıca oluşabilecek bir çökmenin yüzeye olan etki zamanlaması da sığ ve zayıf ortamlarda oldukça kısa olmak ile birlikte uzun zamanlar sonra gerçekleşen çökme olayları ile de karşılaşılmaktadır (Dyne 1998). Tünelin boyutlarına göre uygun derinliğin hesaba katılması gerekmektedir. Yeryüzü ile yeraltında açılan tünel

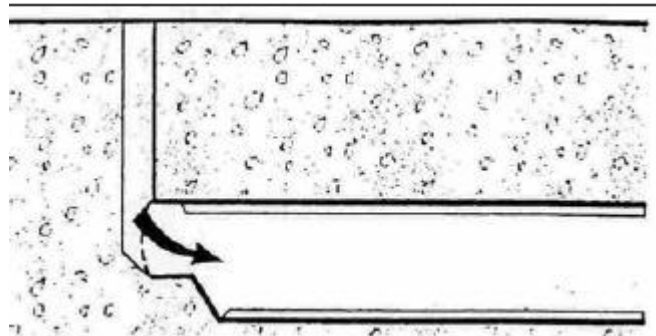
$$H_c = A^{-\frac{1}{B}} \left(\frac{\gamma}{\sigma_{ci}} \right)^{\frac{1-B}{B}} L_2^{\frac{1}{B}} + \sqrt{R^2 - L_2^2} - R \quad (2.9)$$

Burada; H_c kritik derinlik, R tünelin yarıçapı, γ örtü katmanının birim hacim ağırlığı, σ_{ci} örtü katmanının tek eksenli basınç dayanımı, A ve B ise malzeme sabitleri olup 0 ile 1 arasında değerler almaktadır.

Doğal birincil gerilme alanı, sığ tünellerin duraylılığının etkilenmesinde ve sonuçta çökmenin meydana gelmesinde rol oynamaktadır (Whittaker and Reddish 1989). Tünel kazısı, ortamdaki mevcut birincil gerilmeleri etkileyerek açıklık çevresinde yeni bir gerilme alanının oluşmasına neden olmaktadır. Oluşan ikincil gerilme alanı, mevcut birincil gerilme alanı ile birlikte tünelin açıldığı ortamın mekanik özelliklerine ve tünelin geometrisine (şekil ve boyutlarına) bağlıdır. Tüneli çevreleyen ortamın dayanımının aşıldığı durumlarda, açıklık çevresindeki gerilmelere bağlı olarak yenilmeler meydana gelmektedir.

Tünel kazısı sırasında ve sonrasında, meydana gelen zemin hareketlerinin etkisi sonucunda yeryüzünde iki tür yenilme şekli gözlenmektedir. Bunlar; çökme çukuru ve baca şeklinde oluşan çökmelerdir (ITA 2007, Pariseau 2007).

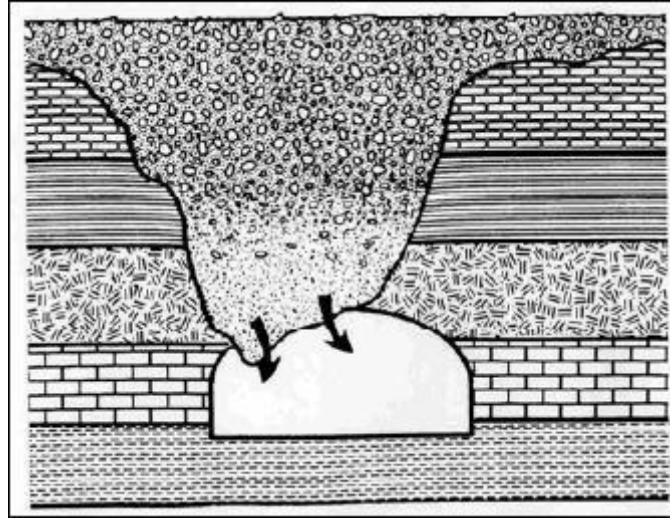
Tüneli çevreleyen ortamın dayanımı aşıldığında, kaya kütlesi veya zemin ortamında oluşan çatlama ve yenilmeler sonucunda tünelin üzerindeki tabakalar ya da zemin tünelin içine doğru gelmeye başlaması sonucunda baca şeklinde çökme olgusu görülmektedir (Pariseau 2007). Brady and Brown (2005), tünel inşası sırasında farklı jeolojik koşullara göre oluşabilecek üç farklı baca şeklinde göçme mekanizmasını tanımlamışlardır. Tanımlanan bu üç yenilme mekanizması genellikle tünelin üzerindeki örtü tabakasının zayıflığına bağlı olarak oluşmaktadır (Şekil 2.11).



Şekil 2.11 Tünelin üzerindeki zayıf örtü tabakası (Seidenfuss 2006).

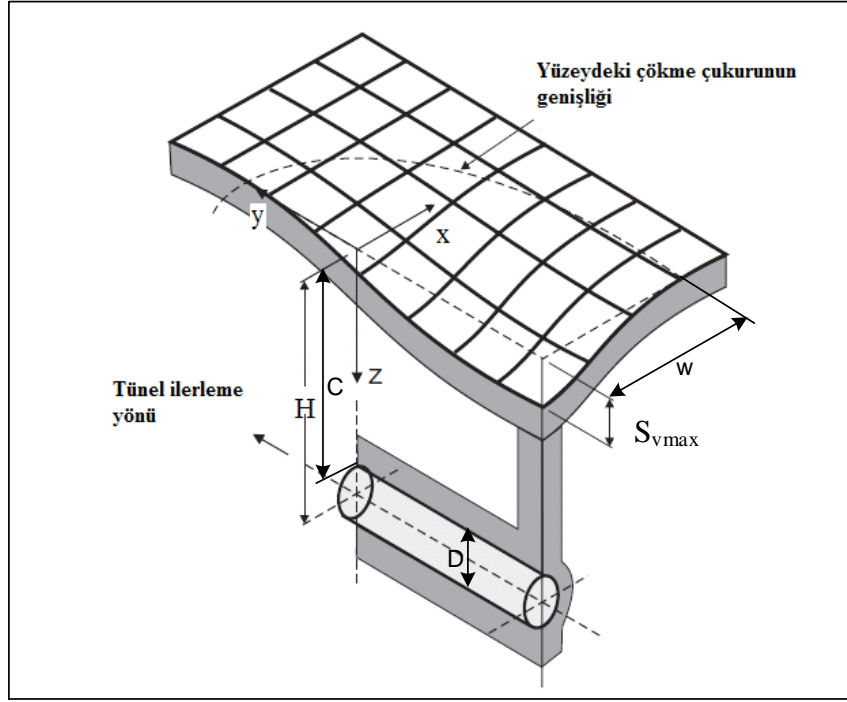
Birinci yenilme mekanizması, bozunmuş ya da zayıf kayada meydana gelmektedir. Eğer gerekli tahkimat önlemleri alınmaz ise tünelin tavanında ya da yan duvarında yenilme başladığında, ilerleyerek yeryüzüne kadar ulaşmaktadır. Tünel üzerindeki zayıf ortam yenilmeye başladığında açıklığa doğru akma eğilimi göstermektedir (Şekil 2.11). Bazen, geçkisi eski bir nehir yatağını kesen sığ tünellerde de bu mekanizmayla karşılaşılır (Şekil 2.12). Bu ilerleyen yenilme modeli, kum ve kilde açılan sığ tüneller için yapılan model çalışmalarında oluşan yenilme şekli ile karşılaştırıldığında uyumlu bir ilişki göstermektedir (Atkinson et al. 1975).

İkinci yenilme mekanizması, sürekliliği olan bir yenilme mekanizması olup, kaya kütleindeki mevcut süreksizliklere bağlı olarak oluşmaktadır. Üçüncü yenilme mekanizması ise, yukarıda bahsedilen diğer iki yenilme mekanizmasından farklı olarak süreksizlik yüzeylerinin düşük kayma dayanımına ve süreksizlikler tarafından kesilmiş kısmın yerçekiminin etkisi sonucunda düşmesi gibi, bir veya daha fazla önemli yapısal özelliğe bağlı olarak oluşmaktadır.



Şekil 2.12 Eski bir nehir yatağında açılan sığ tünellerde çökme (Whittaker and Frith 1990).

Tünelcilik çalışmaları sırasında karşılaşılan bir diğer çökme şekli ise yeryüzünde oluşan çökme çukurlarıdır. Kazı çalışmaları ve arazi tepkimesi sonucunda açıklık çevresinde düşey ve yatay yer değiştirmeler meydana gelmektedir. Meydana gelen bu yer değiştirmeler çökme çukuru olarak da tarif edilmektedir (ITA 2007). Şekil 2.13'te tünelcilik sonucunda oluşan yer değiştirmeler ve bu yer değiştirmelere sonucu oluşan çökme çukuru geometrisi verilmektedir.



Şekil 2.13 Tünelcilik sonucu çökme çukurunun geometrisi (Attewel et al. 1986; Möller'den değiştirilerek 2006).

Tünel tasarımı yapılırken yerinde yapılan incelemelerin de önemli bir yeri vardır. Literatürde, tünelcilik sonucu oluşabilecek yer değiştirmelerin ve bunların yüzeye olan etkisinin yani çökmenin belirlenebilmesi için görgül (ampirik), analitik ve sayısal yöntemler olmak üzere çok sayıda yaklaşım geliştirilmiş ve uygulama bulmuştur.

2.4.1.1 Görgül (Ampirik) Yöntemler

Yeryüzünden belirli bir derinlikte tünel kazısı sırasında, tünelin açıldığı zemin veya kaya ortamının doğal yapısı örselenmekte ve yer değiştirmeler (deformasyonlar) oluşmaktadır. Oluşan bu deformasyonlar yani zemin hareketleri sığ derinliklerde yeryüzüne kadar ulaşabilirken daha derin koşullarda belirli bir sınırdan kalmaktadır ve yeryüzüne olumsuz bir etkisi olmamaktadır. Sığ tünellerin oluşturulması sırasında oluşan yer değiştirmelerin yeryüzüne olan etkisi önemlidir. Tünel kazısı ve sonrasında oluşan deformasyonlar ve bunların etkileri üzerine iki farklı koşul tanımlanmıştır:

- Birinci koşulda; kazılan açıklığın üzerinde, tünel çapının 1.0 – 1.5 katı büyüklüğünde deformasyonlardan etkilenmiş bölge oluşmaktadır. Tünel tavanı ile yeryüzü arasındaki uzaklığa C , tünel çapına veya genişliğine D dersek; $C/D > 2.5$ olduğu koşullarda, etkilenen bölgenin yeryüzüne herhangi bir etkisi olmamaktadır. Bu durum derin tünellerde geçerlidir.
- İkinci koşulda ise $C/D < 2.5$ olduğunda yani tünel yeryüzüne oldukça yakın konumlandırıldığında ve yetersiz bir tahkimat sistemi uygulanması sonucunda oluşan deformasyonlar yeryüzünü olumsuz şekilde etkilemektedir (Pantet 1991, ITA 2007).

Görgül yöntemler, yüzeyde oluşabilecek çökmenin tahmin edilmesinde de kullanılmaktadır. Çökmenin tahmininde en çok kullanılan görgül yaklaşım normal dağılım eğrisidir (Gaussian eğrisi). Peck (1969), normal dağılım eğrisi şeklinde çökme profilini ilk kez tanımlayarak, çökmenin tahmin edilmesinde bir bağıntı ortaya koymuşlardır. Daha sonraki yıllarda, Cording and Hansmire (1975), Atkinson and Potts (1977), Attewell and Woodman (1982), O'Reilly and New (1982) gibi araştırmacıların çalışmaları ile çökmenin tahmin edilmesinde çeşitli görgül yaklaşımlar sunulmuştur (Aoyagi 1995). Gauss yani normal dağılım eğrisinin, yüzeyde meydana gelebilecek maksimum çökme " S_{vmax} " ve bükülme noktası olarak tanımlanan " i " olmak üzere iki önemli değişirgesi vardır. Çizelge 2.2'de çeşitli araştırmacılar tarafından, tüneller üzerinde meydana gelebilecek çökmenin tahmininde kullanılabilecek bağıntılar gösterilmektedir.

Çizelge 2.2 Tünel üzerinde meydana gelen çökme tahmininde kullanılan görgül yöntemler (Dolzhenko 2002, Ranjith and Jasinge 2007, Strokova 2010).

ARAŞTIRMACILAR	i (Bükülme Noktası)	Araştırma Yöntemi
Peck (1969)	$\frac{2i}{D} = \left(\frac{H}{D}\right)^{0.8-1.0}$	Arazi gözlemleri
Attewel ve Farmer (1974)	$\frac{2i}{D} = \left(\frac{H}{D}\right)^{1.0}$	Arazi gözlemleri
Attewel (1977)	$i = 0.5 H$	Killer için geçerli
Atkinson ve Potts (1977)	$i = 0.25(1.5C+D)$ $i = 0.25(C+D)$	Arazi gözlemleri ve model deneyleri
Clough ve Schmidt (1981)	$i = 0.5 H^{0.8} D^{0.2}$	-
O'Reilly ve New (1982)	$i = 0.43H + 1.1$ m (kohezyonlu zeminler için) $i = 0.28H - 0.12$ m (kohezyonsuz zeminler için)	Arazi gözlemleri
Mair vd. (1993)	$i = 0.5H$	Arazi gözlemleri ve merkezkaç modelleri

Peck Yöntemi

Peck (1969), tünel kazısı sonrasında yeryüzünde meydana gelen çökme çukurunu, normal dağılım eğrisi (Gaussian eğrisi) şeklinde kalıcı çökme profili olarak ilk kez tanımlamıştır. Şekil 2.14'te normal dağılım eğrisi gösterilmektedir. Peck (1969), kohezyonlu ve taneli zemin koşullarında kazısı sürmekte olan 18 tünelden elde edilen verilerden yararlanarak bu bağıntıyı geliştirmiştir (Karamanlı 2009).

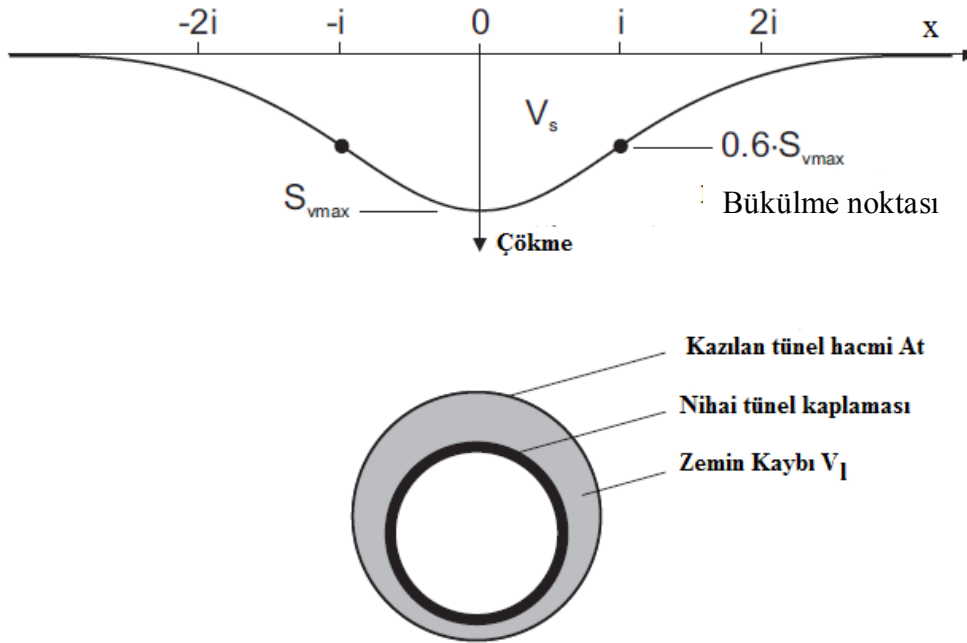
Peck (1969) tarafından çökme tahmininde kullanılan görgül bağıntı aşağıda sunulmuştur.

$$S_v(x) = S_{v_{\max}} \cdot \exp(-x^2 / 2i^2) \quad (2.10)$$

Burada $S_{v_{max}}$ tünel eksenini üstünde meydana gelen çökme, i değıştirgesi ise x tünel ekseninden yatay mesafede bükölme noktası olarak tanımlanmaktadır ve çökme çukurunun genişliğinin tanımlanmasında kullanılmaktadır.

$$V_s = \int S_v(x)dx = \sqrt{2\pi}iS_{v_{max}} \quad (2.11)$$

Burada; V_s , bir birim uzunluktaki tünelin çökme çukurunun hacmidir (Aoyagi 1995). Drenajsız ortamda yürütölen tünelcilik çalışmalarında, çökme çukurunun hacmi aynı zamanda meydana gelen hacim kaybına (V_1) eşit olarak da tanımlanabilir (Möller 2006). Tünel açma çalışmaları sırasında, tünelin açıldığı ortam ve tünel açma yönteminin uygulamasına bağlı olarak meydana gelebilecek hacim kaybı Çizelge 2.3'te tanımlanmaktadır.



Şekil 2.14 Normal dağılım eğrisi (Möller'den değıştirilerek 2006).

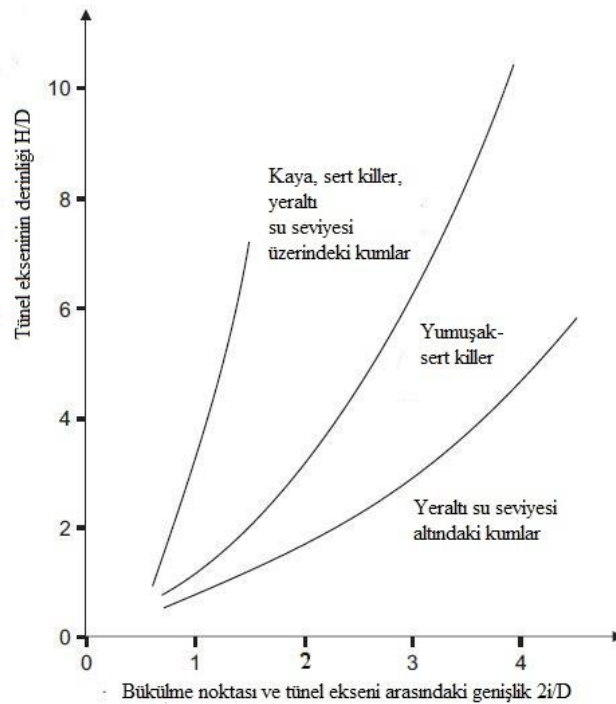
Peck (1969) ayrıca, farklı zemin türlerinde meydana gelen çökme çukurunun genişliğine karşılık tünel derinliği arasındaki ilişkiyi bir grafik ile tanımlamaktadır (Şekil 2.15). Grafikteki ilişki, aşağıdaki bağıntıyla verilmektedir:

$$\frac{2i}{D} = \left(\frac{H}{D}\right)^{0.8-1.0} \quad (2.12)$$

Burada; i çökme çukuru genişliğini tanımlayan değiştirge, H tünelin derinliği ve D tünelin çapıdır.

Çizelge 2.3 Zemin koşulları, uygulanan kazı yöntemi ve oluşan hacim kaybı arasındaki ilişki (NHI, 2009).

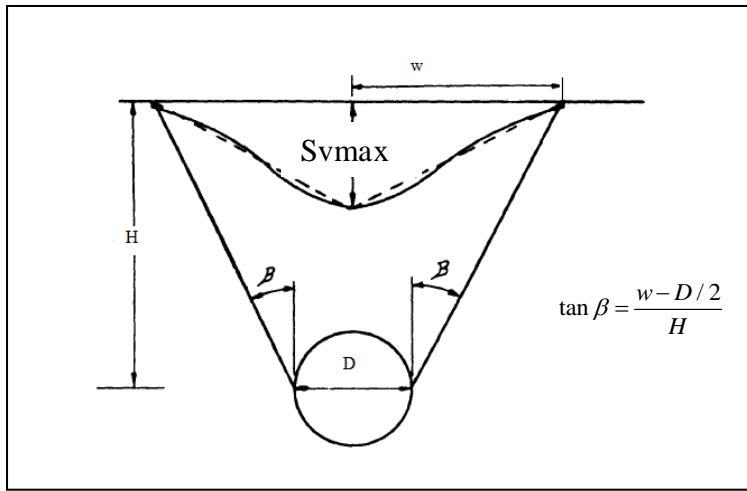
Koşul	V_1 (%)
Sağlam zemin ve iyi çalışma koşulları; sıkışan ya da yavaşça sökülen zeminde kapalı arınlı tünel açma makineleri ile arın basıncının kontrolü sıkı bir şekilde yapılmaktadır.	0.5
Sıkışan ya da yavaşça sökülen zeminde kapalı arınlı tünel açma makineleri ile çalışma yapılmaktadır.	1.0
Sökülen zeminde kapalı arınlı yetersiz uygulama.	2
Zayıf zeminde kapalı arınlı tünel açma makineleri ile yetersiz uygulama.	3
Akan zemin koşullarında az bir arın kontrolü ve yetersiz uygulama	4 veya daha fazla



şekil 2.15 Farklı zemin türlerinde, tünelin derinliği ile çökme çukurunun genişliği arasındaki ilişki (Möller 2006).

Cording ve Hansmire Yöntemi

Peck (1969) tarafından geliştirilen görgül çökme bağıntısını kullanmışlardır. Bir β açısı tanımlayarak çökme çukuru profilini geliştirmişlerdir (Şekil 2.16). Tünel kazısı ve sonrasında, tünel içinde meydana gelen zemin kaybı ile yeryüzünde oluşan çökme çukurunun hacmi arasında bir fark olduğunu ortaya koymuşlardır. Buna göre; drenajsız ortamda özellikle taneli zeminlerde şişme ve dilatasyona bağlı olarak $V_s < V_1$ 'dir (Cording and Hansmire 1975, Zymnis 2009). Ancak bu fark oldukça az olduğu için $V_s \sim V_1$ olarak kabul edilmektedir (Möller 2006).

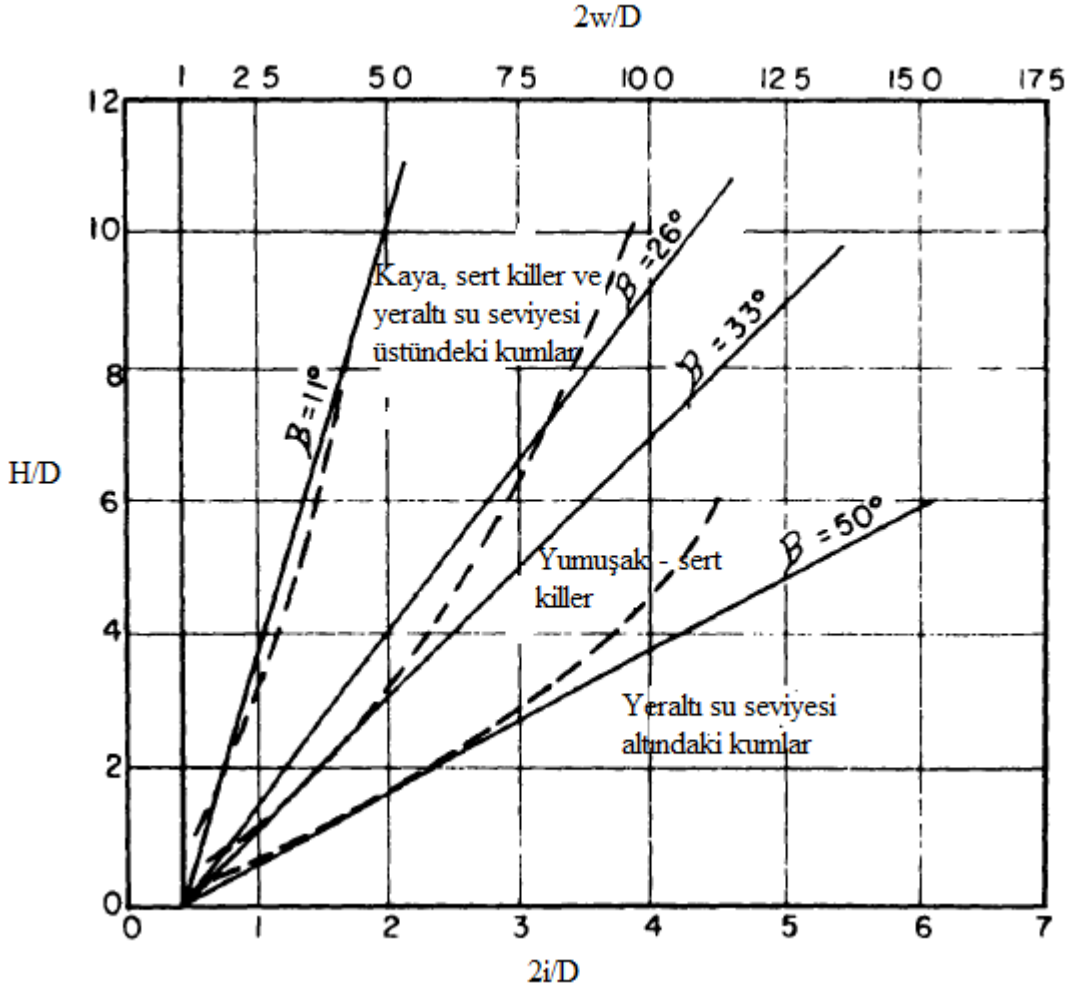


Şekil 2.16 Çökme çukurunun genişliği ile β 'nin ilişkisi (Cording and Hansmire 1975, Aoyagi 1995).

$$V_s = \frac{1}{2} 2wSv_{\max} = wSv_{\max} \quad (2.13)$$

Burada; V_s bir birim uzunluktaki tünelin çökme çukurunun hacmi, maksimum yer değiştirme Sv_{\max} ve çökme çukurunun yarı genişliği w 'dir.

Şekil 2.16'da verilen farklı β yenilme açıları için çökme çukuru ve tünel derinliği arasındaki ilişki Şekil 2.17'de gösterilmektedir.



Şekil 2.17 Çökme çukuru ve tünel derinliği arasındaki ilişki (Cording and Hansmire 1975, Aoyagi 1995).

Atkinson ve Potts Yöntemi

Atkinson and Potts (1977) tünel açıklığı etrafında meydana gelen yer değiştirme dağılımının, tünelin açıldığı ortamdaki zeminin türüne ve tünelin açıldığı derinliğe bağlı olduğunu tanımlamışlardır. Tünel kazısı sonrasında, açılan açıklık çevresinde meydana gelen yer değiştirmelerin yüzeye ulaşması sonucu meydana gelecek olan çökme çukurunun şeklinin ve büyüklüğünün görgül olarak tünelin tepesinde meydana gelen çökme, tünelin derinliği ve kil veya kum zeminin karakteristiği ile ilişkilendirmişlerdir. Peck (1969) tarafından verilen görgüş denklemde i değiştirgesi tünelin açıldığı derinlik ile ilişkilendirilerek belirlenmekte ve böylece çökme çukuru belirlenilmektedir.

Peck (1969) tarafından çökme tahmininde kullanılan görgül bağıntı;

$$S_v(x) = S_{v_{\max}} \cdot \exp(-x^2/2i^2) \quad (2.14)$$

Verilen denklemde i değıştirge, tünel derinliği ile ilişkilendirilerek sürşarj yüküyle ve sürşarj yükü uygulanmaksızın şu şekilde belirlenebilmektedir:

- Sürşarj yüksüz – orta kum koşullarında;

$$i = 0,25 (C+D) \quad (2.15)$$

- Uygulanan sürşarj yükü ile birlikte yoğun kum veya aşırı konsolide kil koşullarında;

$$i = 0,25 (1,5C+D) \quad (2.16)$$

Burada i çökme çukuru değıştirgesi, tünel çadı D ve tünelin tepe noktasının yeryüzüne olan mesafe yani derinlik ise C 'dir.

Tünel kazısı sonrasında oluşacak çökme çukurunun hacmi,

$$V_s = \int S_v(x) dx = \sqrt{2\pi} i S_{v_{\max}} \quad (2.17)$$

bağıntısıyla ve tünel kazısı sırasında oluşacak zemin kaybı ise

$$V_l = \frac{\pi}{2} D S_c \quad (2.18)$$

bağıntısıyla verilmektedir. Burada; V_l tünel kazısı sırasında meydana gelen zemin kaybı, D tünel çapı ve S_c tünel açıklığının üst cidarında meydana gelen çökmedir. Böylece, tünelde ve yeryüzünde meydana gelen zemin kayıplarının oranı,

$$\frac{V_s}{V_l} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi} \left(\frac{i}{D} \right) \left(\frac{S_{v_{\max}}}{S_c} \right)} \quad (2.19)$$

şeklinde hesaplanabilmektedir.

Kazı sırasında ve sonrasında meydana gelen deformasyonlar ve bunlar sonucunda tünel açıklığının tam üstünde meydana gelen çökme ile yeryüzünde meydana gelen maksimum çökme arasındaki ilişki de aşağıda verilmiştir (Aoyagi 1995):

$$\frac{S_c}{S_{v_{max}}} = 1.0 - \alpha \left(\frac{C}{D} \right) \quad (2.20)$$

Burada, α farklı zemin türleri için katsayıdır.

Attewel Yöntemi

Peck (1969) tarafından geliştirilen normal dağılım eğrisini sadece kohezyonlu zeminler için değil ayrıca kohezyonsuz zeminler içinde uygulayarak, tünel derinliği ile tünel açıklığının boyutları arasındaki ilişkiyi kullanarak çökme çukuru değiştirgesini türetmiştir. Buna göre;

$$(2.21)$$

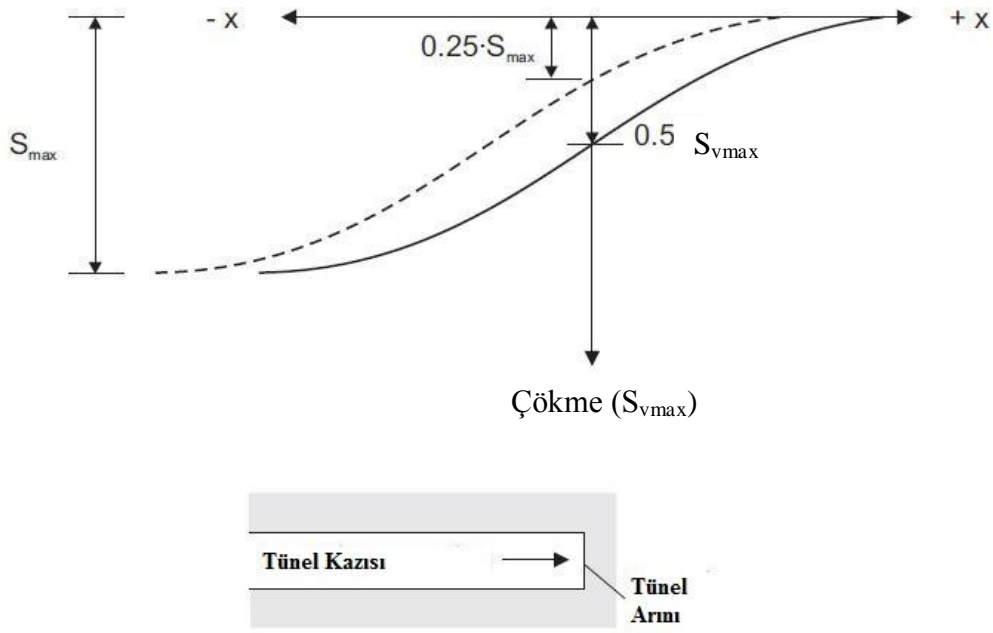
$$i = 0.5 H$$

bağıntısıyla verilmekte olup, burada i çökme çukuru değiştirgesini, H yüzeyden tünel merkezine olan derinliği göstermektedir (Dolzhenko 2002).

Attewel and Woodman (1982) çökme için 3 boyutlu bir bağıntı türeterek boylamasına meydana gelen yer değiştirmelerin en az enine yer değiştirmeler kadar önemli olduğunu ortaya koymuşlardır. Tünel ilerleme yönündeki birçok noktanın hesaba katılmasıyla ve bu noktalarda oluşacak çökme kraterinin eklenmesiyle boylamasına çökme bağıntısını tanımlamışlardır. Tünel arının merkezinden x kadar mesafede meydana gelen çökme eşitliği aşağıdaki gibidir.

$$S_v(x) = S_{v_{max}} * \frac{1}{i * \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp(-x^2 / 2i^2) \quad (2.22)$$

Attewel et. al (1986) oluşacak maksimum çökmenin %50'sinin tünel arının üstünde meydana geleceğini varsaymışlardır (Şekil 2.18). Açık arın kazılı tünelcilik koşulları için bu koşul geçerlidir. Çünkü kalkan tünelciliğinde meydana gelecek olan çökme, arın tahkimatının iyi bir şekilde yapılmasından dolayı önemli derecede azalmaktadır.



Şekil 2.18 Tünel ilerleme yönünün üzerinde boylamasına çökme çukuru (Attewal et al. 1986; Möller 2006).

O'Reilly ve New Yöntemi

O'Reilly and New (1982) sığ tünel koşullarında oluşabilecek çökmenin görgül olarak belirlenmesinde kullanılan denklemi daha da genelleştirdiler. Araziden elde edilen verileri kullanarak yaptıkları çoklu lineer regrasyon analizi, tünel derinliği ile i değıştirgesi arasında güçlü bir ilişkinin olduğunu gösterirken, tünel çapı ile i değıştirgesi arasında ise iyi bir ilişkinin bulunmadığını göstermektedir. Böylece çökme çukuru değıştirgesi basitçe türetilmiştir.

$$i = K \cdot H \quad (2.23)$$

Burada K zemin sabitini göstermektedir. K değeri farklı zemin türleri arasında da farklılık göstermektedir. Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için K değeri ve çökme çukuru eğrisi değıştirgesi değeri;

$$i = 0.43H + 1.1 \text{ m (kohezyonlu zeminler için)} \quad (2.24)$$

$$i = 0.28H - 0.12 \text{ m (kohezyonsuz zeminler için)} \quad (2.25)$$

ve tabakalı ortamlarda ise çökme çukuru sabiti olan i ;

$$i_N = K_1 * H_1 + K_2 * H_2 + \dots + K_N * H_N \quad (2.26)$$

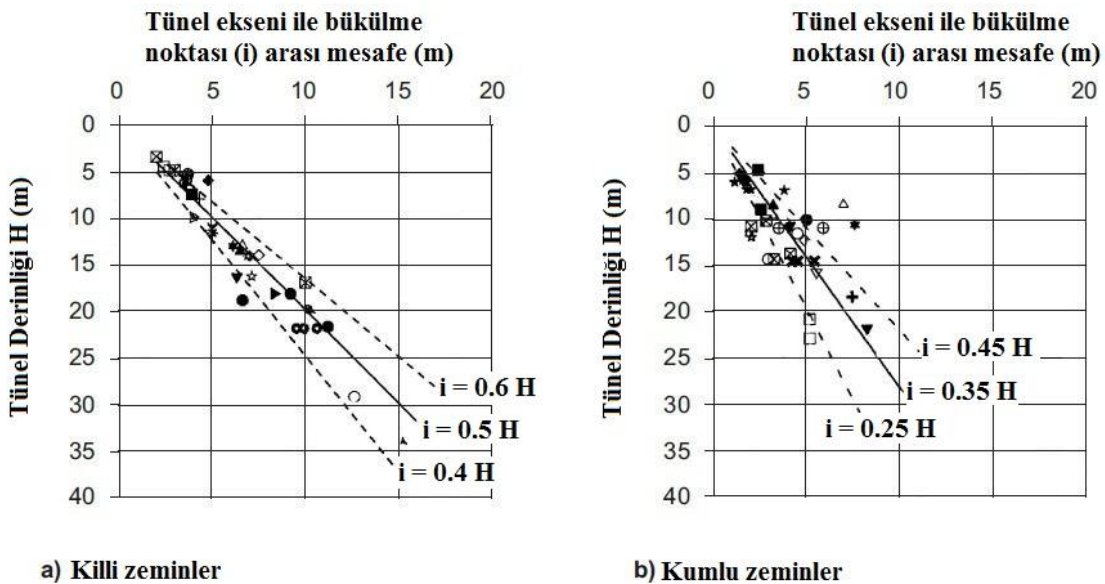
olarak belirlenmektedir. Burada; i_N , z_N her bir tabakanın derinliği, H_N ise her bir tabakaya ait zemin sabitidir. Örneğin iki tabakalı koşulda;

$$i = 0.43H_1 + 0.28H_2 + 1.1 \text{ m (üstü kil tabakası olan kumda açılan tünel koşullarında)} \quad (2.27)$$

$$i = 0.28H_1 + 0.43H_2 - 0.12 \text{ m (üstü kum tabakası olan kilde açılan tünel koşullarında)} \quad (2.28)$$

Burada; H_1 tünelin açıldığı zemin ortamının kalınlığını, H_2 ise tünelin açıldığı tabakanın üzerinde bulunan yüzeye bağlantısı olan tabaka kalınlığını göstermektedir (Aoyagi 1995).

Mair and Taylor (1997) tarafından kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde açılmakta olan tünellerden elde edilen farklı lineer regresyonlarda veriler sonucunda yürütülen çalışmalar O'Reilly and New (1982) tarafından yapılan çalışmaları doğrulamaktadır (Şekil 2.19). Yapılan çalışmalar sonucunda killi zeminler için zemin sabiti değıştrigesinin 0.4 – 0.6 arasında ancak ortalama olarak 0.5 olduğunu, kumlu zeminlerde ise zemin sabitinin 0.25 – 0.45 arasında ancak ortalama değeri olarak 0.35 olduğunu belirtmişlerdir (Möller 2006).



Şekil 2.19 Tünel derinliğinin bir fonksiyonu olarak gözlenen çökme çukur genişlikleri (Mair and Taylor 1997, Möller'den değıştirilerek 2006).

O'Reilly and New (1982) ayrıca meydana gelen yer deęiřtirmenin yatay ve dūřey bileřenlerini tanımladılar. Genel denklem;

$$S_h(x) = \frac{x}{H} * S_v(x) \quad (2.29)$$

Tek tūnel için iki boyutlu çözümdede yatay ve dūřey yer deęiřtirmeler için kullanılan baęıntılar da ařaęıda sunulmuřtur.

Dūřey yer deęiřtirme:

$$S_v(x) = S_{v_{\max}} (exp - x^2 / 2i^2) = \frac{Vs}{KH\sqrt{2\pi}} * exp \frac{(-x^2)}{2(KH)^2} \quad (2.30)$$

Yatay yer değiştirme:

$$S_h(x) = \frac{x}{H} * S_{v_{\max}} (exp - x^2 / 2i^2) = \frac{Vs * x}{KH^2\sqrt{2\pi}} * exp \frac{(-x^2)}{2(KH)^2} \quad (2.31)$$

2.4.1.2 Analitik Yöntemler

Görgül yöntemler, tūnelcilik çalıřmaları sonucunda oluřan yüzey hareketlerinin pratik olarak belirlenmesinde kullanılmaktadır. Özellikle açılacak tūnel kořulları; daha önceki tūnelcilik çalıřmalarında geçilen zemin türleriyle karřılařtırılabilir olduęunda ve önceki inřa yöntemlerine benzer inřa yöntemleri uygulandıęında, model için gerekli deęiřtirmeler önceki tūnelcilik çalıřmalarından türetildięi için görgül yöntemler iyi bir řekilde kullanılabilir. Ancak görgül yöntemlerin bazı sınırlamaları bulunmaktadır. Tek tūnel kořulları için uygun olan görgül yöntemleri birden fazla tūnel kořulları için önemli bir etkisi yoktur. Ayrıca görgül yöntemler, tūnelcilik çalıřmalarının hemen akabinde zeminde oluřan yer deęiřtirmeleri gösterirken, konsolidasyon sonucu uzun dönemde oluřacak zemin hareketleri ile ilgili bir sonuç sağlamamaktadır. Görgül yöntemler, tūnel çalıřması sonucunda yerüstünde etkilenecek bir yerleřim veya tesisin olmadığı ya da oldukça az olduęu zamanlarda uygulanabilir. Tūnel geometrisi, uygulanan kazı yöntemi, yeraltı suyu kořulları ve zemin türünün tūnelcilik sonucu oluřacak zemin kaybını (V_1) önemli ölçüde etkiledięi

düşünüldüğünde, tünelcilik sonucunda meydana gelen zemin kaybının (V_1) tam olarak doğru bir şekilde belirlenmesi zordur. Görgül yöntemlerin kullanımı oldukça pratik ve basit olmasına rağmen, bu yöntemler arazi gözlemleri sonucunda ve bunu destekleyecek rijit - teorik tahkimat yöntemlerinden eksik olarak uyarlanmıştır.

Basitleştirilmiş kapalı formda analitik yöntemler yani çözümler, tünelcilik çalışmaları sonucunda oluşacak zemindeki hareketlerinin belirlenmesinde görgül yöntemlere alternatif olarak sunulabilmektedir (Zymnis 2009). Bu çözümlerde daha az sayıda fiziksel girdi değiştirgesi kullanılırken, varsayılan lineer, elastik malzeme davranışına göre kaya veya zemin ortamın gerçek davranışıyla ilgili önemli yaklaşımlar ortaya konulmaktadır. Bu bölümde, önemli araştırmacılar tarafından ortaya konan analitik yaklaşımlar incelenecektir.

Sagaseta Çözümü

Sagaseta (1987), sıkıştırılmayan zeminlerde oluşan zemin kaybı problemlerini incelemiştir. Başlangıç noktası, elastik bir yarı düzlem üzerindeki bir noktadaki özelliği çözümlenmiştir. Zemin yüzeyinin üzerindeki simetrik olarak konumlanan bir noktadaki özellik için hayali çözümlenin eklenmesiyle, yüzeydeki kayma gerilmeleri sıfırdır. Yüzeydeki normal gerilmeler Boussinesq – tipi problemin çözülmesiyle yüzeydeki normal gerilmelerde dengelenmiştir. Sagaseta'nın (1987), bu basit çözümü sıkıştırılmayan zeminler ile drenajsız yükleme koşulları için uygulanabilir. Enine ve boyuna yönlerde meydana gelen yüzey çökmesi denklem aşağıda verilen eşitliklerde gösterilmektedir:

$$S_v(x) = \frac{V_s}{\pi} \frac{H}{x^2 + H^2} \quad (2.32)$$

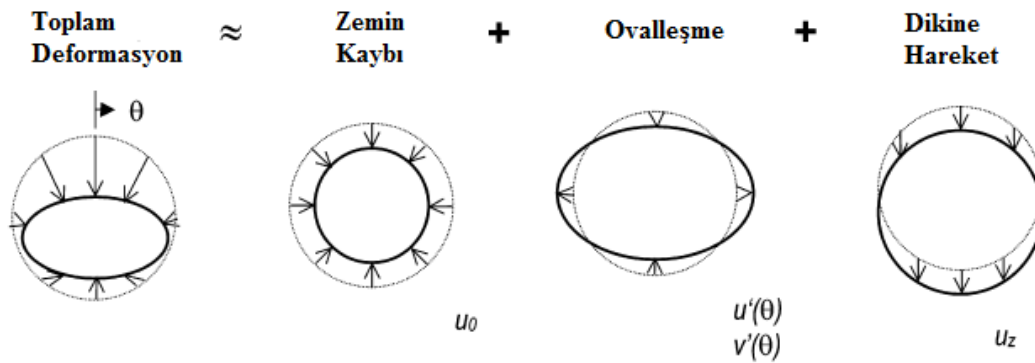
$$S_v(y) = \frac{V_s}{2\pi H} \left[1 + \frac{y}{\sqrt{y^2 + H^2}} \right] \quad (2.33)$$

Burada; $S_{v(x)}$ ve $S_{v(y)}$, sırasıyla enlemesine ve boylamasına yüzeyde oluşan çökmeyi göstermektedir, V_s hacimsel zemin kaybı ve H tünel derinliğini göstermektedir.

Gonzales ve Sagaseta Çözümü

Gonzales and Sagaseta (2001), tünelde kazısı sonrasında oluşacak yer değiştirmeleri üç şekilde tanımlanmaktadır (Şekil 2.20). Bunlar;

- üniform ışınsal (radyal) yer değiştirme (u_0),
- ovalleşme ($u'(\theta) - v'(\theta)$) ve
- düşey hareket (u_z)



Şekil 2.20 Tünelde oluşan yer değiştirme (deformasyon) bileşenleri gösterilmektedir (Gonzales and Sagaseta 2001).

Zeminin sıkıştırılabilirliği, zemin kaybı, tünel kesiti değişmeden oluşan ovalleşme veya tünelin bozulması (herhangi bir zemin kaybı yoktur) ve düşey yönlü hareket için yapılan çözümlerlerin birlikte düşünülmesiyle elde edilen çökme denklemi, aşağıdaki eşitlikte verilmektedir.

$$S_v(x) = \varepsilon D \left(\frac{D}{2H} \right)^{2a-1} \frac{1}{\left[1 + (\bar{x})^2 \right]^a} \left(1 + p \frac{1 - (\bar{x})^2}{1 + (\bar{x})^2} \right) \quad (2.34)$$

Burada; ε , p ve a çözümde kullanılan değiştirgelerdir, D tünel çapı, ε radyal deformasyon değiştirgesi, $\bar{x} = x/H$: tünel eksenine olan bağıl uzaklık, p bağıl ovalleşme değiştirgesidir ve a hacimsel sıkışabilirlik değiştirgesidir. Plastik bölgedeki hacimsel deformasyonlar; drenajsız, sabit hacimli koşullardakinden daha güçlü çökme profilinin elde edilmesine katkı

sağlamaktadır. Elastik olmayan ortamda; plastik bölgedeki deformasyonlar, güç mesafesi ile azaldığı varsayımı yapılarak çözümlenmede hesaba katılmaktadır.

Çözümlenmede kullanılan bütün değiştirgeler, zemin ve kazı aşamalar sırasında yapılan izleme faaliyetleri ile belirlenmektedir. Ovalleşme için, sonsuz boşluktaki bir çukurda, üçüncü mertebeden terimler ihmal edilerek, Kirsch'in (1898) çözümü kullanılmıştır. Çözümde verilen ovalleşme değiştirgesi;

$$p = \frac{\delta}{\varepsilon} \quad (2.35)$$

bağıntısından hesaplanmaktadır. Burada; δ ovalleşmeyi göstermekte olup maksimum radyal yer değıştiriminin tünel çapına oranı olarak tanımlanmaktadır. Sagaseta, bu çözümde kullanılan değıştirgeler için bazı değerler önermektedir. Bunlar aşağıda özetlenmiştir:

- Radyal deformasyon değıştirgesi (ε), genelde % 1'den az olacak şekilde alınmaktadır, fakat geniş zemin hareketleri oluştuğunda % 5 değerlerine kadar alınabilmektedir. Ayrıca; radyal deformasyon değıştirgesi (ε), tünelde oluşacak zemin kaybının yarısı olarak da ifade edilmektedir.
- Çözümlenmede kullanılan ovalleşme değıştirgesi değeri ise 0 ile 1 arasında değerler alabilir ancak enjeksiyonu uygulandığı koşullarda ise 1'den daha büyük değerler alabilmektedir.
- Killi zeminlerde ve kısa süreli deformasyonlarda $a = 1$ 'dir, taneli zeminlerde ise derinliğe bağlı olarak $a > 1$ alınırken, kabul edilebilir üst sınırlarda ise $a = 2$ olarak alınabilir, ancak değeri tüm koşullar altında 1 olarak alınmaktadır (Gonzales and Sagaseta 2001).

Verruijt ve Booker Çözümü

Verruijt and Booker (1996) yöntemi, Sagaseta (1987) tarafından geliştirilen yöntemin daha genelleştirilmiş bir halidir. Bu yöntemde sunulan çözüm, sadece Poisson oranının 0.5 olduğu sıkıştırılmayan zeminlerde oluşacak zemin kaybının belirlenmesi için kullanılabilen bir çözüm olmayıp, aynı zamanda Poisson oranının alabileceği farklı değerler için de kullanılabilir. Bu çözümde ayrıca, ovalleşme etkisi de hesaba katılmıştır. Verruijt and Booker (1996) tarafından önerilen çözüm şu şekildedir:

$$S_v(x) = \varepsilon D^2 (1-\nu) \frac{H}{x^2 + H^2} - \frac{\delta D^2}{2} \frac{H(x^2 - H^2)}{(x^2 + H^2)^2} \quad (2.36)$$

Burada; ν Poisson oranını, H tünel merkezinin yeryüzünden derinliğini, D tünel çapını, δ ovalleşme değiştirgesini, ε radyal yerdeğiştirme değiştirgesini göstermektedir.

Loganathan ve Poulos Çözümü

Loganathan and Poulos (1998); boşluk değiştirgesini (g), Verruijt and Booker (1996) tarafından türetilen kapalı – tip çözüm ile birleştirerek, zemin kaybı değiştirgesini yeniden tanımlamışlardır. Loganathan and Poulos (1998) tarafından yapılan çözüm, aşağıdaki eşitlikte gösterilmektedir.

$$S_v(x) = (1-\nu) \frac{H}{x^2 + H^2} (2gD + g^2) \exp \left\{ \left(\frac{1.38x^2}{(H+D/2)^2} \right) \right\} \quad (2.37)$$

Burada; g drenajsız boşluk değiştirgesini, H derinliği, R tünel yarıçapını, x yatay mesafeyi ve ν Poisson oranını göstermektedir.

Tünel kazısında; tünel açma makinasının kesici kafasının, arına doğru radyal ve eksenel olarak hareket ederek kazıyı yapması, son kazısı yapılan yüzey ile orijinal yani örselenmemiş zemin yüzeyi arasında aşırı kazının yapılmasına neden olabilmektedir. Ayrıca, arında oluşan üç boyutlu elasto – plastik zemin deformasyonları, tünel açma makinasının çapı ile uygulanan tünel kaplamasının çapı arasındaki mesafe ve kalkanın ilerletilmesiyle, kaplamanın kendi ağırlığına bağlı olarak açıklık yüzeyine yaslanması gibi etkiler sonucunda tünel üst cidarı ile kaplamanın üst cidarı arasında fiziksel bir boşluk kalmaktadır. Tüm bu etkilerin, iki boyutlu olarak düşünülerek analizi yapıldığında, drenajsız boşluk değiştirgesi (g) elde edilmektedir (Rowe and Kack 1983).

Lee et al. (1992), drenajsız boşluk değiştirgesini teorik olarak tanımlamışlardır. Buna göre, drenajsız boşluk değiştirgesi (g) aşağıdaki bağıntıyla verilmektedir:

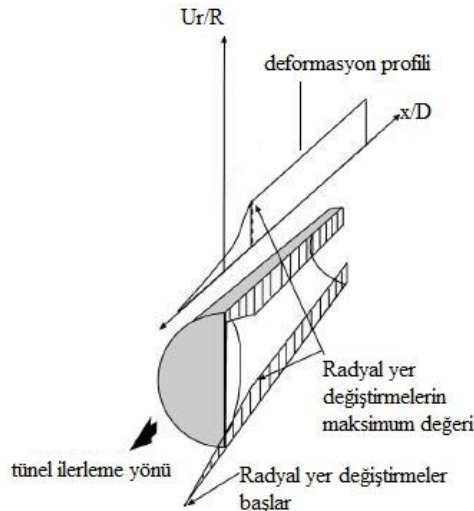
$$g = Gp + U_{3d}^* + \omega \quad (2.38)$$

Burada; G_p fiziksel boşluk değiştirgesidir ($G_p = 2\Delta + \delta$) ve tünel kaplaması ile kalkanın dış yüzeyi arasında kalan boşluk olarak tanımlanmaktadır. U_{3d}^* tünel arının da 3D elasto – plastik deformasyon ve ω çalışma kalitesini belirten değiştirgedir. Fiziksel boşluk parametresi G_p belirlenmesinde, kalkanın kuyruk kısmının kalınlığı (Δ) oldukça önemlidir.

2.4.2 Tünel Arınının Duraylılığı

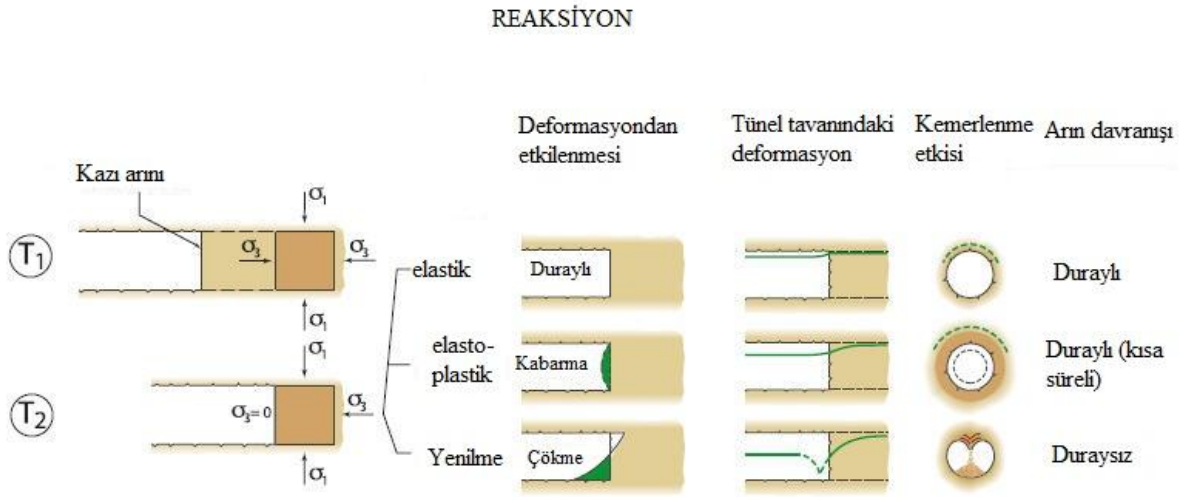
Tünelcilik çalışmaları sırasında duraylılık analizi ve özellikle sığ derinliklerde yeryüzünü etkileyebilecek olan yer değiştirmelerin değerlendirilmesi çok önemlidir (Schubert et al. 2002, Mollon et al. 2010). Yerleşim bölgelerinin altında açılan sığ tünellerin tasarımı ve inşası sırasında ana problem, tünel kaplaması üzerine gelecek yükler ile birlikte tünelin duraylılığı ve kazı çalışmaları sırasında oluşan yer değiştirmelerin kontrolü ve değerlendirilmesidir. Yıllar içerisinde, tünelin açılması sırasında, tünel çevresinde ve arınında duraylılığın artırılması amacıyla çeşitli kazı yöntemleri ve ön tahkimat sistemleri geliştirilmiştir (Galli et al. 2004).

Tünelin inşası sırasında ve sonrasında oluşan yer değiştirmeler, açıklığın yaklaşık tünel çapının 1.5 – 2.5 kadar ilerleyen aynanın önünden başlar ve tünel aynasından 2 – 4 çap mesafesi kadar gerisinde maksimum değerine ulaşmaktadır. Tam tünel aynasında, tünelin toplam radyal kapanmasının 1/3'ü meydana gelmiştir (Hoek 2006). Şekil 2.21'de tünel açıklığında aksel yer değiştirme profili gösterilmektedir.

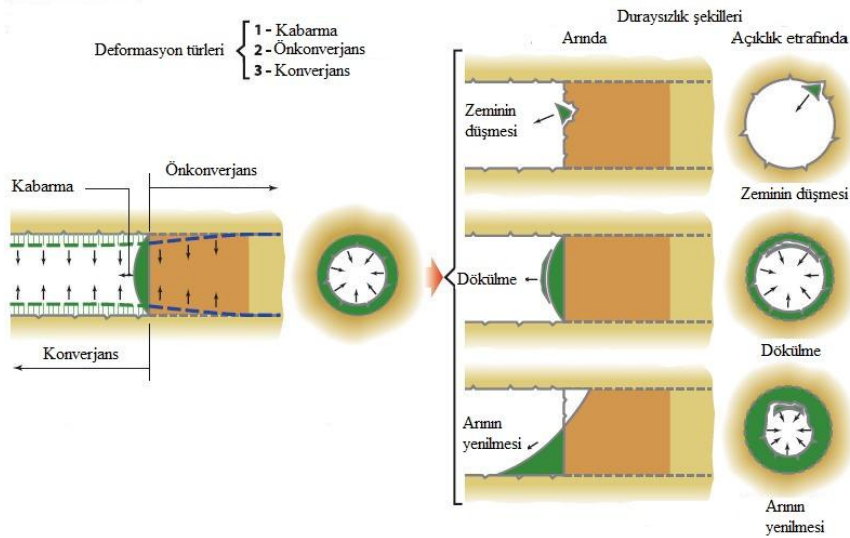


Şekil 2.21 Dairesel açıklık için aksel yer değiştirme profili (Hoek et al. 1995).

Sığ tünellerde de gerilmelere bağlı olarak oluşan yer değiştirmeler, derin tünellerde karşılaşılan bu durumla benzerlik göstermektedir. Tünel inşası sırasında, açıklık çevresindeki ortam kazıdan etkilenerek bir reaksiyon göstermektedir. Açıklık çevresindeki ortamın gösterdiği reaksiyon; tünel arınının belirli bir mesafe önünden başlayan yer değiştirmeler ile açıklık çevresinde oluşan ikincil gerilme alanıdır. Sığ tünellerde gerilmelere bağlı olarak oluşan yer değiştirmeler ve oluşma şekilleri Şekil 2.22 ve 2.23'te gösterilmektedir (Lunardi 2008). Lunardi (2008), tünel kazısı neticesinde gerçekleşme ihtimali olan üç temel durum tanımlanmıştır. Buna göre; tünel çevresindeki ortamın elastik davrandığı yani açıklığın duraylı olduğu durum, elasto – plastik davranış gösterdiği kısa süreli duraylı olduğu durum ve çökme yenilmesinin gerçekleştiği durum Şekil 2.22'de gösterilmektedir.



Şekil 2.22 Açıklık çevresindeki ortamın reaksiyonu (Lunardi 2008).



Şekil 2.23 Açıklık çevresinde beklenen deformasyon türleri (Lunardi 2008).

Şekil 2.22 ve 2.23'te görüldüğü üzere, tünel kazısı sırasında oluşan yer değiştirmeler üçe ayrılmaktadır. Bunlar; ön-yer değiştirmeler, tünel aynasında kabarma ve radyal yer değiştirmelerdir (Lunardi 2008). Tahkimatsız bir açıklık için, tünelcilik çalışması sırasında beklenebilecek davranış şekilleri ve alınabilecek önlemler Çizelge 2.4'te sunulmuştur.

Çizelge 2.4 Tahkimatsız tünelde beklenebilecek davranış modelleri ve duraylılığı arttıracak önlemler (Lee and Schubert 2008).

No	Davranış şekli	Olası kazı planı
I	Duraylı: tahkimatsız açıklıkta sökülme meydana gelmez. Arın duraylıdır.	Tahkimatsız bölgenin uzunluğu artırılabilir.
II	Sökülme: tahkimatsız açıklıkta belli bir miktar sökülme meydana gelmektedir. Arın hala duraylıdır.	Bu davranıştan kaçınmak için ön tahkimat yapılmalıdır. Özel koşullara bağlı olarak, ek maliyetler gerekebilir.
III	Çökme: tahkimatsız açıklıkta aşırı sökülme veya yüzeye varan çökmeler oluşur. Arın kısmen de olsa çökmüştür.	Tahkimatsız bölgenin uzunluğu belirleyicidir. Eğer bu davranışın oluşumuna yakın bir uzunluk seçildiyse ön tahkimat yapılmalıdır.
IV	Aşırı sökülme: arın duraylı değildir ve kazı yapmaksızın sökülmeler oluşur.	Kazı yapılabilir ancak arının duraylı bir şekilde kalması için arın tahkimatı yapılmalıdır.
V	Arının çökmesi: arının büyük hacimde göçmesi ve genelde yüzeye varan çökmeler şeklinde sonuçlanır.	Ön tahkimat ve arın tahkimatı yapmaksızın kazı işlemi imkansızdır.

Broms and Bennermark (1967), killi zeminlerde yaptıkları deneysel çalışmalar ve arazi gözlemleri sonucunda tünel kazısında ortamın duraylılığını ve yenilme durumunu belirten "duraylık sayısını" (*stability number*) (N) tanımlamışlardır (Davis et al. 1980):

$$N = (P_v - P_s) / c_m \quad (2.39)$$

N belirlenirken; P_v tünel üstündeki örtü tabakası basıncını, P_s arın tahkimat basıncını ve c_m ise ortamın serbest kayma (makaslama) dayanımını (kohezyonunu) göstermektedir. N duraylık sayısının büyüklüğüne bağlı olarak arının duraylılık koşulları Çizelge 2.5'te gösterilmektedir.

Çizelge 2.5 Duraylık sayısı (N) ve tünel davranış durumları (ITA 2007).

Duraylık Sayısı (N)	Duraylık Durumu
$N \leq 3$	Duraylı; tünel arının tamamının duraylılığı sağlanmaktadır.
$3 < N \leq 6$	Çökme risk var, sınırlı bir akma var. $N \geq 5$ durumunda, arında büyük miktarda zemin kaybının meydana gelmesi beklenir.
$6 > N$	Arın tamamen duraysızdır.

Sığ derinliklerde açılan tünel koşullarında, tünel tavanının yeryüzüne olan mesafesinin (C) tünelin çapına oranı 2'den az olduğu yani $C/D < 2$ olduğu koşullarda, detaylı bir arın duraylılığını analizinin yapılması gerekmektedir (Onargan vd. 2009).

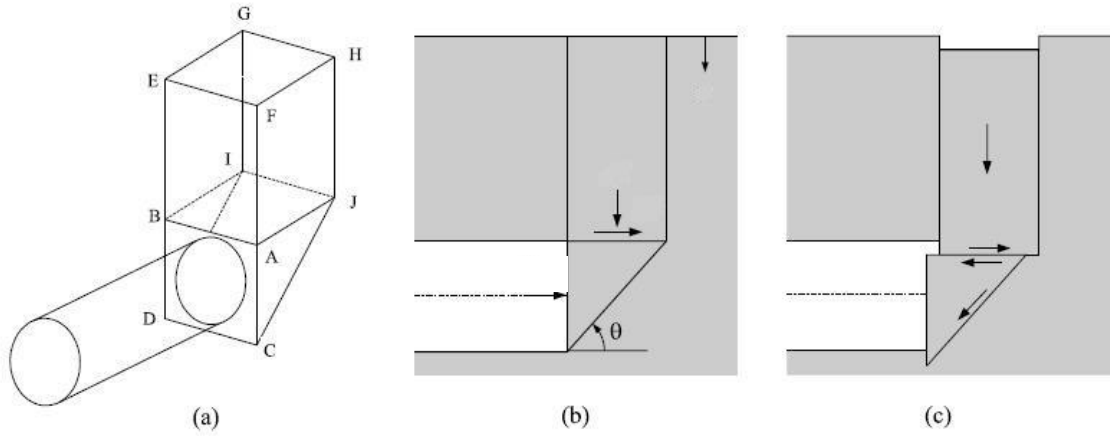
Ayrıca; $N = (\gamma D/c_m) > 4$ olduğu zaman, arında yerel olarak yenilmeler ve duraysızlık problemleri ile karşılaşılma, bu değerin 4'ten büyük olması durumunda ise arında yerel yenilmeler meydana gelmektedir (Davis et al. 1980).

Tünel arını yenilme için en duyarlı bölge olup, bu bölgede çeşitli yenilme modelleri gözlenebilir (Horn 1961, Idinger et al. 2010). Ayrıca, tahkimatsız bırakılan bölümün uzunluğu da, arının ve tahkimatsız açıklığın çökme potansiyelini önemli ölçüde etkilemektedir (Chang 1994, Baudendistel 1997, Lee and Schubert 2008).

Tünel arınında oluşabilecek çökmenin önlenmesi amacıyla, tünel arınına kaya saplamaları, ayna zemin çivileri, boru şemsiye uygulaması vb. çeşitli ön tahkimat elemanları kullanılabilirdiği gibi tünelcilik çalışmalarında basınçlı hava, çamur ve zemin basıncı dengeleme kalkanının kullanıldığı makine ile kazı sistemleri de gelişmiştir. Yumuşak zemin ortamında, arının duraylı bir şekilde kalması için arına içeriden basınç uygulanmalıdır. Özellikle sığ tünel koşullarında uygulanacak basınç yüzeyde oluşabilecek yer değiştirmeleri önemli ölçüde etkilemektedir (Pantet 1991, Chambon and Corte 1994). Yapılan duraylılık ve yer değiştirme analizleri neticesinde, tünel inşası sırasında açıklık çevresinde oluşan yer değiştirme dağılımının da belirlenmesiyle uygun tahkimat sistemi seçilerek tünele ve yeryüzüne olan hasar en aza indirilmektedir.

Tünel arının duraylılığı için çok sayıda çalışma yapılmış ve yapılan bu çalışmalara göre karşılaşılabilecek yenilme modelleri sunulmuştur. Sığ tünellerin büyük çoğunluğu zeminlerde açıldığı için, sığ tünellerde yenilmelerin irdelendiği ilk analitik çalışmalar zemin mekanikçiler tarafından yapılmıştır. Bu araştırmaların hemen hemen tümünde dairesel tünel açıklıkları göz önünde bulundurulmuştur.

Horn (1961), tünel arınında silo şeklindeki yüklerin etkisi sonucunda oluşan kama şeklindeki yenilmeyi tanımlamıştır (Şekil 2.24).

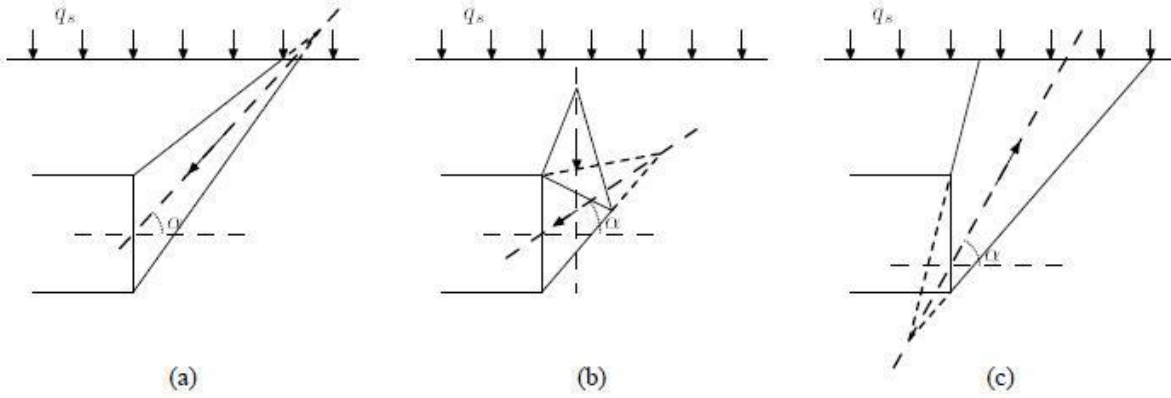


Şekil 2.24 Kama yenilme mekanizması (Horn 1961; Kolymbas 2005).

Şekil 2.24 (a)'da gösterilen kamanın BDI ve ACJ kenarları, zeminin kohezyon ve içsel sürtünme açısına bağlı olarak oluşmaktadır (birincil gerilme alanına uygun olarak Φ_h doğrultusunda). Ayrıca, ABCD'nin önündeki kama şeklindeki yenilme bölgesi tünel kesiti kadar bir alanı kaplamaktadır (Kolymbas 2005). Tünel arını önünde oluşabilecek kama şeklindeki yenilme modeli homojen zemin koşullarında meydana gelmektedir (Broere 2001). Atkinson and Potts (1977) kohezyonsuz zeminlerde ve sığ derinliklerde açılan dairesel tünellerin duraylılığını incelemiştir. Davis et al. (1980) ise aynı problemi yalnızca kohezyonlu malzeme için değerlendirmiştir. Leca and Dormieux (1990) farklı gerilme alanları için arın önündeki zeminin konik bloklar halinde hareket ettiği üç yenilme mekanizması tanımlamıştır (Şekil 2.28).

Şekil 2.25'te (a) ve (b) mekanizmaları çökmenin gerçekleştiği durumu göstermekteyken, (c) mekanizması patlama/püskürme şeklinde yenilme mekanizmasını göstermektedir. Basıncılı hava kalkanı ile kazısı yapılan dairesel bir tünel için yapılan çalışmalarda, tünel kazısı sonucu

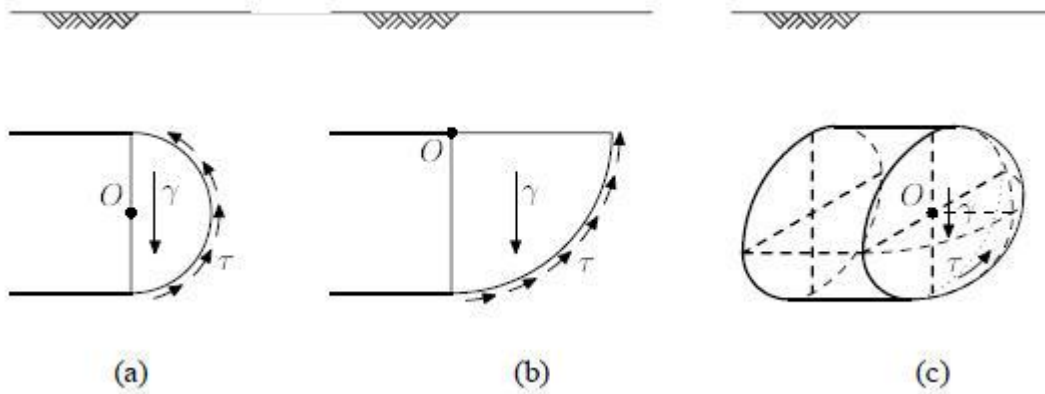
oluşan yer değiştirmelerin çevreye olan etkisini sınırlandırmak ve arının duraylılığını sağlamak amacıyla arına hava basıncı gönderilmektedir ve $P_s = 0$ 'dır.



Şekil 2.25 Konik yenilme modeli (Leca and Dormieux 1990; Broere 2001).

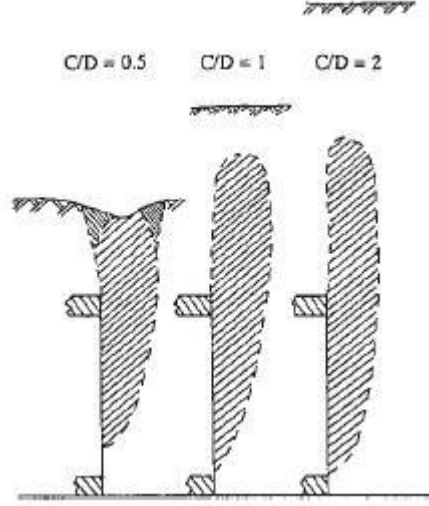
Arına uygulanacak basınç, çökme yenilmesi (aktif yenilme) ve patlama/püskürme yenilmesine (pasif yenilme) karşı bir ön tahkimat önlemi olmaktadır. Tünelde karşılaşılan aktif yenilmede (Şekil 2.25 [a] ve [b] yenilme mekanizmaları) yani çökmede, örtü tabakasına ve yüzeydeki sürşarj yüküne bağlı olarak gerçekleşmektedir ve arına uygulanacak hava basıncı çökmeye karşı bir direnç görevi görmektedir. Pasif yenilme (Şekil 2.25 [c] yenilme mekanizması) koşullarında ise, arını desteklemek amacıyla uygulanan basınç patlama veya püskürmeye neden olmaktadır (Soubra 2000, Mollon et al. 2009).

Krause (1987) kayan plakalar üzerindeki kayma gerilmelerini limit denge analizinde kullanarak, dairesel ve küresel olmak üzere üç yenilme mekanizmasını tanımlamıştır (Şekil 2.26).



Şekil 2.26 Dairesel (a ve b) ve küresel (c) yenilme mekanizması (Krause 1987, Broere 2001).

Önerilen modellerin geçerliliği arazi çalışmalarından ya da deneysel çalışmalardan elde edilen veriler ile belirlenebilmektedir. Arazi çalışmaları, bilinmeyenlerin çokluğu ve maliyetinin fazla olması gibi sınırlayıcı faktörlere sahiptir (Broere 2001). Chambon and Corte (1994), kohezyonsuz malzemeler üzerinde yaptıkları santrifüj model test çalışmaları ile tünel arının duraylılığını incelemişlerdir (Şekil 2.27). Sterpi and Cividini (2004), standart gravite koşulları altında arın duraylılığı ile ilgili deneysel çalışmaları vardır. Kumda açılan sığ tünellerin duraylılığı için deneysel çalışmalar Kirsch (2010) tarafından yapılmıştır.



Şekil 2.27 Santrifüj deney çalışmaları neticesinde derinliğe bağlı olarak gerçekleşen yenilme modelleri (Chambon and Corte 1994).

2.5 SIĞ TÜNELLERDE MODERN TÜNELCİLİK YÖNTEMLERİ

Bu bölümü iki kısımda incelemek mümkündür. Birinci kısımda yeraltında bir tünelin kazısı sırasında uygulanan kazı yöntemleri anlatılırken, ikinci kısımda uygulanacak tahkimat sistemleri üzerinde durulmuştur. Tünel güzergahının geçtiği ortamın çatlaksız, masif ve sağlam kaya özelliği gösterdiği durumlarda mühendislik problemleri kazının nitelikleri üzerinde yoğunlaşırken ortamın çatlaklı, yumuşak kaya ya da zemin özelliği gösterdiği durumlarda problem daha çok tahkimat sistemi üzerinde yoğunlaşmaktadır (Çeçen ve İncecik 2008).

2.5.1 Tünel Açma Yöntemleri

Tünelin açılacağı ortam koşulları dikkate alındığında, birbirlerine göre çeşitli avantajları bulunan çok sayıda tünel açma yöntemi mevcuttur. Ayrıca, ekonomik koşullar, tünel açılması

için gerekli zaman ve tünelin geometrisi, tünel açma yönteminin seçiminde belirleyici faktörlerdir. Günümüzde genellikle, açık arınlı ve kapalı arınlı olmak üzere tercih edilen iki tür tünel açma yöntemi uygulanmaktadır (Karamanlı 2009).

2.5.1.1 Açık Arınlı Tünelcilik ve Yeni Avusturya Tünelcilik Yöntemi (NATM)

Kalkansız ve arın tahkim edilmeden yapılan tünel ilerleme yöntemi, açık arınlı tünel açma yöntemi olarak tanımlanmaktadır. Bu yöntemin karakteristiği, tünel kaplamasında püskürtme betonun kullanılmasıdır. Genellikle, bilinen tünel açma yöntemleri veya püskürtme betonun kullanıldığı tünel açma yöntemleri NATM (NATM: Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi) olarak ifade edilmektedir (Karamanlı 2009).

Yöntem; tünelin açıldığı kaya ortamında kendi kendini taşıma ilkesine dayanmaktadır. En uygun kazı ve tahkimat yöntemleri uygulanarak kazı sonrası oluşacak ikincil gerilme ve deformasyonların, kaya yapısının duraylılığını bozmayacak şekilde denetlenmesi, yönlendirilmesi ve kayaçların ilk sağlamlığını koruyarak boşluğu çevreleyen bölgenin kendi kendini tutan ve taşıyan bir sistem oluşturmasıdır. Bu yöntemde kayaç yük oluşturan unsurdan yük taşıyan unsura dönüştürülmektedir (Köse vd. 2007).

Yöntem ilk olarak 1962 yılında L. V. Rabcewicz tarafından kazıdan sonra mümkün olan en kısa süre içerisinde püskürtme beton uygulanmasıyla tamamlanan ring ve oluşan deformasyonların dengeye ulaşana kadar ölçülmesi olarak tanımlamıştır (Rabcewicz 1964). NATM, ilk ortaya çıktığında tünelcilikte bir çığır açmış ve tünelciliğin rönesansı gibi kabul edilmiştir (Sauer 1988).

NATM, başlangıçta kayada açılan tüneller için uygulama alanına sahip olsa da, günümüzde yumuşak ve sağlam kohezyonlu zeminler içinde kullanılmaktadır. NATM orijinal hali ile sağlam kayaç koşulları için geliştirilmiş ve sonrasında da yumuşak zemin koşulları için değiştirilmiştir (ICE 1996, Karamanlı 2009).

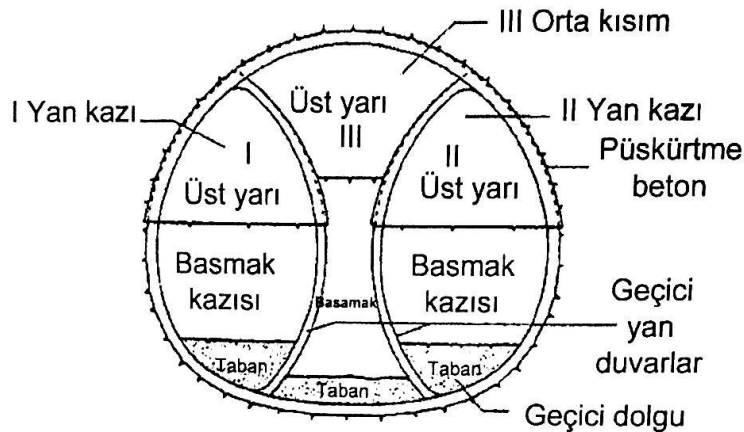
ICE (1996), yöntemin inşası sırasında gereken önemli uygulama aşamalarını aşağıdaki şekilde belirtmiştir:

- Tünel kazısı ve tahkimatı genelde kademeli olarak yapılmaktadır. Kazı aşamaları ve arın bölgesi, ortam koşullarına göre belirlenmektedir. Özellikle yumuşak zemin koşullarında tüm arında kazı yapılması çoğu durumda imkansızdır. Uygulamada genellikle kademeli ilerlemeler tercih edilmektedir.
- Birincil tahkimat aşamasında ortam koşullarına bağlı olarak; püskürtme beton, çelik hasır ve /veya çelik bağ ve/veya zeminin güçlendirilmesi (enjeksiyon vb.) tahkimat uygulamalarının kombinasyonu uygulanmaktadır.
- Kalıcı yani nihai kaplama ise genelde beton kaplama ile yapılmaktadır (Karamanlı 2009).

Tünelin açılacağı ortam koşullarına bağlı olarak, birbirinden farklı kazı ilerlemeleri uygulanmaktadır. Bunlar aşağıda özetlenmiştir.

Birinci Tip Kazı

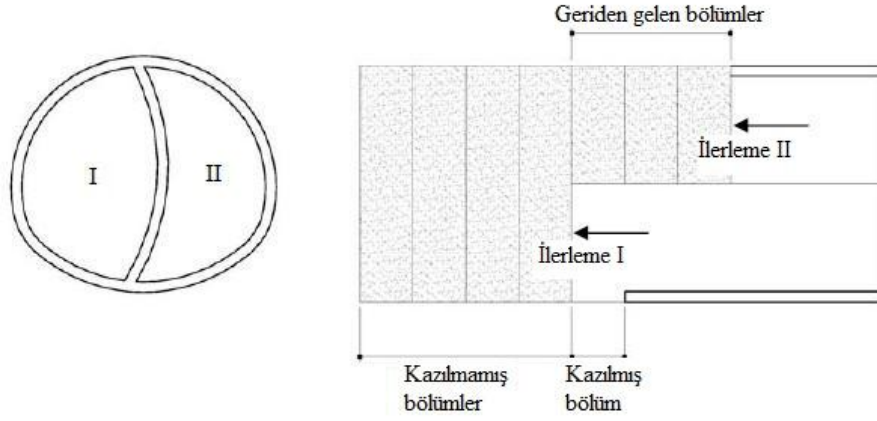
Arın yan duvarlardaki iki galeri ve merkezdeki çekirdek olmak üzere 3 bölüme ayrılır. Galeriler eş zamanlı sürülüp, her bir arın için üst, alt ve tabana hazırlık kazısı şeklinde uygulanmaktadır (Şekil 2.28).



Şekil 2.28 Birinci tip kazı (ICE 1996, Köse vd. 2007).

İkinci Tip Kazı

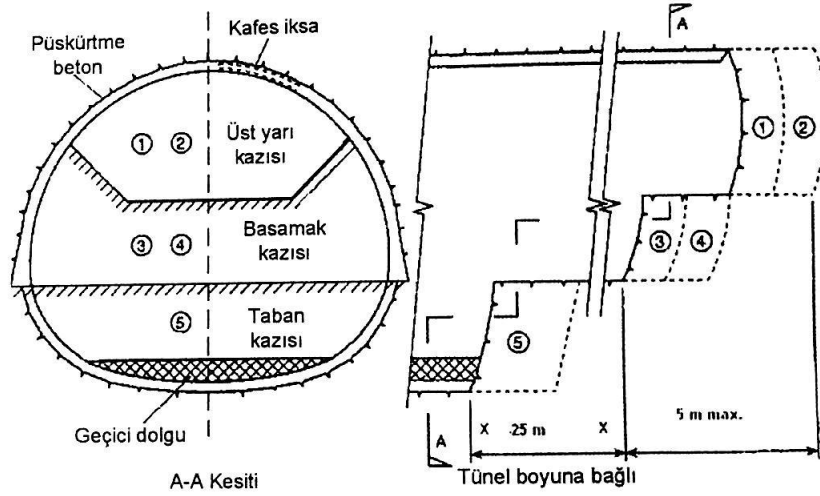
Geçici bir duvar arını ikiye bölmekte ve kazı yapılmaktadır. İlk olarak sol taraftaki kısım kazılmakta ve bunu sağ tarafın kazısı takip etmektedir. İlerleme sağlandıktan sonra orta duvar yıkılmakta ve halka tamamlanmaktadır (Şekil 2.29).



Şekil 2.29 İkinci tip kazı (Karamanlı 2009).

Üçüncü Tip Kazı

Kilden daha yumuşak kayalarda uygundur. Şekil 2.30'da bu tip kazı gösterilmektedir. Kazı merkezde bulunan üst kısmın açılmasıyla başlamakta ve bunu en genişlikteki basamak kazısı takip etmektedir (Köse vd. 2007).

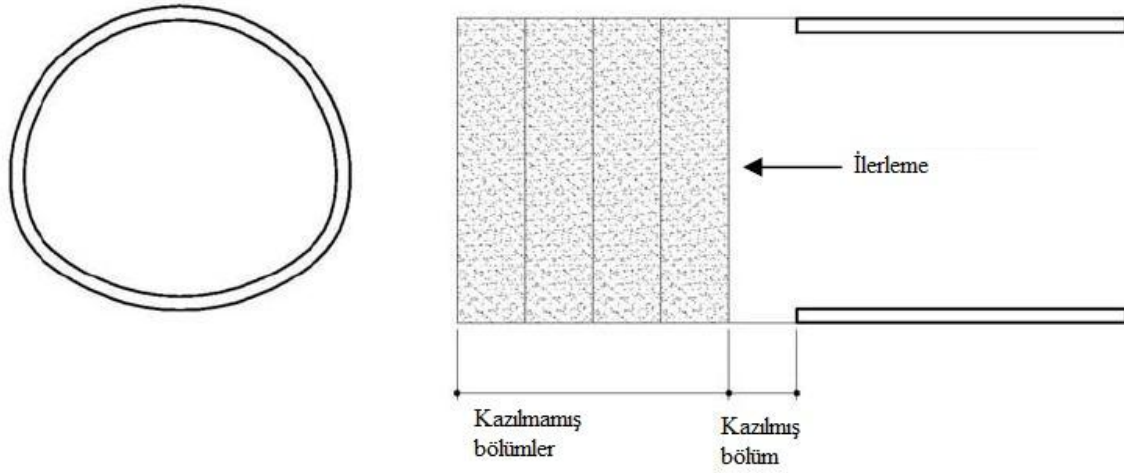


Şekil 2.30 Üçüncü tip kazı (ICE 1996, Köse vd. 2007).

Dördüncü Tip Kazı

Eğer açılacak tünelin çapı ya da boyutları, tünel açma koşullarını sağlıyorsa, tam kesitte kazı kademeli kazı ile karşılaştırıldığında daha hızlı bir ilerleme yöntemidir. Şekil 2.31'de tipik bir tam kesitte kazı ile ilerleme kesitleri gösterilmektedir. Tam kesitte tünel kazısı sırasında,

ilerleme uzunluğunun seçimi tünelcilik nedeniyle oluşan yer değiştirmeler ve kaplama üzerine gelen kuvvetlerinin kontrolünde önemli olmaktadır (Karamanlı 2009).



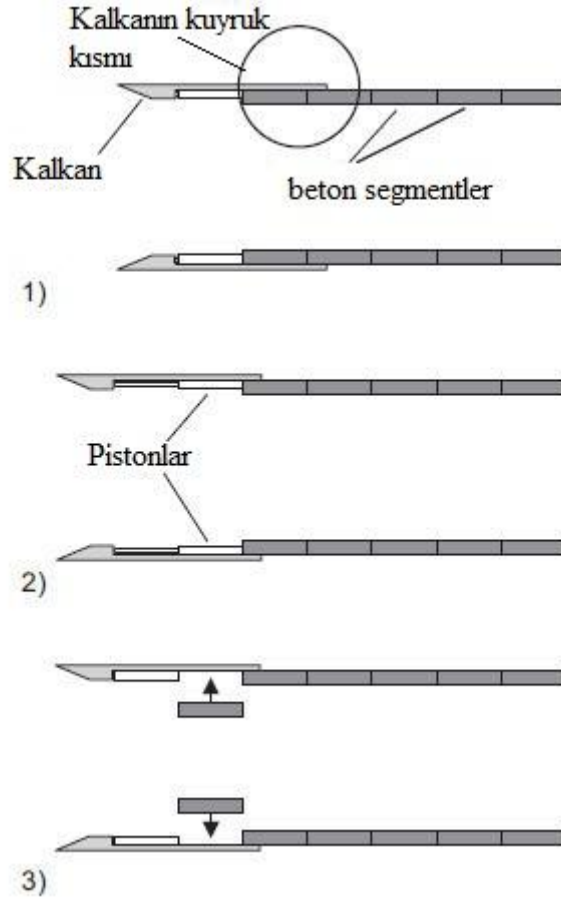
Şekil 2.31 Dördüncü tip kazı (Karamanlı 2009).

2.5.1.2 Açık Arınlı Kalkan ile Yapılan Tünelcilik

Kalkan tünelciliği ilk olarak, Brunel (1825- 1841) tarafından Londra'daki Thames nehrinin altında açılan ilk önemli su altı tünelinin kazısı sırasında kullanılmıştır. Tünelin açılması sırasında dikdörtgen kalkan kullanılmış olup, kazı işlemi elle yapılmış ve tünel kaplaması tuğlalar ile yapılmıştır. Sonrasında, 1869 yılında Thames nehrinin altında açılmakta olan tünel için dairesel kalkan tercih edilmiş ve tünel kaplaması dayanıklı demirden segmentler ile yapılmıştır. Dairesel tünel kesitinin, dikdörtgen kesitte açılan tüneller ile karşılaştırıldığında daha uygun olması sebebiyle, dairesel kalkan zamanla modern kalkan tünelciliğinin ilk modellerinden biri olmuştur.

Kalkan tünelciliği, sürekli bir radyal tahkimat sisteminin uygulanmasının gerektiği yumuşak zemin koşulları için çok elverişlidir. Kalkan, çeliğin silindir şeklinde hazırlanması ile inşa edilmektedir ve tünel açıklığı çevresindeki ortamı çevreleyerek çok az bir yer değiştirmeye izin verip, çalışma yüklerini karşılayacak şekilde tasarlanmıştır. Genellikle, ön kısımda daha kalın çelik plakalarının olduğu bölüm Kalkanın kuyruk kısmındaki çelik plakalar ise sadece radyal tahkimat yükleri hesaba katıldığı için ön taraftakiler kadar kalın değildir. Kalkanın iç çapı, tünel kaplamasını oluşturan beton segmentlerin rahat bir şekilde

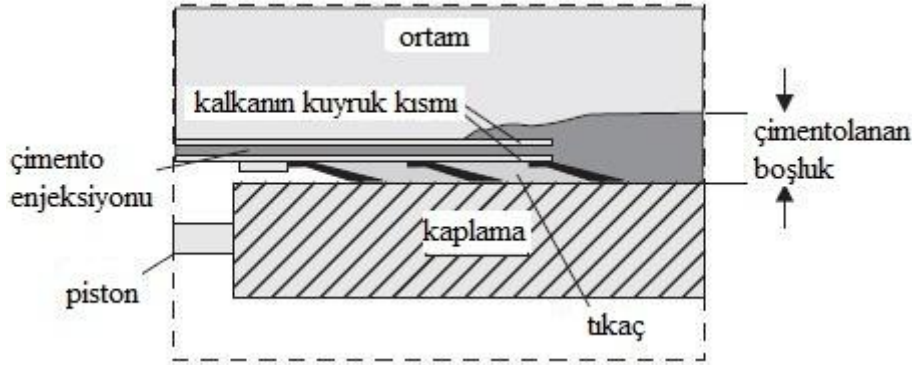
yerleştirilmesi için kaplama dış çapından daha büyüktür. Şekil 2.32’de tünel kalkanının çalışma aşamaları gösterilmektedir. Pistonlar kalkanı iterek aksenal olarak ilerletmekte ve sonrasında kendini çekerek arka kısımda tünel kaplaması için bir boşluk yaratmakta ve burada tünel kaplaması yani ring inşa edilmektedir. Tünel kaplamasında kullanılan beton segmentlerin uzunluğu, genellikle tünel ilerleme uzunluğu kadar olmakta ve 0.8 – 2.0 m arasında değişmektedir.



Şekil 2.32 Kalkan tünelciliğinin çalışma aşamaları (Möller 2006).

Şekil 2.32’de görüldüğü gibi, tünel bir kademe ilerlemesiyle birlikte, beton segmentler kalkanın kuyruk kısmının içine yerleştirilmekte ve böylece açıklık çevresindeki ortamın deformasyonu veya kazısı yapılan açıklığa doğru gelmesi engellenmektedir. Beton segmentlerin yerleştirilmesiyle ring tamamlandıktan sonra, tünel kaplamasıyla açıklık yüzeyi arasındaki boşluğa doğru kalkanın kuyruk kısmının içinden çimento enjeksiyonu yapılmakta ve böylece radyal zemin deformasyonları belirli bir sınırdan tutulmaya çalışılmaktadır (Şekil 2.33). Enjeksiyonda kullanılan çimentonun, kalkanın içine geri akması için tünel kaplaması ile kalkanın kuyruk kısmı arasındaki bölgeye tıkaçlar yerleştirilmektedir. Tıkaçlar,

gres yağı (makine yağı) ile doldurulmuş fırçalardan oluşmakta olup tünel ilerledikçe bu tıkaçlar kayarak kaplama üzerinde ilerlemektedir (Möller 2006).



Şekil 2.33 Zemin yüzeyi ile kaplama arasındaki boşluğun kalkanın kuyruk kısmından yapılan çimento enjeksiyonu ile doldurulması (Möller 2006).

2.5.1.3 Kapalı Arınlı Tünelcilik

Kapalı arınlı tünel açma yöntemleri, kazı arınına sürekli olarak uygulanacak olan arın tahkimatını da içermektedir. Açık arınlı tünel açma yöntemlerinin aksine, kapalı arınlı tünel açma yöntemleri ile kazı arını desteklenerek oluşan zemin deformasyonlarını azaltılması amaçlanmaktadır. Özellikle yerleşim bölgelerinin altında açılan sığ tünellerde, oluşacak yer değiştirmelerin azaltılması oldukça önemli bir olgudur. Kapalı arınlı tünel açma yöntemleri ile oluşabilecek yer değiştirmeler oldukça sınırlı tutulması sağlanırken, kaplama üzerinde yüksek arazi yükleri oluşmaktadır. Ancak, sığ tünel koşullarında kaplama üzerine etki eden yüklerin küçük olması sebebiyle daha çok yer değiştirmelerin etkisiyle yüzeyde oluşabilecek çökme olayı üzerinde durulmaktadır (Möller 2006, Karamanlı 2009).

Kapalı arınlı tünel açma yöntemlerinde kalkan ile birlikte mekanize tünel açma makineleri kullanılmaktadır. Mekanize tünel açma makineleri (TBM: tunnel boring machine) ile tünel ilerlemesi, kesici kafa ile mekanize olarak yapılmakta ve istenilen kesitte tünel açıklığı elde edilebilmektedir. Mekanize tünel açma makineleri ile arın tahkimatında farklı yöntemler uygulanabilmektedir. Ortam koşullarına bağlı olarak tünel arının tahkimatı başlıca dört farklı yöntem ile yapılmaktadır. Tünel arının tahkimatı için çoğunlukla kullanılan yöntemler; mekanik tahkimat, basınçlı hava kalkanı, yüzey basıncı dengeleme kalkanı ve çamur kalkanı yöntemidir. Bu yöntemler sırasıyla:

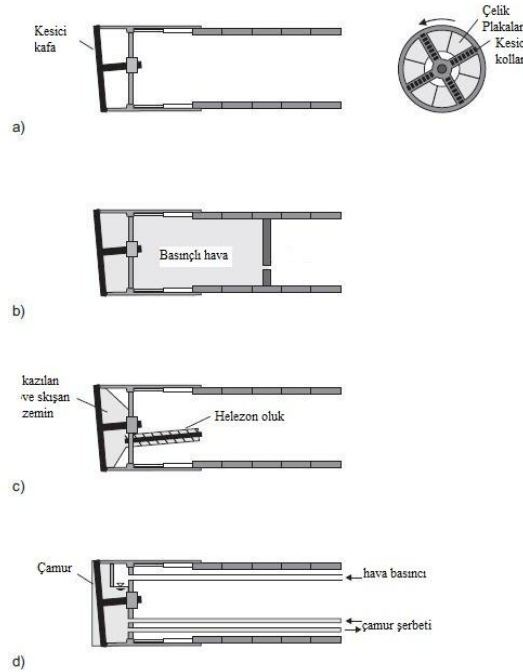
Mekanik tahkimat: Mekanik tahkimatın uygulandığı kalkan tünelticiliğinde, kesici kafanın kendisi arına bir basınç uygulamaktadır. Tahkimata yardımcı olması için, kesici kafayı oluşturan kolların arasındaki boşluklara çelik plakalar yerleştirilmektedir (Şekil 2.34 [a]). Bu yöntem daha çok, yeraltı su seviyesinin üstündeki kohezyonlu zemin koşulları için uygundur. Yeraltı su seviyesinin altındaki koşullar için basınçlı hava kalkanı, yüzey basıncı dengeleme kalkanı ve çamur kalkanı yöntemleri kullanılmaktadır (Möller 2006).

Basınçlı hava kalkanı: Tünel arınında basınçlı hava ile yapılan tünelticilikte amaç, suyun kumun ve zayıf zeminin tünel içine doğru akmasının engellenmesidir (Şekil 2.34 [b]). Yeterli basınçtaki hava tünel arınında tutularak, arını çevreleyen ortamdaki su basıncı dengelenmektedir. Kum, iri silt vb. malzemenin oluşan orta ve düşük geçirgenlikteki yumuşak zeminlerde, basınçlı hava zeminin boşluklarındaki suyu dışarı doğru iter. Tünel arınındaki gevşek malzemenin basınçlı hava etkisiyle kurutulması kohezyonsuz ve nemli zeminin kendini tutmasına yardımcı olur.

Yöntemde basıncı havanın uygulandığı kısım, tünelin geri kalan kısımdan özel bir bölme ile ayrılmaktadır. Basınçlı havanın uygulandığı bölüm mümkün olduğu kadar kısa tutularak bu bölümde arının kazısı ve tahkimatı yapılmaktadır. Kaplama ile tünel arasındaki boşluklar sıkıca kapatılması önemlidir. Aksi durumda, bu boşluklar yüksek hava kayıplarının oluşmasına yol açmaktadır. Özellikle, basınçlı hava altındaki arından yüzeye ani bir yol açılması durumunda “hava kaçağı” tehlikesi oluşmaktadır. Bu durumda; basınç düşer ve çabuk önlem alınmaması durumunda tüm arın akan zemin altında kalmaktadır (Gerçek 2000).

Yüzey basıncı dengeleme kalkanı: Özel yapıda, döner bir kesici kafa kalkanının ön kısmında çalışır. Kazılan malzeme, kesici kafanın arkasında yer alan küresel bir hacimde toplanarak sıkışır. Kesici kafanın arkasındaki bu yığın arına destek veren bir tıkaç görevi yaparak, su gelirinin arın duraylılığını bozmasını engellemektedir (Şekil 2.34 [c]). Sıkışan malzeme helozon kazıcı şeklindeki konveyör ile kazılarak bölmenin gerisine alınmakta ve buradan da bant konveyörlerle dışarıya taşınmaktadır. Normal çalışma sırasında, kazıcı kafa daima kazılan toprak ile doludur ve bu yüzden arına sürekli olarak basınç uygulanmaktadır. Yumuşak zeminlerde ve sığ derinliklerde açılan tünellerde karşılaşılan çökme problemi sorununu oldukça azalmasına sağlayan bir yöntemdir (Gerçek 2000).

Çamur kalkanı: Yeraltı su seviyesinin altında tünel kazısı yapıldığında ve ince kum, silt ve kil açısından zengin olan ortamlarda yaygın olarak kullanılmaktadır. Yöntemde tipik bir kalkanın ön kısmı sızdırmaz bir bölmeyle ayrılmıştır. Ön kısımda kalkanın kesici kafası bulunmaktadır. Bu kısma basınç altında çamur şerbeti pompalanmakta ve şerbetin basıncı yeraltı suyu basıncını dengelemektedir (Şekil 2.34 [d]). Kesici kafa döndükçe arını kazmakta ve kazılan malzeme çamur şerbeti ile karıştırılarak çökmesi önlenmektedir. Dönüş boruları yardımıyla arından alınan pasta ve çamur şerbeti hidrolik pompalar ile yüzeye gönderilmekte ve yüzeydeki çöktürme tanklarından çamur şerbeti kazılmış malzemeden ayrılmaktadır. Ayrılan çamur şerbeti sisteme tekrardan gönderilerek kapalı devre tamamlanmaktadır (Gerçek 2000).



Şekil 2.34 Kalkan tünelticiliği. (a) Mekanik tahkimat, (b) Basıncılı hava kalkanı, (c) Yüzey basıncı dengeleme kalkanı ve (d) Çamur kalkanı (Möller 2006).

2.5.2 Şemsiye-Kemer Yöntemi

Bir yeraltı açıklığının, kazısı yapıldıktan sonra ne kadar süre ile duraylı bir şekilde kalacağı oldukça önemlidir. Eğer kazısı yapılan açıklığın etrafını çevreleyen ortamın özellikleri oldukça zayıf ise kısa süreler içinde dahi açıklık duraylı olarak kalamamakta ve açıklık çevresinde ani yenilmeler olmaktadır. Ayrıca, tünel arının belirli bir mesafe önünde başlayarak tünel arınına doğru artan yer değiştirmelerin etkisinin azaltılması da önemlidir. Bu

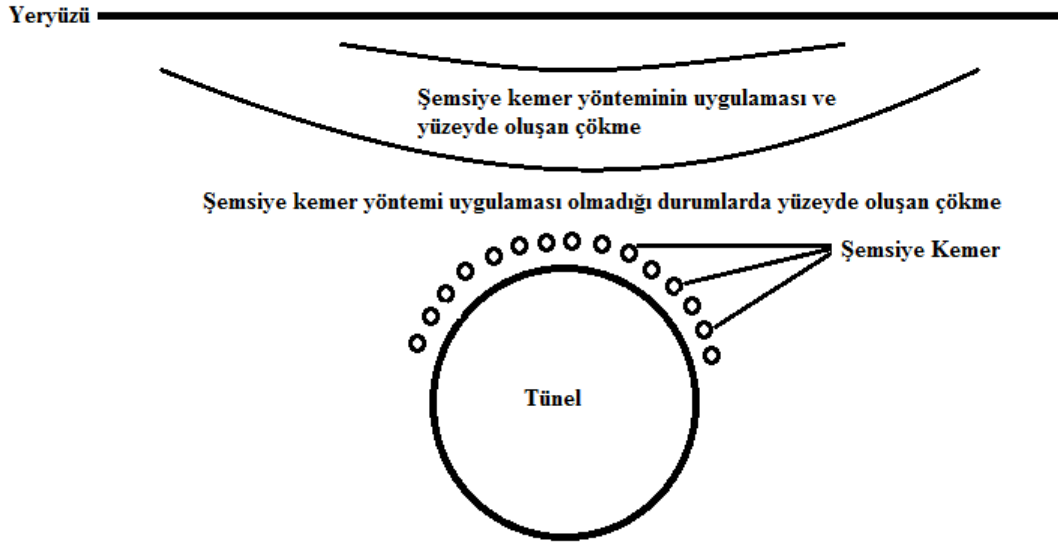
gibi durumlarda, kazısı yapılan açıklığın duraylı olarak kalması için ön tahkimat elemanlarına ihtiyaç duyulmaktadır. Bu tahkimat elemanları ile ilerleme arını önünde koruyucu bir kemer oluşturulmakta ve böylece tünelin ilerlemesi önceden sağlamlaştırılmış ortamda yapılmaktadır. Ön tahkimat elemanları olarak; boru şemsiye uygulaması, boru sürenler ve ayna zemin çivileri kullanılmaktadır.

Sığ derinliklerde ve zayıf zemin koşullarında, tünel açma işleri neticesinde oluşan yer değiştirmeleri ve yeryüzündeki yapıları etkileyebilecek olan çökme problemini en aza indirmek için tünel geçkisi boyunca ön tahkimat elemanı olarak çelik boru şemsiye veya şemsiye kemer (*umbrella arch*) tahkimatı uygulanmaktadır (Muraki 1997, Osgoui et al. 2011). Yöntem, ilk olarak İtalya'da Caserta – Foggia demiryolu hattında bulunan 4.2 km uzunluğundaki San Vitale tüneline uygulanmış ve zamanla oldukça sık kullanılan bir yöntem haline gelmiştir.

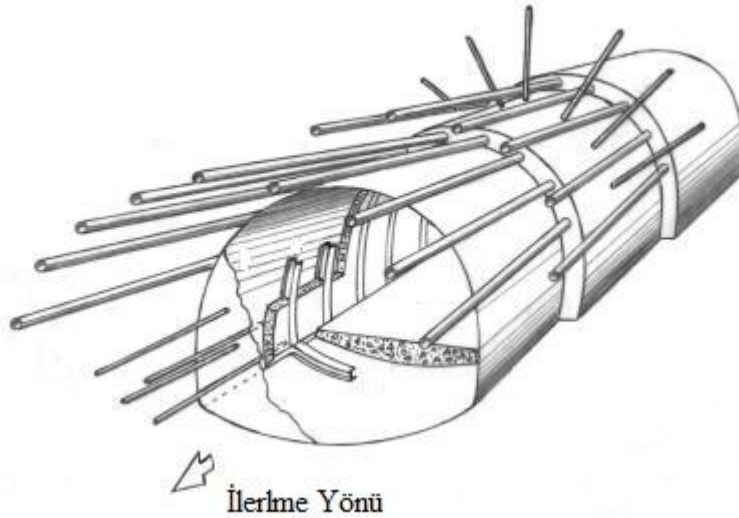
Tünel arının önünde başlayan ve arına yaklaştıkça giderek artan yer değiştirmeleri azaltarak, tünel kazısı öncesinde daha güvenli ve duraylı bir ortam koşulunun sağlanması amacıyla etkili bir ön tahkimat sistemi olarak şemsiye kemer veya boru şemsiye tahkimat uygulaması yapılmaktadır. Yöntem, tünel aynasında kazı yapılmadan önce ileriye doğru tünel eksenini boyunca tavanda bir tahkimat kemeri oluşturup, daha sonra bu kemerin altında kazı yapılarak ilerlenmesi esasına dayanmaktadır (Denek 2007). Şekil 2.35 ve 2.36'da gösterilen çelik boru şemsiye uygulaması ile kazısı yapılan tünel arınında, enlemesine ve eksenel yönlerde kemer şeklinde güçlendirilmiş bir bölge oluşturulmaktadır.

Boru şemsiye tahkimatının kullanılması ile:

- tünel arını önünde oluşacak yer değiştirmeler sınırlandırılabilir. Şemsiye borularının kullanılması ile tünel kazısı sırasında oluşan yer değiştirmeler % 40 – 50 arasında azaltılabilmektedir (Şekil 2.35) (Tan and Ranjith 2003).
- arın duraylılığı artırılabilir,
- geçici tünel tahkimatı için kullanılan donanımın (püskürtme beton, çelik bağ vs.) sayısı ya da miktarı azaltılabilir ve
- büyük kazı ekipmanlarının kullanılmasıyla daha geniş arınlarda çalışılabilmektedir (Muraki 1997).



Şekil 2.35 Şemsiye kemer yönteminin çökmeye olan etkisi.



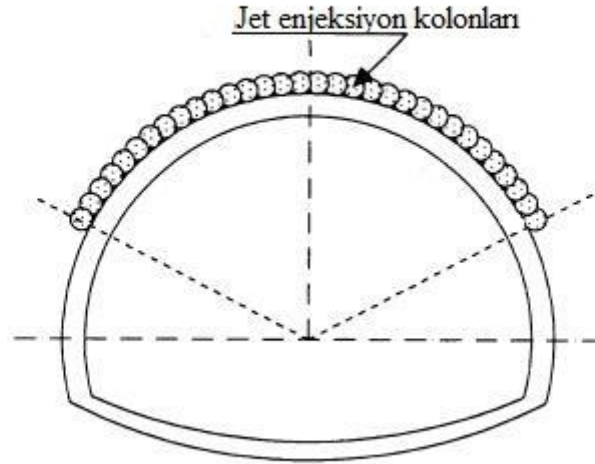
Şekil 2.36 Çelik boru şemsiye kemer uygulaması (Hoek 2001).

Şemsiye kemer uygulaması üç gruba ayrılmaktadır:

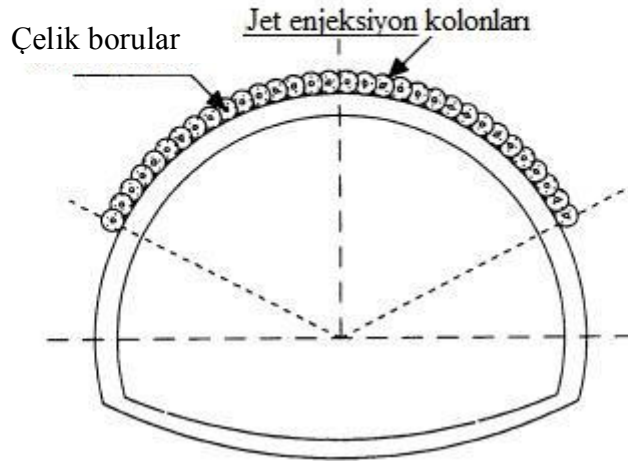
- Jet enjeksiyonu yapılarak uygulanan şemsiye kemer yöntemi: Pratikte belirli bir çapta ve boyda oluşturulan delikler içine gönderilen çimento şerbeti ile zemin karışmakta ve yüksek dayanımlı ve geçirimsizliği düşük kolonlar oluşturulmaktadır (Tunçdemir 2004). Bu işlemin tünellerdeki uygulaması iki şekilde yapılmaktadır (Şekil 2.37). Şekil 2.37

(a)'da gösterildiği üzere, açılan delikler içine enjeksiyon şerbeti gönderilerek kemer oluşturulurken, Şekil 2.37 (b)'de ise açılan delikler içine enjeksiyon şerbetinin yanında çelik borular da yerleştirilmekte ve böylece daha güçlendirilmiş bir kemer oluşturulmaktadır.

a)



b) Güçlendirilmiş

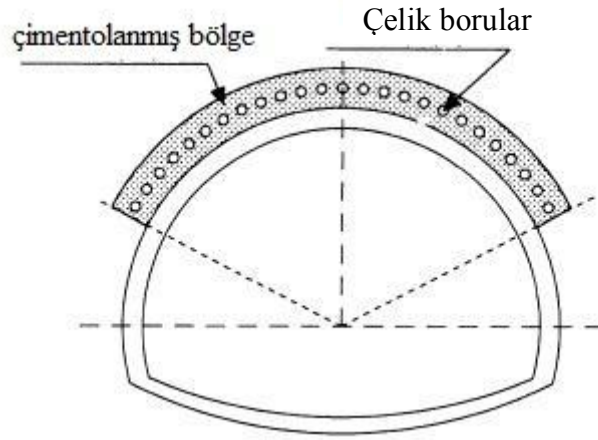


Şekil 2.37 Jet enjeksiyonu ile uygulanan şemsiye kemer (Muraki 1997).

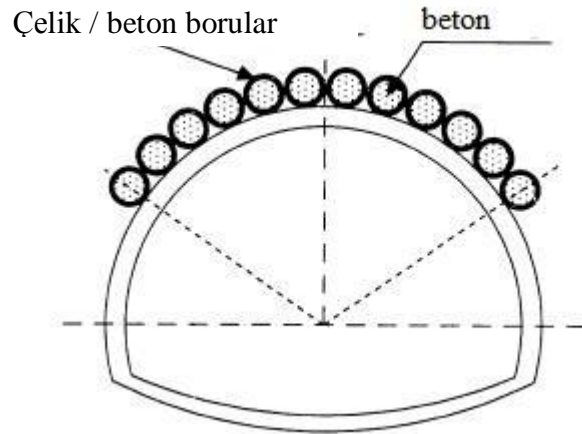
- Enjeksiyonlu çelik boruların kullanıldığı şemsiye kemer yöntemi (Şekil 2.38). Jet enjeksiyonu yöntemi ile benzerlik göstermektedir. Yaklaşık 100 mm çapında ve 12 – 15 m uzunluğunda açılan delikler içerisine çimento enjeksiyonu yapılmaktadır. Böylece

arın önünde aksel ve enine yönlerde koruyucu bir kemer oluşturulmaktadır. Sığ ve zayıf zemin koşullarında uygulanan bir şemsiye kemer yöntemidir.

- Tünel tavanına yerleştirilen ve içine beton enjeksiyonu yapılmış çelik veya beton boruların kullanıldığı şemsiye kemer yöntemi (Şekil 2.39). Bu yöntemde, 40 – 80 cm çapındaki çelik veya beton borular açılan deliklere yerleştirilmekte ve içlerine beton ya da çimento gönderilerek doldurulmaktadır. Yerleşim bölgeleri altında açılan sığ tünel ve zayıf (yumuşak) zemin koşullarında kullanılmaktadır (Muraki 1997).



Şekil 2.38 Enjeksiyonlu çelik boruların kullanıldığı şemsiye kemer yöntemi (Muraki 1997).



Şekil 2.39 Beton enjeksiyonu yapılmış çelik veya beton boruların kullanıldığı şemsiye kemer yöntemi (Muraki 1997).

Tünel kazı yüzeyi çevresinde belirli uzunluklarda, içi boş çelik borular tünel arınında içeriye doğru yerleştirilmektedir. Yerleştirilen borular içerisinden çimento enjeksiyonu yapılarak ilerleme arınının önünde bir enjeksiyon şemsiyesi (kemer) oluşturulmaktadır. Borular tünelin etki alanını daralttığı gibi, yer değiştirmelerin daha dar bir alanda oluşmasını sağlayarak yüzeyde oluşabilecek çökme problemini önemli ölçüde azaltmaktadır. Pratikte, tünel ilerlemesi sırasında genel olarak 4 inç'lik (~ 10 cm) çelik borular (Şekil 2.40) ile şemsiye kemer yöntemi uygulanmaktadır. Başlangıçta, tünel arınında bu çelik borular için uygun delikler delinmekte ve sonrasında da belirli uzunluktaki borular yerleştirilerek içlerine enjeksiyon malzemesi gönderilmektedir (Aksoy ve Onargan 2010).

Şemsiye-kemer borularının teknik ve uygulama özellikleri aşağıda özetlenmiştir:

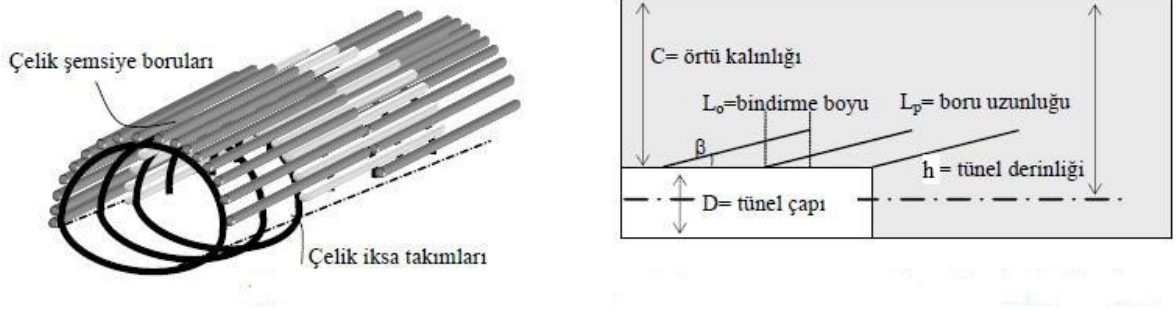
- Çapları genellikle 60 mm ile 200 mm arasındadır.
- Et kalınlıkları ise 4 mm ile 8 mm arasındadır.
- Uzunlukları ise çoğunlukla 12 m ya da 15 m'dir.
- Şemsiye borularının altında kazısı yapılan bölüm uzunluğu ise 6 m ile 12 m arasında değişmekte olup geri kalan kısım bindirme olarak kalmaktadır (Volkman and Schubert 2006).
- Şemsiye borular arası mesafe 25 cm ile 50 cm arasında değişmektedir (Volkman et al. 2007).
- Şemsiye borularının yerleştirilmesi için hazırlanan delikler yatay ile dışa doğru 4 – 6 derecelik bir açı yapacak şekilde delinmektedir (Gamsjäger and Scholz 2009).



Şekil 2.40 Şemsiye kemer boruları (Emiroğlu 2010).

Çeçen ve İncecik (2008), Şekil 2.41’de gösterilen, boru şemsiye uygulaması için önemli değiştirgelerin etkisini şu şekilde açıklamışlardır:

- Şemsiye borularının boylarının (L_p) arttırılmasının oluşan yer değiştirmeler üzerinde olumlu bir etkisi olmakta ve çökme bölgesi daralmaktadır.
- Tünel çevresinde borular ile oluşturulan kemerin kalınlığının arttırılması ile tünel cidarının duraylığının artması sağlanırken, tünel içinde oluşan yer değiştirmelerin azalması da sağlanmaktadır.
- Boru şemsiye uygulamasında, çelik borular arına belirli bir açıyla yerleştirilmesi yani yataydan sapması halinde çökme problemi üzerinde olumsuz bir etki yapmaktadır. Bu nedenle; düşük yüzey oturmalarının elde edilmesi amacıyla, çelik borular için en uygun uygulama açısı tünel eksenine paralel olduğu durumdur. Ancak, bu durum uygulamada sıkıntılara yol açacağından yerleştirilen çelik boruların olabilecek en düşük açıyla yerleştirilmesi önemlidir.



Şekil 2.41 Boru şemsiye uygulaması (Çeçen ve İncecik 2008).

Jumbolarla şemsiye boru deliklerinin delinmesi ve boruların yerleştirilmesi işleminde (Şekil 2.42) iki farklı yöntem uygulanmaktadır. Bu yöntemlerden birincisinde; ilk önce delikler delinmekte ve sonrasında şemsiye boruları hazırlanan deliklere yerleştirilmekteyken, uygulaması yapılan ikinci yöntemde ise deliklerin delinme işlemi sırasında borular da delik içerisine yerleştirilmektedir. Çok zayıf zemin koşullarında oluşabilecek çökme riskine karşı, delme işlemi sırasında delik içerisine yüklenerek hemen bir tahkimat görevi gören ikinci yöntem daha elverişli olmaktadır (Volkman and Schubert 2007).



Şekil 2.42 Delici jumbonun kullanılmasıyla şemsiye kemer borularının hazırlanması (Gamsjäger and Scholz 2009).

2.6 SIĞ TÜNELLERDE TAHKİMAT

Yeryüzünden belirli bir derinlikteki mevcut düşey birincil gerilmeye, kazı yöntemine, tünelin açıldığı ortamın koşullarına, tünel boyut ve şekline bağlı olarak tünel tahkimat sistem oluşturulmaktadır. Tünel tahkimatında; geçici tahkimat olarak kaya saptlamaları, püskürtme beton, çelik hasır, çelik bağ tahkimat elamanlarının kombinasyonu kullanılmaktadır ve sonrasında nihai kaplama yapılarak tünel kaplaması tamamlanmaktadır. Ayrıca enjeksiyon ve boru şemsiye uygulaması, boru sürenler olmak üzere tünel koşullarının iyileştirilmesi özel tahkimat sistemlerinden yararlanılmaktadır.

2.6.1 Kaya Saptlamaları

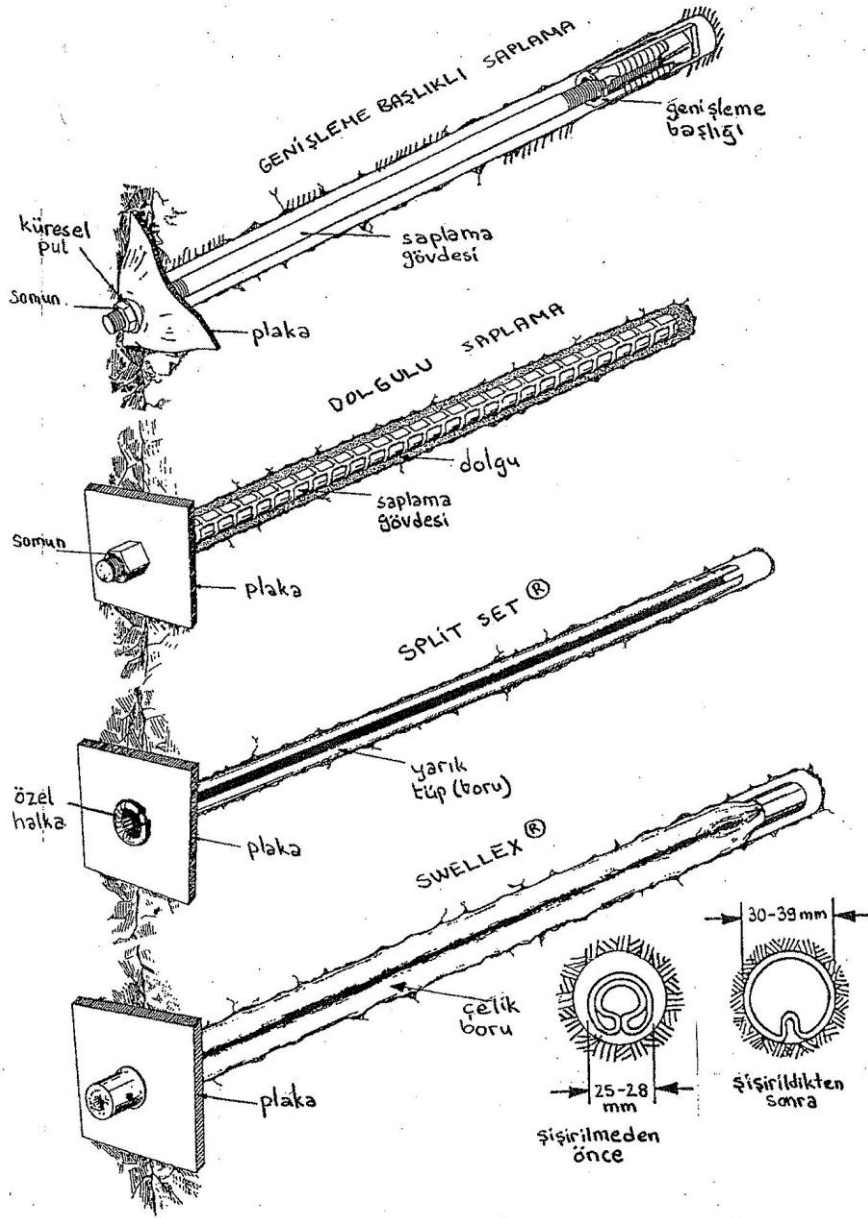
Kaya saptlamaları (Ankraj) ile ilgili genel bilgiler şu şekildedir;

- Ankraj; demirleme, tutturma olarak tanımlanabilir.
- Mazeme; çelik (düz veya nervürlü çubuk, boru, tüp, halat vs.), ahşap, fiberglas.
- Çalışma prensibi; mekanik ankrajlı, dolgulu, birleşik (mekanik ankraj + dolgu), sürtünmeli (Şekil 2.43).
- Ankraj türü; nokta, kısmi ve tüm boy ankrajlı.
- Yerleştirme şekli; gerdirmesiz, gerdirmeli/ön gerdirmeli (Gerçek 2000).

2.6.1.1 Kullanım Amaçları

Kaya saptlamalarının kullanım amaçları;

- Çekme gerilmelerine karşı duyarlı olan kayayı bu gerilmeleri alabilecek şekilde sağlamlaştırmak.
- Çekme gerilmelerini kayaya iletmek.
- Süreksizliklerin sürtünme direncini arttırmak.
- Yer içinde tarafımızdan denetlenen 3 eksenli gerilme durumu oluşturmak (Vardar 1979).



Şekil 2.43 Kaya saptamaları (US Army Corps of Engineers 1997, Gerçek 2000).

2.6.1.2 Tahkimat Mekanizması

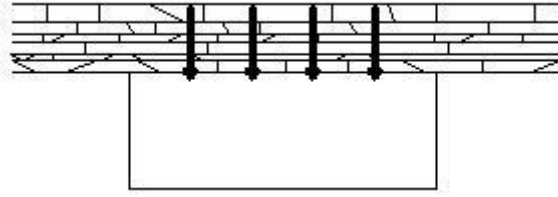
Kaya saptamalarının çalışma ilkesi şu şekildedir;

- Askıya alma; zayıf ve çatlaklı tabakaların daha dirençli ve sağlam tabakalara tutturulması (Şekil 2.44).



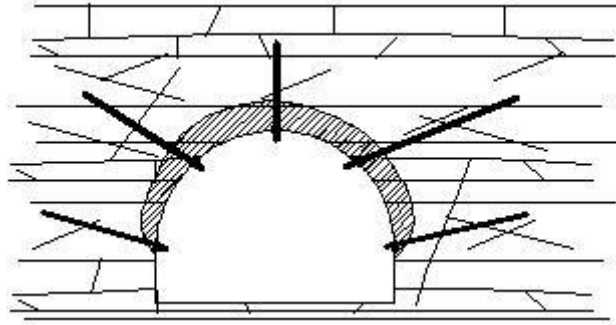
Şekil 2.44 Askıya alma (US Army Corps of Engineers 1997, Gerçek 2000).

- Kiriş oluşturma; yatay süreksizlikler ile birbirinden ayrılmış ince tabakaların birbirine tutturularak kalın bir kiriş gibi davranması sağlanmaktadır (Şekil 2.45).



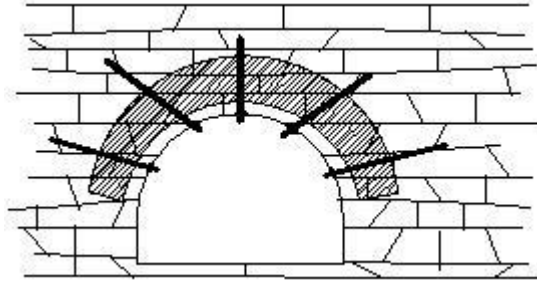
Şekil 2.45 Kiriş oluşturma (US Army Corps of Engineers 1997, Gerçek 2000).

- Anahtarlama; gevşemeler ya da düşmeler sonucu daha geniş gevşeme veya göçüklere yol açabilecek kritik blokların sağlam kaya kütesine tutturulmasıdır (Şekil 2.46).



Şekil 2.46 Anahtarlama (US Army Corps of Engineers 1997, Gerçek 2000)

- Kemer oluşturma; her bir saplamanın sebep olduğu sıkışma bölgelerinin üst üste gelmesi sonucu, açıklığın çevresinde kesintisiz bir sıkışma kemeri oluşmaktadır. Böylece açıklığı çevreleyen eklemlili kaya kütesinin dayanımını ve katılığını arttırılmış olunur ve açıklık çevresindeki gevşemiş kısım taşınması sağlanmaktadır (Şekil 2.46).



Şekil 2.47 Kemer oluşturma (US Army Corps of Engineers 1997, Gerçek 2000).

2.6.2 Püskürtme Beton

Püskürtme beton, agrega, çimento, su ve priz hızlandırıcı katkı karışımının bir boru hattı içerisinde basınçlı hava ile taşınıp, püskürtülerek yerleştirilen betondur. Kaya kütlelerinin gevşemesini önlemek amacıyla taşıyıcı eleman olarak kullanılmaktadır (Köse vd. 2007).

Kabarmayı önlenecek şekilde tasarımılandırılan geçici tahkimat, mümkün olan en kısa sürede yüksek taşıma kapasitesine ulaşmalı, rijit olmalı ve esnememeli ve böylece yüzeye tamamen izole olmalı ve hemen hemen hava geçirmemeli. Geçici tahkimatın taşıma kapasitesi, yapısal tasarımı kadar malzemenin iyi olduğu belirlenmelidir. Ahşap, özellikle nemli ya da yaş olduğu zaman, değerinden uzaktır ve esnemeye olan eğilimi ile düşük fiziksel özelliklerin birleşimidir. Çelik daha iyi fiziksel özellikleri taşımasına rağmen, çelik kemerin verimliliği, kaya yüzeyi ile çelik kemer arasındaki her zaman elverişli olmayan problemlere sebep olan dolgunun kalitesine bağlıdır. Tüm bunlara karşı beton, başlıca püskürtme beton en ideal geçici tahkimat olarak karşımıza çıkmaktadır.

Püskürtme betonun erken yüksek dayanımı, yüksek yük taşıma kapasitesine ulaşmasında çok önemlidir ve bu erken eğilme – gerilme dayanımı özellikle doğrudur. Son zamanlarda silisleşmeden uyarlanan sertleştirilmiş - hızlandırılmış karışım daha iyi sonuçlar vermektedir. Püskürtme beton uygulanmadan önceki yıllarda suyun etkisini azaltmak için verimli drenajlar yapılmaktaydı, püskürtme betonun hızlandırılmış hali ile nemli yerlerde dahi uygulanabilmesi mümkün hale gelmiştir.

Püskürtme betonun en belirleyici özelliği, komşu kayadan gelen gerilme ve kabarmaya karşı bir tahkimat olmasıdır. Püskürtme beton tabakası, açıklık kayada açıldıktan hemen sonra yüzeye uygulanır. Püskürtme beton teğetsel gerilmeleri absorbe eder. Püskürtme beton ve

komşu kayaçta rahatsız edilmemiş bölgenin etkileşimi kemerlenme işleminin etkili bir şekilde olmasına olanak tanımaktadır. Kemerlenme bölgesinin kalınlığının etkinliği püskürtme betonun katının artırılmasıyla olur. Böylece, çekme gerilmeleri karşısında eğilme azaltılır ve basınç gerilmeleri çevre kayaç tarafından kolayca absorbe edilir. Kemerlenme bölgesi kaya sapslamalarının uygulanması ile de artırabilir.

Ayrışma her zaman açılan açıklıkta dakikada yüzey çatlağı ile başlar ve eğer bu oluşum kayaç altına uygulanan püskürtme beton tabakası ile başlangıçta önlenirse püskürtme beton duraylı bir şekilde kalır. Bu durum, kötü kayaçtaki boşlukların sadece birkaç santimetrelik püskürtme beton tabakası ile çok iyi bir şekilde dengede durabildiğinin açıklayıcısıdır. Orta kalitedeki kayaçtaki sığ tünellerde alışlagelmiş yöntemler uygulandığı zaman, oldukça sağlam geçici tahkimat ve beton kaplamaya ihtiyaç vardır. Yeni yöntemler uygulandığı zamanlarda yüzeyin duraylılığı ise belirli bir kalınlıkta püskürtme beton ve kaya sapslamalarının yerleştirilmesiyle güçlendirilen geçici tahkimat yapılır ve kalıcı kaplama yapılarak elverişli bir ortam oluşturulur (Rabcewicz 1964).

Deneyimler bir saatten daha az ayakta kalma süresi olan kayaç kütleleri ve zemin için püskürtme beton ve kaya sapslamalarından oluşan geçici tahkimatın mükemmel olmadığı kanıtlanmıştır. Bir miktar kohezyonlu ve plastik zeminler için başarıyla uygulanmaktadır. Plastik su taşıyan zeminlerin çok kötü durumlarında çelik süren tahkimatı yenilir, püskürtme beton ise çelik tahkimat için duraylılığın güçlendirilmesiyle başarılı olarak çalışmaktadır (Rabcewicz 1964).

Püskürtme beton ile betonun karşılaştırılması;

- Kalıp gerektirmeden çok çabuk uygulanabilmesi (1- 6 dk),
- Esnek olması, ekonomikliği,
- Özel katkıları sayesinde çabuk prizlenmesi (12- 20 dk),
- Zemine ya da kayaca iyi yapışması,
- Dayanımının çok çabuk artması (8 saat içinde 50 kg/cm²),
- Sünük davranış göstermesi, kalıcı dayanımı,
- Düşük geçirgenliği ve daha ince olması,

gibi sahip olduğu avantajlar ile yeraltı açıklıklarında yaygın olarak kullanılmaktadır (Köse vd. 2007).

2.6.2.1 Malzeme Bileşenleri

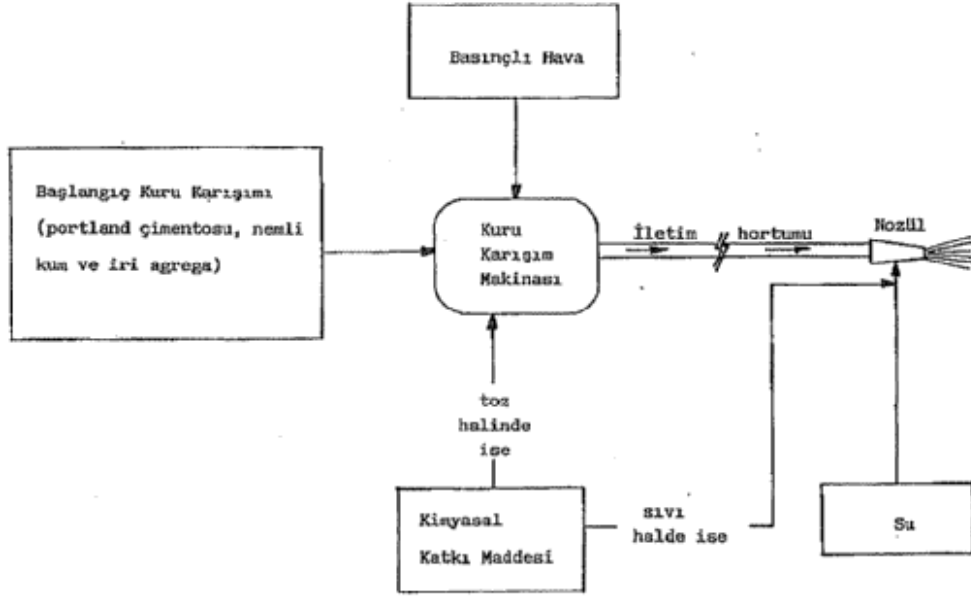
Püskürtme beton; iri agrega, kum, çimento, su, kimyasal katkı maddesi (hızlandırıcı) ve çelik lifler (iğnecikler), mikrosilika gibi özel maddelerden oluşan bir karışımdır. Malzeme bileşenleri aşağıda sunulmuştur:

- Çimento; püskürtme beton için portland çimentosu kullanılmaktadır. Bir karışımda %15 – 20 oranında kullanılmaktadır (Gerçek 2000).
- Agrega; püskürtme betonda ince agrega (kum) için 3 – 10 mm, iri agrega için ise 9 – 25 mm tane boyutunda malzeme kullanılmaktadır (Gerçek 2000).
- Su; uygun bir püskürtme beton için su/çimento oranı:
 - Kuru karışım için 0.3 – 0.5 ve
 - Yaş karışım için 0.4 – 0.6 arasındadır.
- Kimyasal katkı maddeleri; çimento ağırlığının % 2 – 7'si olacak şekilde uygulanmaktadır (Gerçek 2000). Püskürtme betonda, gerek taze betonun fiziksel özellikleri (pompalanabilirlik, işlenebilirlik, kıvam, yapışkanlık, priz süresi) gerekse yerine yerleştirilen sertleşme sürecindeki betonun fiziksel ve dayanım özelliklerini kontrol etmek amacıyla karışıma çeşitli katkı maddeleri ilave edilmektedir. Bunlar:
 - Priz hızlandırıcılar; püskürtme betonun erken yüksek dayanım kazanmasında etkilidir.
 - Cam suyu; suyun pelte yapısıyla oluşturduğu karışım yapışkanlığını artırır.
 - Plastikleştirici ve süper plastikleştiriciler; lignosülfat, naftalin ve melamin karışımından oluşan plastikleştirici veya süper plastikleştiriciler karışımın işlenebilirliğini arttırmaktadırlar.
 - Mineral katkıları; uçucu kül ve silika fume kullanılmaktadır (Köse vd. 2007).
- Özel maddeler; 20 – 50 mm boyutunda çelik lifler (iğnecikler) ve 0.25 – 0.8 mm çapında mikrosilika kullanılmaktadır (Gerçek 2000).

2.6.2.2 Uygulanış Yöntemi

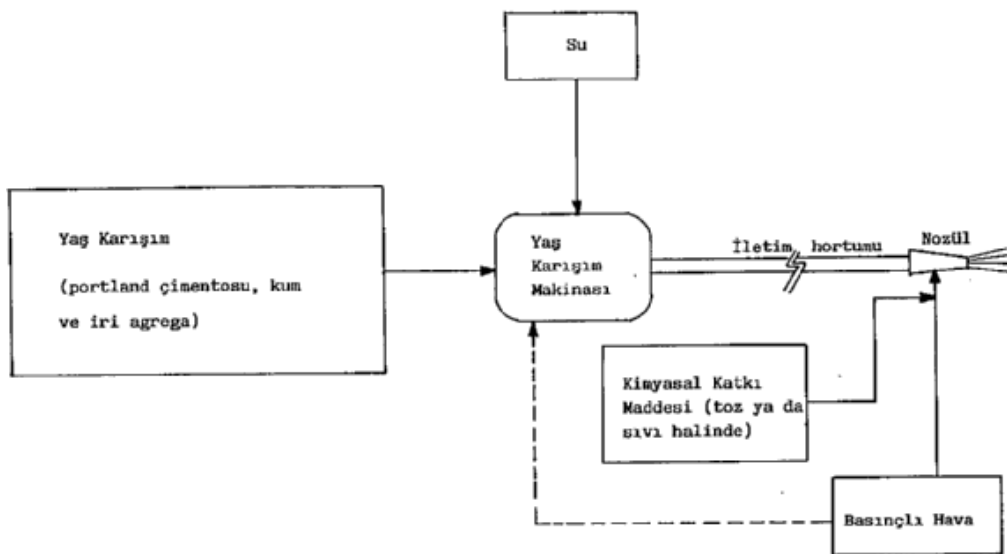
Püskürtme beton kuru ve yaş karışım olarak uygulanmaktadır. Kuru yöntemde, nemli harç malzemesinin ve çimento beslemesinin, bir yerleştirme makinesine konması ve basınçlı

havayla beslenip atış tabancasına verilmesiyle birlikte işlem gerçekleşmektedir. Hidrasyon için gerekli su ise püskürtme ucunda malzemeye verilmektedir (Şekil 2.48). Su elle kontrol edilmekte ve yüzeyin ıslaklık durumuna göre ayarlanabilmektedir.



Şekil 2.48 Kuru karışım püskürtme beton uygulamalarında malzeme akışı (Mahar et al.1975, Gerçek'ten 2000).

Yaş yöntemde ise karışım, harç malzemesi, çimento ve suyun karışmasıyla oluşturularak beton pompasına beslenir ve pompa ile iletim borusundan püskürtme ucuna kadar iletilmesi sonucunda işlem gerçekleşmektedir (Şekil 2.49).



Şekil 2.49 Yaş karışım püskürtme beton uygulamalarında malzeme akışı (Mahar et al.1975, Gerçek'ten 2000).

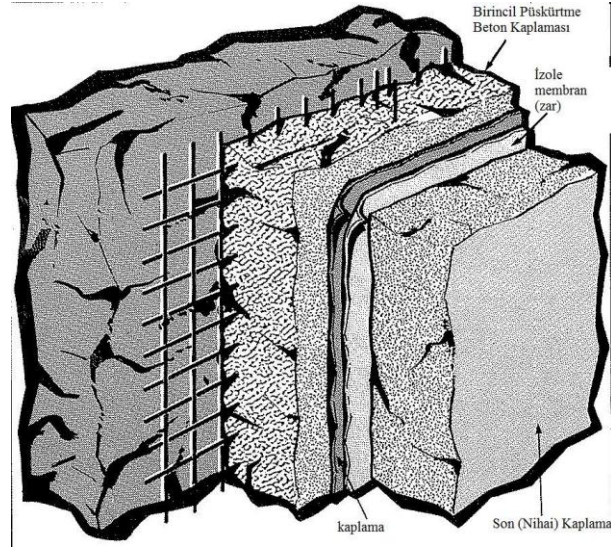
Çizelge 2.6 Kuru ve yaş karışım yöntemlerinin karşılaştırılması (Gerçek 2000).

Faktör	Kuru Karışım	Yaş Karışım
Makine	Toplam masraf daha az. Taşıma basınçlı hava ile (düşük verimlilik). Bakım nispeten daha basit ve seyrek.	Çalışma yerinde daha az makina. Dizel veya elektrik gücü (basınçlı havadan daha verimli). Pompadaki, hortumlardaki ve nozüllerdeki aşınma daha az. %60 daha az basınçlı hava kullanılır.
Karıştırma	Çalışma yerinde. Önceden karıştırılmış kuru malzemelerde kullanılabilir; ancak bunlar nemli ve ıslak ortamlarda açık bırakılmaz. Nemli kum kullanımı performansı düşürmektedir.	Çalışma yerinden uzakta doğru bir karışım yapılabilir. Malzemelerin birden fazla kez taşınması önlenir. Büyük hacimli, hazır karışım kullanılabilir. Nemli kum kabul edilebilir.
Verim	Uygulama yerinde nadiren 5 m ³ /saat'i geçer. Daha uzun mesafelere taşınabilir (maksimum taşıma mesafesi yatay: 400m, düşey: 100m). Normalde 50 – 100 m ³ 'dir.	Benzer kuru karışım makinalarından daha yüksektir. Elle kumandalı nozüllerde 2 – 10 m ³ /saat, robot kollu makinalarda 18 m ³ /saat'e kadar inmektedir.
Geri Sıçrama	Düşey duvarlarda %15 – 40, tavan uygulamalarında %20 – 50'dir. Geri sıçrama cepleri oluşabilir. Agregaya kaybı, karışım isteklerine uyumu zorlaştırabilir ve aşırı çimento sarfiyatına sebep olabilir.	Doğru bir karışımda daha azdır (%10'un altına düşebilir). Agregaya kaybı az olup geri sıçrama cepleri oluşmaz.
Darbe Hızı	Daha yüksek olup daha iyi yapışma sağlar. Tavana uygulamak kolaydır.	Genellikle tüneller ve madencilik çalışmalarında uygundur.
Katkı Maddeleri	Toz halinde makinada veya karıştırıcıda; sıvı halde, nozülde.	Genel olarak sıvı halde ve nozülde katılır.
Toz	Toz bastırma katı maddeleri ile, %5 – 15 su ile önceden ısıtılarak veya yarı yaş yöntem ile toz azaltılabilir.	Çok az toz oluşur (kuru yöntemin 1/6'si kadar). Görüş alanı daha iyidir. Tozdan dolayı yapraklanma olmaz.
Diğer Uygulama İmkanları	Kum püskürtme (yüzey temizlemede). Harç püskürtme, refrakter malzeme kaplanması, tamir veya yüzey hazırlama işlemlerinde de kullanılabilir.	Monolitik çimento uygulamalarında beton pompası olarak kullanılabilir.

2.6.3 Çelik Hasır

Kaya kütlelerinin yoğun olarak eklemler içerdiği durumlarda küçük kaya bloklarının ve parçalarının sökülmesi veya dökülmesine karşılık çelik hasır uygulanmaktadır. İki çeşit çelik hasır bulunmaktadır. Bunlar;

- Zincir bağlantılı (Örgülü): Çok güçlü ve esnektir. Yeterli çalışma yeri yoksa ya da kazı yüzeyi çok girintili çıkıntılıysa en iyi seçimdir. Püskürtme beton uygulamalarında ise titreşerek ardında cepler oluşturduğu için uygun değildir.
- Kaynaklı çelik hasır: Yeterli çalışma yeri varsa ve kazı yüzeyi nispeten düzgünse daha iyi bir seçimdir. Püskürtme beton uygulamaları için idealdir. Daha az titreşir ve tellerin kesişmesi daha az yer tuttuğu için ardında cepler oluşmaz. Şekil 2.50'de gösterilmektedir.



Şekil 2.50 Çelik hasır ve kaplama uygulaması (Sauer 1988).

2.6.4 Çelik Bağlar

Kayaç veya zemin koşullarının uygun olmadığı durumlarda uygulanan tahkimat elemanıdır. Püskürtme beton uygulaması bazı ortam koşulları için yeterli olmamaktadır. Çelik bağlar kullanılırsa, çelik bağ ile kayaç veya zemin yüzeyi arasındaki boşlukların iyi bir şekilde doldurulması önem taşımaktadır.



Şekil 2.51 Kafesli çelik bağ profili ve tünelde uygulaması (Kolymbas 2005).

BÖLÜM 3

SIĞ TÜNEL PROBLEMİNİN MODELLENMESİ

3.1 GİRİŞ

Bu bölümde, yeraltı yapılarının modellenmesinde kullanılan sonlu elemanlar yöntemi kısaca açıklanmış ve çözümler için model değiştirgelerine değinilerek, bu değiştirgelerin duraylılık üzerindeki etkileri incelemiştir. Bu kapsamda; yenilme ölçütü, dayanım katsayısı ve duraylılık indisleri ile ilgili bilgiler verilmiş ve çözümlerinde izlenen yaklaşımlar sunulmuştur.

3.2 SAYISAL GERİLME ÇÖZÜMLEMESİNDE KULLANILAN YAZILIMIN (PHASE²) TANITIMI

1970'li yılların başından itibaren, sığ tünel problemi sayısal gerilme çözümleri (sonlu elemanlar, sonlu farklar, sınır elemanları vb.) yöntemleri kullanılarak çok çeşitli araştırmacılar tarafından incelenmiştir (Barla 1972, Barla and Ottoviani 1974, Kumar 1986, Fainstein et al. 1987). İlk çalışmalarda, genellikle elastik ortam davranışı göz önünde bulundurulmuştur.

Sayısal gerilme çözümlerindeki gelişmeler, bilgisayar teknolojisindeki ilerlemeler ve kaya kütle davranışı ile ilgili bilgi birikimindeki artış; çeşitli malzeme davranışlarını, karmaşık model geometrilerini ve yükleme koşullarını göz önünde bulundurabilen bilgisayar yazılımlarının geliştirilmesini sağlamıştır. Özellikle 2000'li yıllarda, bilgisayar yazılımlarının ucuzlaması ve kullanımlarındaki kolaylık, kullanıcılara yeni olanaklar sağlamıştır. Bu sayede görgül ve analitik yöntemlerin kullanımı azalırken onların yerini giderek yaygınlaşan bilgisayar yazılımları ile yapılan sayısal gerilme modellemeleri almaktadır.

Son yıllarda matematiksel modelleme, laboratuvar ve yerinde ölçüm tekniklerine kıyasla daha önem kazanmıştır. Doğru bir şekilde kullanıldığında, sayısal modellemeler arazide emniyetin ve üretimin artırılması için vazgeçilmez bir ön araştırma aracıdır. Matematiksel bir

modelleme ile bir problemin çözümünde genellikle, diferansiyel ya da integral denklem takımının çözümü gibi karmaşık matematiksel işlemler kullanılmaktadır. Bu denklemler dairesel ya da eliptik boşluklar gibi oluşturulan basit yapılar üzerinde yapılan çözümlerlerde analitik olarak yapılmaktadır. Ancak kaya içindeki yapılar genellikle düzensiz olduğundan denklemler ancak sayısal yaklaşımlar ile çözümlenebilmektedir. Bu nedenle de sayısal modellemeler olarak karşımıza daha çok çıkmaktadır. Günümüzde, süreksizlikler içeren, plastik ya da anizotropik ortam koşullarında iki boyutlu ve üç boyutlu modellemeler yapılabilmektedir (Yazıcı ve Nasuf 1993).

Kaya mekaniği kapsamında problemlerin çözümünde kullanılan sayısal programlar ikiye ayrılmaktadır. Bunlar;

- Sınır yöntemleri: Bu yöntemde kazı sınırları elemanlara bölünmekte ve kaya kütlelerinin matematiksel olarak sonsuz devamlılıkta olduğu varsayılmaktadır.
- Alan yöntemleri: Bu yöntemde kaya kütleleri her biri varsayılan özellikleri taşıyan basit geometrik elemanlara bölünmektedir. Bu basit elemanların kendi aralarındaki etkileşimleri ve kolektif davranışları sayesinde kaya kütlelerinin genel davranışı çok daha karmaşık bir şekilde modellenmektedir. Sonlu elemanlar ve sonlu farklar yöntemleri kaya kütlelerini sürekli olarak tanımlayan alan yöntemleridir. Ayrık elemanlar yöntemi de her kayada her bir bloğun tek bir eleman olarak modellendiği bir alan yöntemi olarak kullanılmaktadır (Hoek 2006).

Bu çalışmada, yeraltı açıklığını çevreleyen kaya kütlelerinin elasto – plastik davrandığı varsayılmıştır. Sayısal çözümlerinde, PHASE² v.8.0 bilgisayar programı kullanılmıştır. Tercih edilen bilgisayar programı (PHASE² v.8.0) ile iki boyutlu sonlu elemanlar yöntemini kullanarak çözümler yapılmaktadır.

Sonlu elemanlar yönteminde (FEM: *Finite Element Method*) pratik boyutlarda seçilen alan bir örgü (mesh) oluşturacak şekilde, iki boyutlu problemlerde genellikle üçgen ya da dörtgen elemanlara bölünmektedir. Şekil 3.1’de bir yeraltı açıklığının etrafında kaya kütlelerinin sonlu elemanlar ile örgüye ayrılmış temsili şekli görülmektedir. Örgüde bitişik elemanların köşeleri aynı düğüm noktasını (*node*) paylaşmaktadır. Yöntemin esasına göre, bir elemanın içinde herhangi bir noktada yer değiştirme elemanın şekline göre düğümlerdeki yer değiştirme cinsinden yazılmaktadır. Aynı elemanı paylaşan düğüm noktalarındaki yer değiştirmenin eşit olması için lineer bir denklem sistemi kurulmaktadır. Modele etki eden ve bilinen kuvvet ve

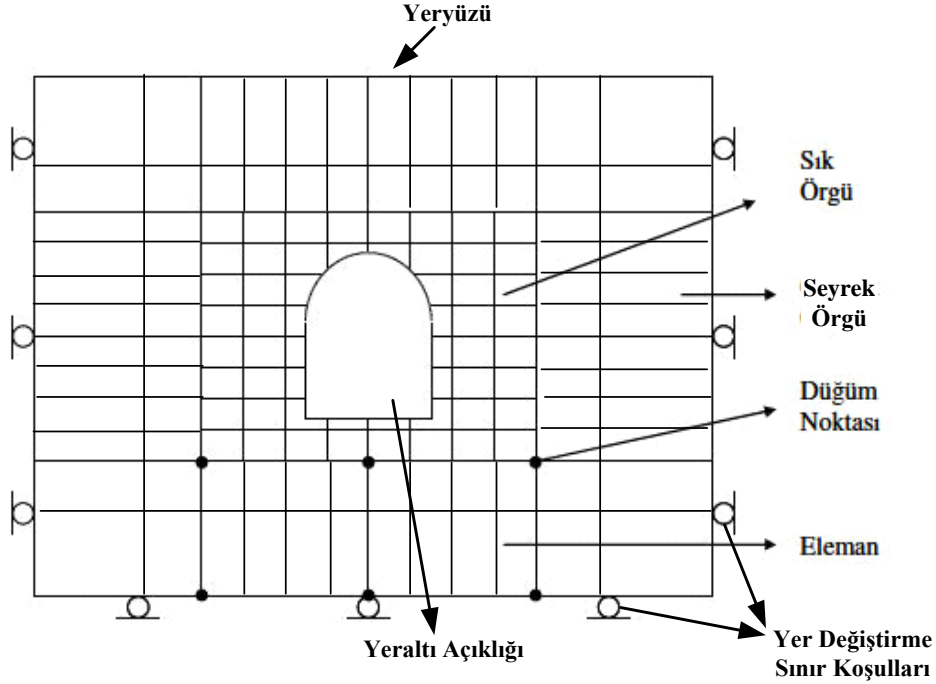
yer değiştirmeler denklem sisteminde bilinenler olarak yer almaktadır. Denklemin çözümleri ile bulunan düğümlerdeki yer değiştirmelerin türevi ile birim deformasyon ve her düğüm noktası için Hooke kanunu ile gerilmeler bulunabilir. İki boyutlu problemlerde, düğüm sayısının iki katı kadar denklem ortaya çıkmaktadır (Yazıcı ve Nasuf 1993).

Yöntemin avantajları;

- En çok kullanımı olan yöntemdir, yerindeki koşullarının modellenmesinde oldukça başarılıdır,
- Paket programlarda bulunan örgü optimizasyonu yöntemleri ile başlangıçta gereken büyük hafıza gereksinimi azaltılabilmektedir,
- Farklı özellikteki tabakalar ve kayacın ilerleyen yenilmesi modellenenebilir,
- Zamana bağlı deformasyon, viskoelastisite, elasto-plastik malzeme, aşamalı kazı, doğrusal olmayan elastisite, süreksizlikler modele katılabilir,
- Tahkimatı yapılmış kaya kütleleri elastik olarak modellenenebilmektedir.

Dezavantajları;

- Tüm kayaç külesinin, hatta kazıdan birkaç cm uzağının bile elemanlara ayrılması gerekebilir. Bu durum kapasitesi yüksek bilgisayar hafızası gerektiren bir işlemdir,
- Sonsuzdaki sınır koşulları yaklaşık olarak hesaplanır,
- Kayanın yenildikten sonra da yük almasıyla oluşan yüksek yerdeğiştirme değerlerine erişmek problemi sayısal duraysızlığa sokabilmektedir (Yazıcı ve Nasuf 1993).



Şekil 3.1 Sonlu elemanlara ayrılmış kaya kütlesi (Yazıcı ve Nasuftan değiştirilerek 1993).

Bu tez kapsamında kullanılan olan PHASE2 bilgisayar yazılımı (Rocscience 2011); iki boyutlu sonlu elemanlar gerilme analizi yöntemi uygulayarak, kaya veya zemin ortamında, yeraltında ya da yeryüzünde yapılan kazılar için kullanılan etkili bir bilgisayar yazılımıdır.

3.3 PROBLEM DEĞİŞTİRGELERİNİN BELİRLENMESİ

Bu çalışmada göz önünde bulundurulmuş değişirgeler ve seçim nedenleri aşağıda özetlenmiştir.

3.3.1 Tünel Geometrisi

Tünel geometrisi olarak, 5 m yarıçapında dairesel tünel seçilmiştir. Bu seçimde başlıca şu hususlar rol oynamıştır.

a. Sığ tüneller için uygulanabilecek mevcut kapalı-tip matematiksel çözümlerde yalnızca dairesel geometri göz önünde bulundurulmaktadır. Sayısal çözümlerlerin doğruluğunu test ederken yapılacak karşılaştırmalarda, bu seçim büyük bir kolaylık sağlamaktadır.

b. Pratikte karşılaşılan sığ tünel geometrilerinin birçoğu dairesel veya dairesele yakın (örneğin; atnalı) şekildedir (Çizelge 2.1).

c. Ülkemizde açılan dairesel veya dairesele yakın sığ tünellerde (örneğin; metro tünelleri), kazı kesit alanı 40 ile 120 arasında değişmektedir(Çizelge 2.1). Seçilen 5 m yarıçaplı tünelin kesit alanı (78.5 m^2) bu değerlere yakın olduğu için, değiştirgesel sayısal çözümlerden elde edilecek sonuçlar karşılaştırma yapmaya izin verebilecektir.

3.3.2 Tünel Derinliği

Tünel derinliği (H: tünel merkezinin yeryüzüne olan düşey uzaklığı) olarak üç ayrı değer göz önünde bulundurulmuş ve tünel çapı (D) cinsinden;

1. $H / D = 3$,
2. $H / D = 6$ ve
3. $H / D = 9$

değerleri seçilmiştir.

Bu değerler Çizelge 2.1'de özetlenen pratik değerler arasında kalmaktadır.

3.3.3 Birincil Gerilme Alanı

Sığ tünellerin duraylılığının araştırılacağı bu değiştirgesel çalışmada, incelenmesi planlanan birincil gerilme alanlarının belirlenmesinde dikkat edilen hususlar aşağıda özetlenmiştir. Bu yaklaşımda, daha önce derin yeraltı açıklıklarının duraylılığının incelendiği bir çalışmadan (Gerçek ve Geniş 1998 ve 1999) esinlenilmiştir.

Birincil gerilme alanının asal bileşenlerinin doğrultuları şu şekilde tanımlanmaktadır (Şekil 3.2):

- Pz: düşey birincil gerilme $P_z = \gamma z$ (γ : örtü katmanının birim hacim ağırlığı, z: yeryüzünden olan derinlik),
- Px: yatay birincil gerilme (tünel kesitine paralel ve tünelin düşey eksenine dik) ve

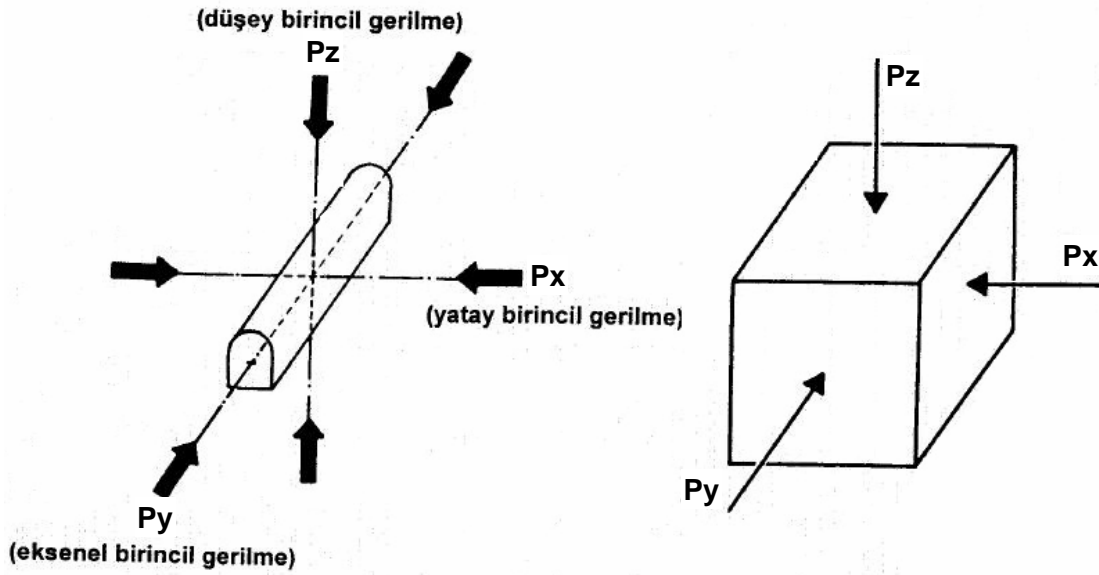
- P_y : aksel birincil gerilme (tünel kesitine dik ve tünelin uzunluğuna paralel).

Yatay konumlu asal birincil gerilmelerin düşey konumlu asal birincil gerilmeye oranları:

- $k_x = P_x / P_z$ ve (3.1)

- $k_y = P_y / P_z$ (3.2)

ile tanımlanacaktır. Bu oranların anlamlı değerlerini içeren aralıklar seçilerek, çok farklı birincil gerilme koşulları için çözümler yapılacaktır. Bu çözümlerin özeti birincil gerilme alanının asal bileşenleri cinsinden Çizelge 3.1'de sunulmuştur. Bu durumda, konum ve büyüklük açısından 25 farklı birincil gerilme durumu söz konusu olmaktadır.



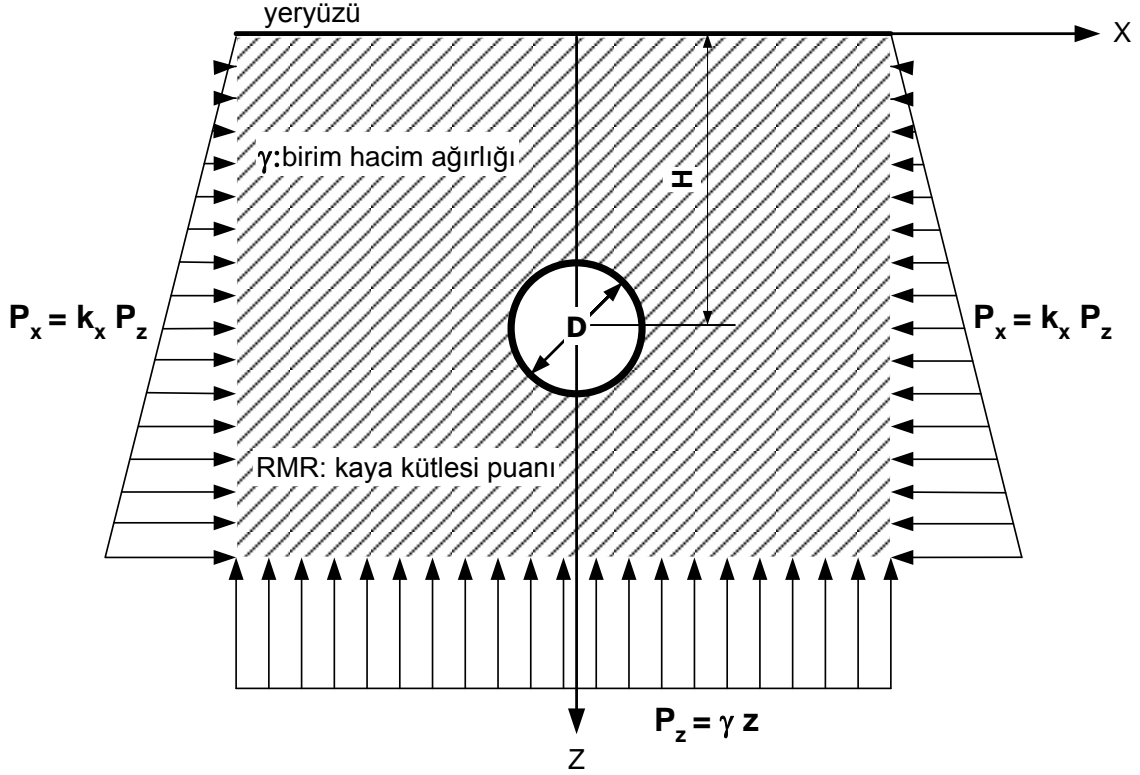
Şekil 3.2 Birincil gerilme alanının asal bileşenlerinin tanımlanması (Gerçek ve Geniş'ten değiştirilerek 2000).

Ancak, daha gerçekçi değerler kullanılması da hedeflendiği için; çizelgede yalnızca, birincil gerilme alanının en büyük bileşeninin (P_{max}), en küçük bileşene (P_{min}) oranının 3 veya daha küçük ($P_{max} / P_{min} \leq 3$) olduğu durumlar seçilmiş ve bu koşulu sağlamayan durumlar Çizelge 3.1'de gölgelendirilmiştir. Buna göre; göz önünde bulundurulmuş birincil gerilme durumu sayısı 17'ye düşmüştür.

Çizelge 3.1 Değişirgesel çözümlelerde göz önünde bulundurulacak durumlar.

	$k_y = P_y / P_z$				
$k_x = P_x / P_z$	1/3	1/2	1	2	3
1/3	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z / 3$ $P_y = \gamma z / 3$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z / 3$ $P_y = \gamma z / 2$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z / 3$ $P_y = \gamma z$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z / 3$ $P_y = 2\gamma z$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z / 3$ $P_y = 3\gamma z$
1/2	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z / 2$ $P_y = \gamma z / 3$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z / 2$ $P_y = \gamma z / 2$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z / 2$ $P_y = \gamma z$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z / 2$ $P_y = 2\gamma z$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z / 2$ $P_y = 3\gamma z$
1	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z$ $P_y = \gamma z / 3$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z$ $P_y = \gamma z / 2$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z$ $P_y = \gamma z$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z$ $P_y = 2\gamma z$	$P_z = \gamma z$ $P_x = \gamma z$ $P_y = 3\gamma z$
2	$P_z = \gamma z$ $P_x = 2 \gamma z$ $P_y = \gamma z / 3$	$P_z = \gamma z$ $P_x = 2 \gamma z$ $P_y = \gamma z / 2$	$P_z = \gamma z$ $P_x = 2\gamma z$ $P_y = \gamma z$	$P_z = \gamma z$ $P_x = 2\gamma z$ $P_y = 2\gamma z$	$P_z = \gamma z$ $P_x = 2\gamma z$ $P_y = 3\gamma z$
3	$P_z = \gamma z$ $P_x = 3 \gamma z$ $P_y = \gamma z / 3$	$P_z = \gamma z$ $P_x = 3\gamma z$ $P_y = \gamma z / 2$	$P_z = \gamma z$ $P_x = 3\gamma z$ $P_y = \gamma z$	$P_z = \gamma z$ $P_x = 3\gamma z$ $P_y = 2\gamma z$	$P_z = \gamma z$ $P_x = 3\gamma z$ $P_y = 3\gamma z$

Şekil 3.3'te ise mevcut birincil gerilme alanına bağlı olarak problemin geometrisi ve koşulları tanımlanmaktadır.



Şekil 3.3 Problemin geometrisi ve koşullar.

Bu kapsamda, karşımıza aşağıdaki özel durumlar çıkmaktadır:

a. Birincil gerilme alanı bileşenlerinin birbirlerine eşit olduğu hidrostatik birincil gerilme durumları (P_z [düşey] = P_x [yatay] = P_y [eksenel] = γz)

b. Birincil gerilme alanının yatay bileşenlerinin birbirine eşit olduğu durumlar ($P_z \neq P_x = P_y$).

Bu durum, iki alt başlıkta incelenecektir:

- Düşey birincil gerilmenin en büyük olduğu durumlar ($P_z = \gamma z > P_x = P_y$; $k_x = k_y = 0.33$ ve 0.5)
- Düşey birincil gerilmenin en küçük olduğu durumlar ($P_z = \gamma z < P_x = P_y$; $k_x = k_y = 2$ ve 3)

c. Düşey birincil gerilme ile yatay birincil gerilmelerden birinin eşit olduğu durumlar. Bunları, iki alt gruba ayrılabilirler ($P_z = P_x = \gamma z \neq P_y$ veya $P_z = P_y = \gamma z \neq P_x$). Bu özel durum, birincil gerilmeler açısından ikişer ikişer birbirine eşdeğer olan toplam sekiz adet birincil gerilme durumunu içermektedir. Bu durumlar dört alt başlıkta incelenecektir:

- " $P_z = P_x = \gamma z ; k_y = 0.33$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z ; k_x = 0.33$ " durumları
- " $P_z = P_x = \gamma z ; k_y = 0.5$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z ; k_x = 0.5$ " durumları
- " $P_z = P_x = \gamma z ; k_y = 2$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z ; k_x = 2$ " durumları
- " $P_z = P_x = \gamma z ; k_y = 3$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z ; k_x = 3$ " durumları

Görüldüğü gibi; yukarıdaki eşdeğer durum çiftlerinden birincide, düşey birincil gerilme yatay birincil gerilmeye eşit; ikincide ise düşey birincil gerilme aksenal birincil gerilmeye eşittir.

d. Tamamen yönser (anizotropik) birincil gerilme durumları ($P_z \neq P_x \neq P_y$). Bu durum, iki alt başlıkta incelenecektir:

- Düşey birincil gerilmenin en büyük olduğu durumlar ($P_z = \gamma z > P_x \neq P_y$): İki eşdeğer durum söz konusudur: $k_x = 0.33 \neq k_y = 0.5$ ve $k_x = 0.5 \neq k_y = 0.33$ durumları.
- Düşey birincil gerilmenin en küçük olduğu durumlar ($P_z = \gamma z < P_x \neq P_y$): İki eşdeğer durum söz konusudur: $k_x = 2 \neq k_y = 3$ ve $k_x = 3 \neq k_y = 2$ durumları.

Özetle; birincil gerilme alanının asal bileşenleri açısından, 17 farklı durum söz konusu olup, benzer durumlar birlikte değerlendirilecektir.

3.3.4 Kaya Kütlesinin Özellikleri

3.3.4.1 Birim Hacim Ağırlığı

Düşey birincil gerilmelerin ve cisim kuvvetlerinin hesaplanmasında kullanılan, kaya kütlesinin birim hacim ağırlığı $\gamma = 0.027 \text{ MN/m}^3$ olarak seçilmiştir. Bu değer Brown ve Hoek (1978) tarafından önerilen düşey birincil gerilme görgül bağıntısına uygundur.

3.3.4.2 Kaya Kütlesinin Niteliği

Çok zayıf nitelikli kaya kütlesinin zemin gibi davranacağı ve çok iyi nitelikli kaya kütlesinin de çok fazla sorun çıkartmayacağı düşünülerek, çalışmada yalnızca 3 farklı nitelikte kaya kütlesi göz önünde bulundurulmuştur. Bunlar, Bieniawski'nin (1989) Jeomekanik Sınıflama Sistemi'ne göre (Bkz. EK AÇIKLAMALAR A), kaya kütlesi puanı (RMR: rock mass rating) cinsinden aşağıda gösterilmiştir:

- Zayıf Nitelikli Kaya Kütlesi: RMR = 21- 40 arasında; çözümlenmelerde RMR = 30 alınacaktır.
- Orta Nitelikli Kaya Kütlesi: RMR = 41- 60 arasında; çözümlenmelerde RMR = 50 alınacaktır.
- İyi Nitelikli Kaya Kütlesi: RMR = 61- 80 arasında; çözümlenmelerde RMR = 70 alınacaktır.

Bu kaya nitelikleri, kaya kütlesinin dayanım ve deformasyon özelliklerinin kestiriminde kullanılacaktır.

3.3.4.3 Kaya Kütlesinin Dayanımı

Kaya kütlesinin dayanımının belirlenmesinde başta yenilme ölçütleri ve kaya kütlesi sınıflandırma sistemleri olmak üzere pek çok yaklaşım bulunmaktadır.

Kaya mekaniği ve kaya mühendisliğinde en yaygın kullanılan yenilme ölçütleri olan Mohr-Coulomb (M-C) ve Hoek- Brown (H-B) ölçütleri kaya kütlesinin dayanımının kestiriminde kullanılabilir.

M-C ölçütüne göre; kaya kütlesinin kohezyonu (c_m) ve içsel sürtünme açısı (ϕ_m) bilirse, kaya kütlesinin tek eksenli basınç dayanımı

$$\sigma_{cm} = \frac{2c_m \cos \phi_m}{1 - \sin \phi_m} \quad (3.3)$$

bağıntısından kuramsal olarak bulunabilmektedir. Jeomekanik Sınıflama Sisteminde ise RMR değeri bilinen kaya kütleleri için önerilen kohezyon ve içsel sürtünme açıları bir çizelgeyle verilmektedir (Bieniawski 1989). Bu çizelge kullanılarak kestirilen dayanımlar Çizelge 3.2'de sunulmuştur.

Çizelge 3.2 Kaya kütlesi için önerilen ve seçilen içsel değişirgeler ile hesaplanan dayanımlar.

RMR	Önerilen		Seçilen		Hesaplanan
	c_m (kPa)	ϕ_m (°)	c_m (kPa)	ϕ_m (°)	σ_{cm} (MPa)
30	100 - 200	15 - 25	150	20	0.428
50	200 - 300	25 - 35	250	30	0.866
70	300 - 400	35 - 45	350	40	1.501

Çizelge 3.2'den de görülebileceği gibi, bu yaklaşımla elde edilen σ_{cm} değerleri oldukça küçüktür. Bir bakıma, bu değerlerin yüksek güvenlik katsayıları içerdikleri düşünülebilir.

Diğer bir grup yaklaşım ise; σ_{cm} değerini, kaya kütlesini oluşturan kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımının bir işlevi olarak kabul eden görgül bağıntıları içermektedir. Bunlardan, H-B yenilme ölçütüne göre olanı aşağıda özetlenmiştir.

H-B ölçütünün en son şekline göre (Hoek et al. 2002); kaya kütlesinin tek eksenli basınç dayanımı

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (3.4)$$

bağıntısıyla verilmektedir. Burada σ_{ci} (sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı), s ve a büyüklüklerinin bilinmesi gerekmektedir. Ek Açıklamalar B'ye göre; s ve a için önerilen

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (3.6)$$

bağıntılarında da GSI (Jeolojik Dayanım İndeksi) ve D (Örselenme Faktörü) değerleri gereklidir.

Sıg tünellerde, ortamı rahatsız etmeyecek derecede özenli kazı yapılacağı düşünülerek $D = 0$ değeri alınabilir. Ayrıca, GSI değeri olarak da Bieniawski'nin (2011) görüşleri doğrultusunda RMR değerleri kullanılmıştır. Bu durumda; kaya kütlelerinin tek eksenli basınç dayanımının, sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımına göre normalleştirilmiş değeri,

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = \left[\exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right) \right]^{0.5 + [\exp(-RMR/15) - \exp(-20/3)]/6} \quad (3.7)$$

bağıntısından bulunabilir (Hoek et al. 2002). Literatürde, aynı amaçla kullanılan bazı görgül bağıntılar da bulunmaktadır. Bunlara örnek olarak aşağıdaki bağıntılar gösterilebilir.

Ramamurthy'nin (1986) önerdiği;

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = \exp\left(\frac{RMR - 100}{18.5}\right) \quad (3.8)$$

Kalamaras ve Bieniawski'nin (1995) önerdiği;

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = \exp\left(\frac{RMR - 100}{24}\right) \quad (3.9)$$

Sheorey'in (1997) önerdiği;

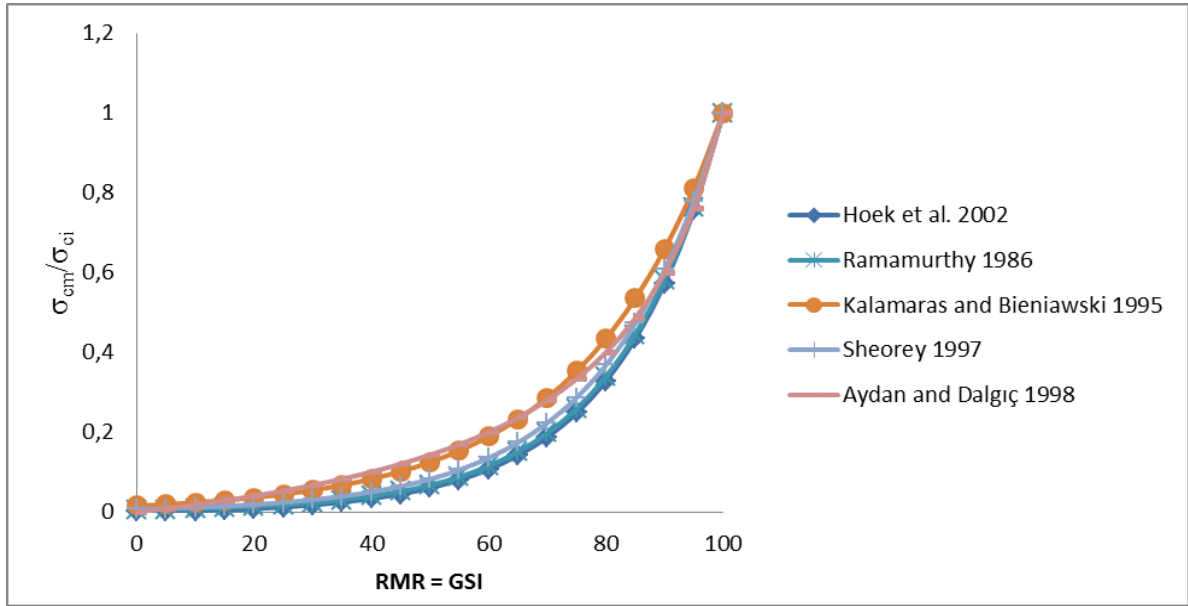
$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = \exp\left(\frac{RMR - 100}{20}\right) \quad (3.10)$$

Aydan ve Dalgıç'ın (1998) önerdiği;

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = \frac{RMR}{RMR + 6(100 - RMR)} \quad (3.11)$$

Şekil 3.4'te bu bağıntıların kullanılmasıyla $\sigma_{cm} / \sigma_{ci}$ değerlerinin RMR 'a bağlı olarak dağılımı gösterilmektedir. Elde edilen $\sigma_{cm} / \sigma_{ci}$ değerleri $RMR = 30, 50$ ve 70 olan kaya kütleleri için

Çizelge 3.3'te özetlenmiştir. Çizelgede ayrıca, bağıntıların verdiği ortalama değerler ile sayısal çözümlerinde kullanılan değerler de verilmiştir.



Şekil 3.4 RMR değerlerine bağlı olarak, kaya kütesinin tek eksenli basınç dayanımının, sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımına göre normalize edilmiş değer grafiği.

Çizelge 3.3 Görgül bağıntılar kullanılarak elde edilen ve çözümlerinde kullanılan $\sigma_{cm} / \sigma_{ci}$ değerleri.

Kullanılan Bağntı	RMR		
	30	50	70
Hoek et al. (2002)	0.0172	0.0602	0.1880
Ramamurthy (1986)	0.0227	0.0670	0.1976
Kalamaras and Bieniawski (1995)	0.0541	0.1245	0.2865
Sheorey (1997)	0.0302	0.0821	0.2231
Aydan and Dalgıç (1998)	0.0667	0.1429	0.2800
Ortalama \pm s.s.	0.0382\pm0.0213	0.0953\pm0.0365	0.2351\pm0.0459
Kullanılan Değer	0.04	0.1	0.24

Sonuç olarak; kaya kütlesinin basınç dayanımının, sağlam kaya malzemesinin dayanımına oranı $RMR = 30, 50$ ve 70 için, sırasıyla, $\sigma_{cm} / \sigma_{ci} = 0.04, 0.1$ ve 0.24 olmaktadır.

3.3.4.4 Kaya Kütlesinin Deformasyon Özellikleri

Kaya kütlesinin deformasyon özellikleriyle ilgili olarak, çok sayıda görgül yaklaşım bulunmaktadır. Bu yaklaşımlardan, doğrudan kaya kütlesinin deformasyon modülünü (E_m) kestirenler ve elde edilen değerler Çizelge 3.4'te özetlenmiştir.

Çizelge 3.4 Görgül bağıntılar kullanılarak elde edilen ve çözümlenelerde kullanılan E_m değerleri.

Öneren	Önerilen Bağıntı	Notlar	Em (GPa)		
			RMR=30	RMR=50	RMR=70
Bieniawski (1978)	2 RMR -100	RMR > 50 (Bieniawski, 1978) RMR > 60 (Bieniawski, 2011)	---	---	40
Serafim ve Pereira (1983)	$10^{[(RMR-10)/40]}$	RMR < 50 (Bieniawski, 1978) RMR < 60 (Bieniawski, 2011)	3.162	10	31.62
Read et al. (1999)	$0.1 (0.1 RMR)^3$		2.7	12.5	34.3
Sayısal Çözümlenelerde Kullanılan Değerler (GPa)			3	10	30

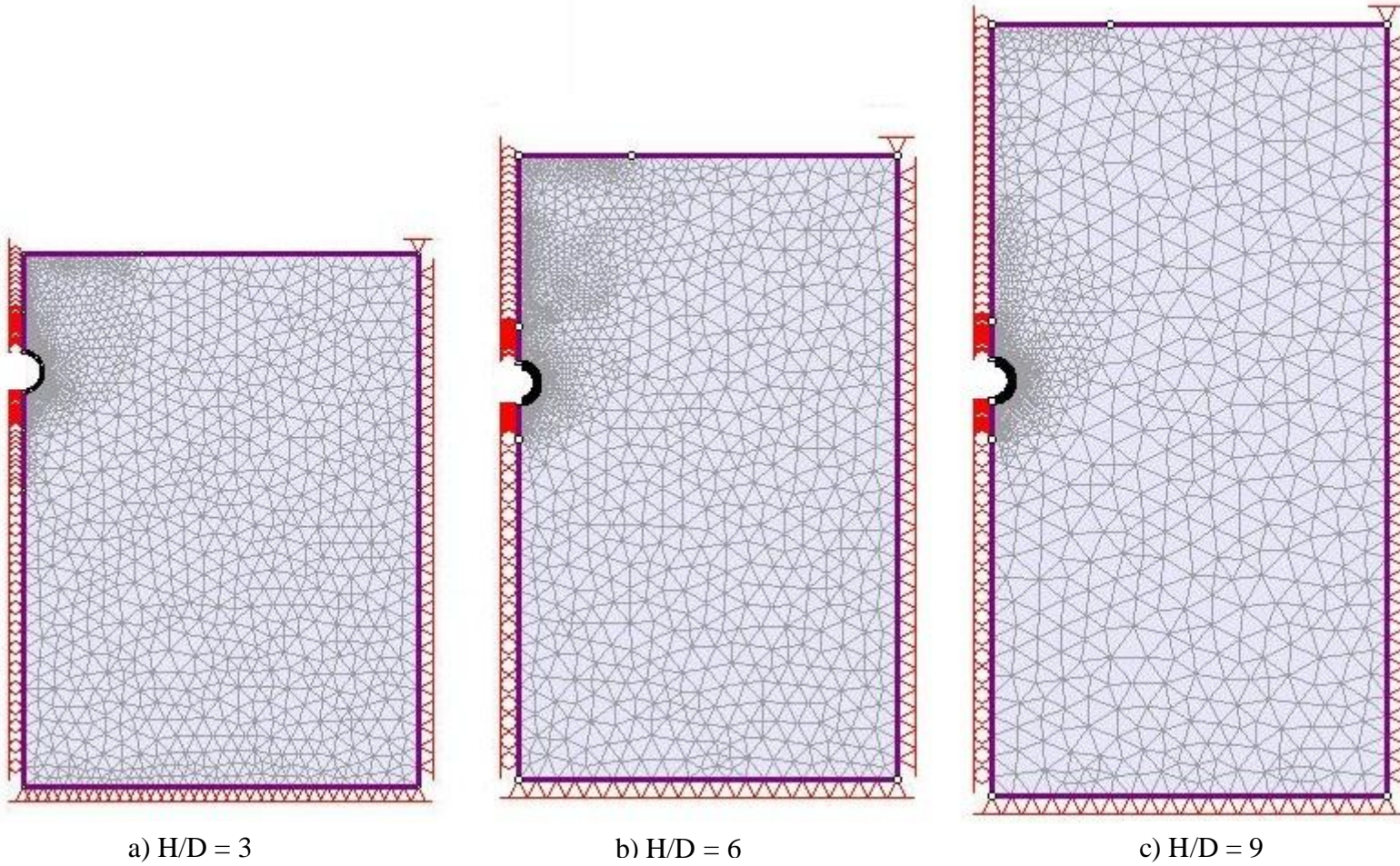
Bölüm 2.3'te belirtildiği gibi; sığ tünel probleminde tünel yüzeyindeki gerilmeleri veren analitik bağıntılara göre, teğetsel gerilmeler ortamın Poisson oranından etkilenmektedir. Ancak bu etki, genellikle tünelin yeryüzüne en yakın tavan bölgesinde önemli olmaktadır. Özellikle tünelin tavanındaki (merkez açısı yaklaşık 60° olan) dar bir yayda belirgin olan bu etki oldukça sığ derinlik durumlarında kendini göstermektedir. Ayrıca, tünel yüzeyinin diğer kısımlarında, Poisson oranının 0 ile 0.5 değerleri arasında, gerilmelerin çok fazla farklılaşmadığı anlaşılmaktadır. Bu nedenle, incelenen sığ tünel problemlerinde kaya kütlesinin Poisson oranı olarak ortalama bir değer olan $\nu = 0.25$ seçilmiştir.

3.4 SONLU ELEMANLAR MODELİNİN OLUŞTURULMASI

3.4.1 Model Geometrisi

Sığ tünel probleminde, problem geometrisi ve birincil gerilme alanı koşulları, tünelin düşey eksenine göre simetri göstermektedir. Bu sayede sayısal çözümler, problem alanının simetrik yarılarından birinin göz önünde bulundurulmasıyla yapılabilmektedir (Şekil 3.5). Bu durum, modeldeki sonlu eleman ve düğüm noktası sayılarının yarıya inmesi, dolayısıyla da çözüm süresinin azaltılması gibi kolaylıklar sağlamıştır.

Sığ tünel problemi için oluşturulan üç farklı model ($H/D = 3, 6$ ve 9) Şekil 3.5'te sunulmuştur. Görüldüğü gibi; tüm modellerde sığ tüneller, modelin sınırlarından eşit uzaklıktadırlar. Böylece, açıklık çevresinde, (yeryüzü hariç) tünelin etkisinin pratik olarak kaybolduğu kaya kütlesi bölgesi tüm modellerde aynı olmuştur (Şekil 3.5).



Şekil 3.5 Analizler için Phase² yazılımında sığ tünel problemi için oluşturulan üç farklı model geometrisi.

3.4.2 Modelin Sınır Koşulları

Modelin simetrisi nedeniyle, simetri eksenini olan tünelin düşey eksenini üzerinde yer alan (model tabanındaki nokta hariç) düğüm noktalarının tümünün yatay yöndeki hareketi kısıtlanmış ve bunların düşey yönde hareketi serbest bırakılmıştır. Ayrıca, modelin tabanında ve diğer düşey sınırında yer alan noktalara, buralarda tünelin etkisinin pratik olarak ortadan kalktığı varsayımı ile yatay ve düşey doğrultularda hareketin kısıtlandığı sınır koşulları uygulanmıştır. Tüm modellerde uygulanan yer değiştirme sınır koşulları Şekil 3.5'te gösterilmiştir.

3.4.3 Çözümlerinde Kullanılan Değişirgeler

Modelde kullanılan üç farklı *RMR* (30, 50 ve 70) değerine ait özellikler aşağıda belirtilmiştir. Bu kapsamda, modelde kullanılan tek eksenli basınç dayanımı (σ_{ci}) değerleri belirlenirken, karşılaşılan sayısal duraysızlık problemi ve *RMR* (30, 50 – 70 için) puanı göz önünde bulundurulmuş, sırasıyla 30 ve 50 MPa değerleri kullanılmıştır. Diğer bir önemli değiştirge olan m_i değiştirgesi ise, çeşitli kayaç türlerini temsilen 10 alınmıştır. Modelde kullanılan değiştirgelerin özellikleri şu şekildedir:

- $RMR \approx GSI = 30$ için:

Sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı, $\sigma_{ci} = 30$ MPa

Kaya kütlesinin deformasyon modülü, $E_m = 3$ GPa (Bkz. Çizelge 3.4)

Kaya kütlesinin Poisson oranı, $\nu = 0.25$ (Bkz. Bölüm 3.3.4.4)

Kaya malzemesinin Hoek-Brown dayanım değiştirgesi, $m_i = 10$ (Bkz. Çizelge B.2)

Kaya kütlesinin Hoek-Brown dayanım değiştirgeleri: $m_b \approx 0.821$ (Bkz. Eşitlik B.2), $s \approx 0.0004$ (Bkz. Eşitlik 3.5) ve $a \approx 0.522$ (Bkz. Eşitlik 3.6)

Yenilmiş kaya kütlesinin Hoek-Brown dayanım değiştirgeleri, $m_r \approx 0.53$ (Bkz. Eşitlik B.7) ve $s_r \approx 1.6 \cdot 10^{-5}$ (Bkz. Eşitlik B.8)

Kaya kütlesinin tek eksenli çekme dayanımı, $(\sigma_{tm})_{HB} \approx -0.015$ MPa (Bkz. Eşitlik B.13)

Kaya kütlesinin tek eksenli basınç dayanımı, $(\sigma_{cm})_{HB} \approx 0.516$ MPa (Hoek et al. 2002, Bkz. Çizelge 3.3)

Kaya kütlesinin farklı derinliklerdeki eşdeğer Mohr-Coulomb dayanım büyüklükleri (Hoek et al. [2002] tarafından önerilen yaklaşımla hesaplanmıştır):

- $H/D = 3$ veya $H = 30$ m için
Kaya kütlesinin kohezyonu: $c_m \approx 0.159$ MPa
Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı: $\phi_m \approx 47.45^\circ$
- $H/D = 6$ veya $H = 60$ m için
Kaya kütlesinin kohezyonu: $c_m \approx 0.239$ MPa
Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı: $\phi_m \approx 42.37^\circ$
- $H/D = 9$ veya $H = 90$ m için
Kaya kütlesinin kohezyonu: $c_m \approx 0.307$ MPa
Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı: $\phi_m \approx 39.30^\circ$

- RMR \approx GSI = 50 için:

Sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı, $\sigma_{ci} = 50$ MPa

Kaya kütlesinin deformasyon modülü, $E_m = 10$ GPa (Bkz. Çizelge 3.4)

Kaya kütlesinin Poisson oranı, $\nu = 0.25$ (Bkz. Bölüm 3.3.4.4)

Kaya malzemesinin Hoek-Brown dayanım değiştirgesi, $m_i = 10$ (Bkz. Çizelge B.2)

Kaya kütlesinin Hoek-Brown dayanım değiştirgeleri: $m_b \approx 1.68$ (Bkz. Eşitlik B.2), $s \approx 0.0039$ (Bkz. Eşitlik 3.5) ve $a \approx 0.502$ (Bkz. Eşitlik 3.6)

Yenilmiş kaya kütlesinin Hoek-Brown dayanım değiştirgeleri, $m_r \approx 1.09$ (Bkz. Eşitlik B.7) ve $s_r \approx 1.6 \cdot 10^{-4}$ (Bkz. Eşitlik B.8)

Kaya kütlesinin tek eksenli çekme dayanımı, $(\sigma_{tm})_{HB} \approx -0.115$ MPa (Eşitlik B.13)

Kaya kütlesinin tek eksenli basınç dayanımı, $(\sigma_{cm})_{HB} \approx 3.011$ MPa (Hoek et al. 2002, Bkz. Çizelge 3.3)

Kaya kütlesinin farklı derinliklerdeki eşdeğer Mohr-Coulomb dayanım büyüklükleri (Hoek et al. [2002] tarafından önerilen yaklaşımla hesaplanmıştır):

- $H/D = 3$ veya $H = 30$ m için
Kaya kütlesinin kohezyonu: $c_m \approx 0.438$ MPa

Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı: $\phi_m \approx 55.95^\circ$

➤ H/D = 6 veya H = 60 m için

Kaya kütlesinin kohezyonu: $c_m \approx 0.545$ MPa

Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı: $\phi_m \approx 51.88^\circ$

➤ H/D = 9 veya H = 90 m için

Kaya kütlesinin kohezyonu: $c_m \approx 0.642$ MPa

Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı: $\phi_m \approx 49.20^\circ$

• RMR \approx GSI = 70 için:

Sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı, $\sigma_{ci} = 50$ MPa

Kaya kütlesinin deformasyon modülü, $E_m = 30$ GPa (Bkz. Çizelge 3.4)

Poisson oranı, $\nu = 0.25$ (Bkz. Bölüm 3.3.4.4)

Kaya malzemesinin Hoek-Brown dayanım değiştirgesi, $m_i = 10$ (Bkz. Çizelge B.2)

Kaya kütlesinin Hoek-Brown dayanım değiştirgeleri, $m_b \approx 3.425$ (Bkz. Eşitlik B.2), $s \approx 0.0357$ (Bkz. Eşitlik 3.5) ve $a \approx 0.501$ (Bkz. Eşitlik 3.6)

Yenilmiş kaya kütlesinin Hoek-Brown dayanım değiştirgeleri, $m_r \approx 2.23$ (Bkz. Eşitlik B.7) ve $s_r \approx 1.4 \cdot 10^{-3}$ (Bkz. Eşitlik B.8)

Kaya kütlesinin tek eksenli çekme dayanımı, $(\sigma_{tm})_{HB} \approx -0.521$ MPa (Bkz. Eşitlik B.13)

Kaya kütlesinin tek eksenli basınç dayanımı, $(\sigma_{cm})_{HB} \approx 9.401$ MPa (Hoek et. al 2002, Bkz. Çizelge 3.3)

Kaya kütlesinin farklı derinliklerdeki eşdeğer Mohr-Coulomb dayanım büyüklükleri (Hoek et al. [2002] tarafından önerilen yaklaşımla hesaplanmıştır):

➤ H/D = 3 veya H = 30 m için

Kaya kütlesinin kohezyonu: $c_m \approx 1.311$ MPa

Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı: $\phi_m \approx 57.26^\circ$

➤ H/D = 6 veya H = 60 m için

Kaya kütlesinin kohezyonu: $c_m \approx 1.385$ MPa

Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı: $\phi_m \approx 54.69^\circ$

- $H/D = 9$ veya $H = 90$ m için
Kaya kütlesinin kohezyonu: $c_m \approx 1.466$ MPa
Kaya kütlesinin içsel sürtünme açısı: $\phi_m \approx 52.77^\circ$

3.5 DURAYLILIK DEĞERLENDİRMESİ İÇİN İZLENEN YAKLAŞIMLAR

Bilindiği gibi; sonlu elemanlar gerilme çözümleri, problemin çözümünü çok farklı büyüklüklerin (örneğin; gerilme, asal gerilme, gerinim veya birim şekil değiştirme, asal gerinim, yer değiştirme vb.) bileşenlerinin dağılımları şeklinde vermektedir. Her ne kadar bu büyüklüklerin bazılarının açıklık çevresindeki dağılımı duraylılığı değerlendirmede yardımcı olabilirse de, daha anlamlı ve daha pratik duraylılık göstergelerinin kullanılması gerekmektedir.

Aslında elasto-plastik çözümlerde bu değerlendirme yenilme bölgesinin belirlenmesi ve farklı değiştirgelerin bu bölgenin geometrisine (şekline ve boyutlarına) etkisinin incelenmesiyle oldukça doğrudan yapılabilirse de, bazı elasto-plastik çözümlerin (aşırı yenilme bölgeleri oluşması nedeniyle) sayısal duraysızlık (*numerical instability*) sorunları yarattığı da bilinmektedir. Özellikle bu gibi durumlarda, elastik çözümler kullanılarak, farklı değiştirgelerin sebep olacağı duraysızlık potansiyelleri değerlendirilmektedir.

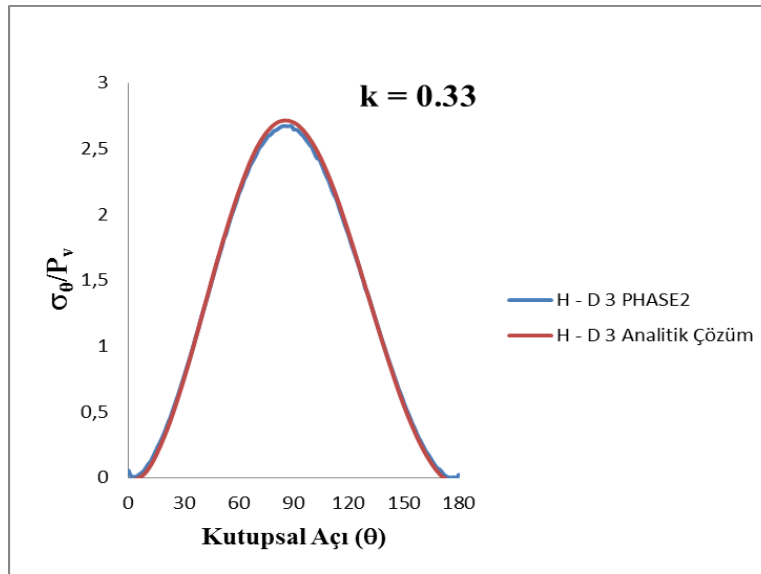
3.5.1 Elastik Çözümler

3.5.1.1 Gerilme Dağılımı Doğrulamaları

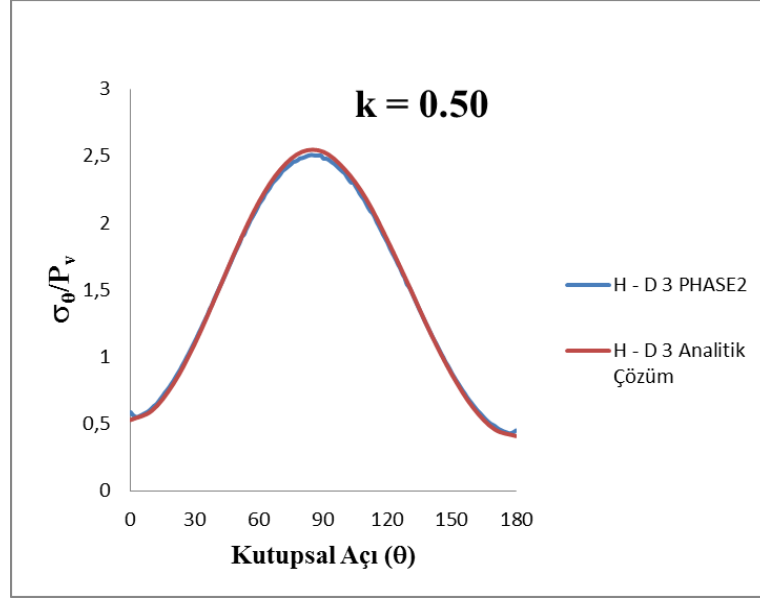
Sığ dairesel tünel yüzeyinde oluşan elastik teğetsel gerilmeleri veren analitik bağıntılar Bölüm 2.3'te sunulmuştu. Bu bilgi, kullanılan sonlu elemanlar modelinin ve dolayısıyla da Phase² yazılımının problemi ne derecede duyarlıkla modelleyebildiğini anlayabilmek için bir fırsat oluşturmuştur. Bu amaçla, öncelikle, elastik sayısal çözümler yardımıyla gerilme dağılımı doğrulamaları yapılmasına karar verilmiştir.

Bilindiği gibi elastik ikincil gerilmeler, en belirgin değerlerini açıklık yüzeyinde almaktadır. Bunların incelenen birincil gerilme durumlarındaki analitik değerleri ile sayısal değerlerinin karşılaştırılmasıyla, hazırlanan modelin ve yazılımın gerçek problemi ne derecede temsil edebildiği anlaşılmış olacaktır.

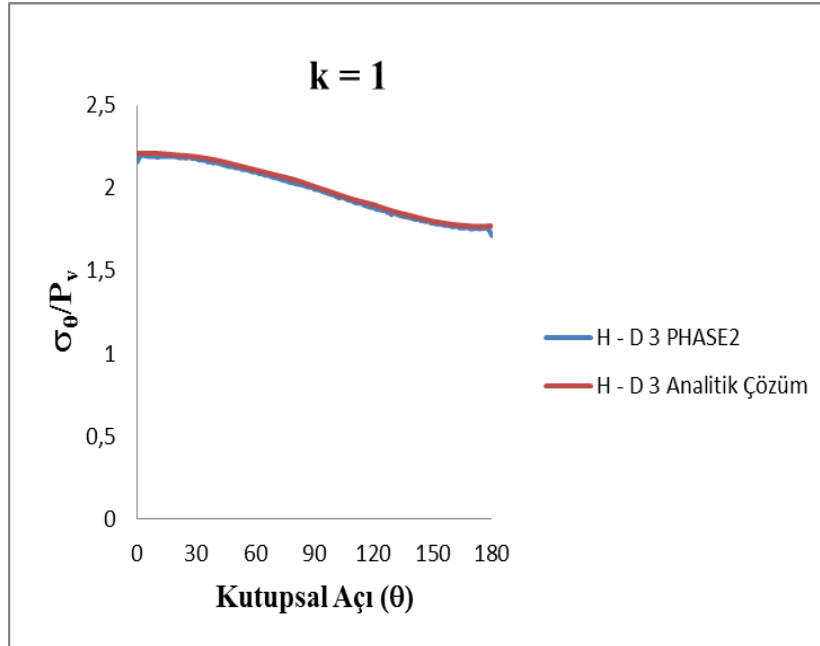
Bu bölümde; sığ derinlikte oluşturulan dairesel bir tünel probleminin üç farklı modelinin çözümünde ($H/D = 3, 6$ ve 9), açıklık çevresindeki ikincil gerilmelerin belirlenmesi amacıyla Bölüm 2.3'te elastik ortam davranışı için önerilen analitik bağıntılardan elde edilen çözümler ile Phase² yazılımı kullanılarak yapılan elastik sayısal gerilme çözümlerinin karşılaştırması yapılmıştır. Bu kapsamda, birincil gerilme alanının yatay bileşenlerinin birbirine eşit olduğu durumlar ($k = k_x = k_y$) göz önünde bulundurulmuş ve şu başlıklar altında incelenmiştir: $k = 0.33$ (Şekil 3.6), $k = 0.50$ (Şekil 3.7), $k = 1$ (Şekil 3.8), $k = 2$ (Şekil 3.9) ve $k = 3$ (Şekil 3.10).



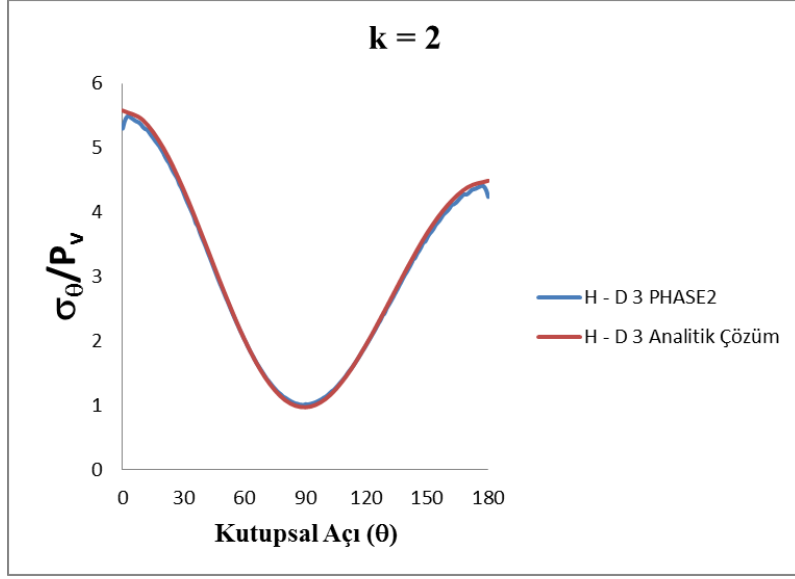
Şekil 3.6 $k = 0.33$ için analitik çözümler ile PHASE² sayısal çözümlerinin karşılaştırılması



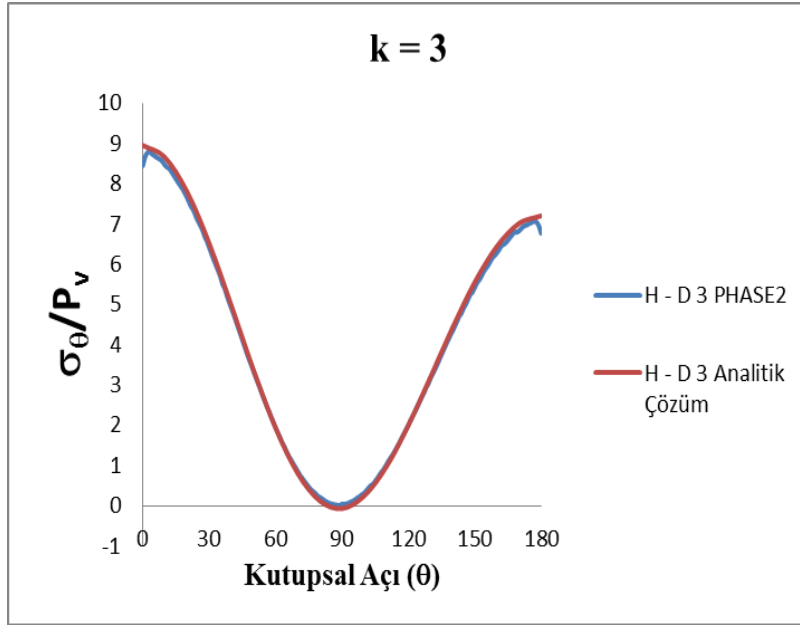
Şekil 3.7 $k = 0.50$ için analitik çözümler ile PHASE² sayısal çözümleme sonuçlarının karşılaştırılması.



Şekil 3.8 $k = 1$ için analitik çözümler ile PHASE² sayısal çözümleme sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 3.9 $k = 2$ için analitik çözümler ile PHASE² sayısal çözümlerinin karşılaştırılması.



Şekil 3.10 $k = 3$ için analitik çözümler ile PHASE² sayısal çözümlerinin karşılaştırılması.

Şekillerden de görülebileceği gibi; Phase² yazılımı kullanılarak elde edilen gerilmeler, analitik çözümlerden elde edilen gerilmelere yaklaşık olarak eşittir.

3.5.1.2 Dayanım Katsayısı (SF) Dağılımları

Yönlere bağlı 3-boyutlu bir gerilme alanı içerisinde açılan bir yeraltı açıklığı çevresindeki ikincil gerilmeler 3-boyutlu bir dağılım göstermektedir. Bu nedenle, bir yeraltı açıklığı çevresinde oluşan gerilme değişimlerinin sebep olabileceği yenilme potansiyelinin değerlendirilmesinde anlamlı ve pratik göstergeler kullanmak gerekmektedir. Üç-boyutlu gerilme dağılımı gösteren bu çeşit bölgelerde, herhangi bir noktadaki etkiyen gerilmelerin asal gerilmeler uzayında tanımladığı noktanın, kullanılan yenilme ölçütünün tanımladığı yenilme yüzeyine olan uzaklığı önem kazanmaktadır. Söz konusu gerilme noktasının hidrostatik gerilme eksenine olan uzaklığı, saptırıcı gerilme gereyinin ikinci değişmezi olan J_2 kullanılarak bulunabilir. Bu mesafe, "etkiyen gerilmelerin" tanımladığı bir büyüklüktür. Hidrostatik gerilme eksenine ile bu nokta arasındaki uzaklık,

$$PN = (2 [J_2]_{\text{etkiyen}})^{1/2} \quad (3.12)$$

bağıntısıyla bulunabilir (Şekil 3.11). Burada;

$$J_2 = [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] / 6 \quad (3.13)$$

Bu noktayı, bulunduğu oktahedral düzlemde hidrostatik gerilme eksenine birleştiren doğrunun konumunu belirlemede kullanılan bir gösterge olan Lode açısı da aşağıda verilmektedir (Şekil 3.12):

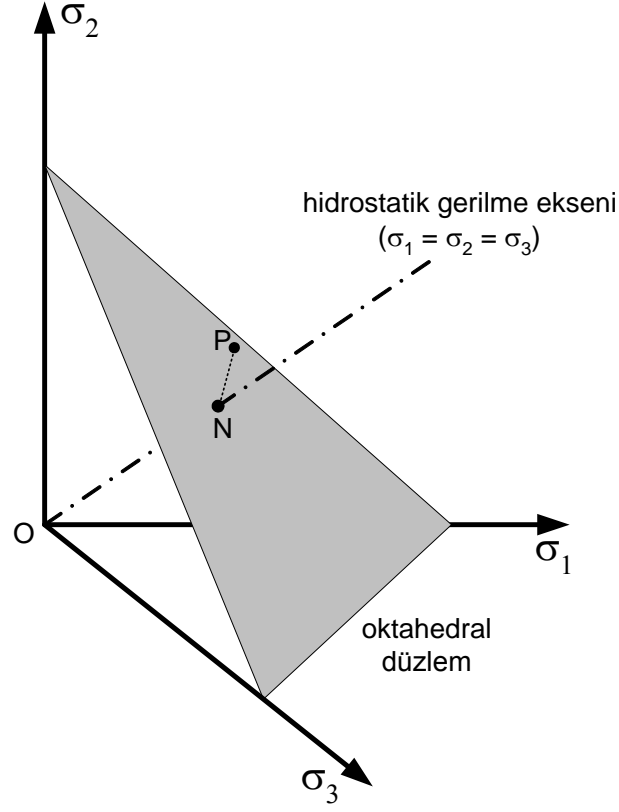
$$\theta_L = \{ \arcsin [-1.5 J_3 (3 / J_2^3)^{1/2}] \} / 3 \text{ ve } -\pi/6 < \theta_L < \pi/6 \quad (3.14)$$

Burada; I_1 , gerilme gereyinin (tansörünün) birinci değişmezi; J_2 ve J_3 , saptırıcı gerilme gereyinin sırasıyla ikinci ve üçüncü değişmezleridir. I_1 ve J_3 ise,

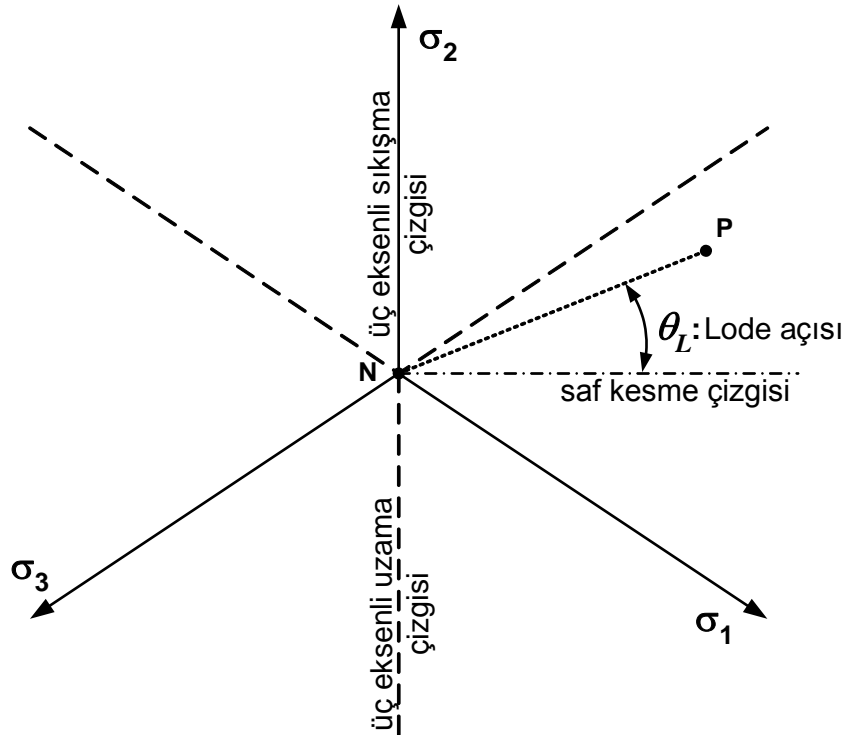
$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (3.15)$$

$$J_3 = (\sigma_1 - I_1/3) (\sigma_2 - I_1/3) (\sigma_3 - I_1/3) \quad (3.16)$$

bağıntıları ile hesaplanmaktadır.



Şekil 3.11 Bir $P(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ noktasının asal gerilmeler uzayındaki yeri (Gerçek 2009).



Şekil 3.12 Oktahedral düzlem üzerindeki tanımlamalar (Gerçek 2009)

Aynı oktahedral düzlemde, aynı Lode açısına sahip bir doğrunun, yenilme yüzeyini kestiği noktanın hidrostatik gerilme eksenine olan uzaklığı da "dayanım" olarak tanımlanır. Dayanım,

$$PN_{\max} = (2 [J_2]_{\text{dayanım}})^{1/2} \quad (3.17)$$

bağıntısından bulunabilir.

Bir noktadaki “dayanım katsayısı (çarpanı)” (*SF: strength factor*); aynı oktahedral düzlem içinde, etkiyen gerilme noktasından geçen doğrultunun yenilme yüzeyini kestiği noktanın hidrostatik gerilme eksenine olan mesafesinin, gerilme noktasının hidrostatik gerilme eksenine olan mesafesine oranına eşittir.

$$\text{Dayanım Katsayısı (SF)} = PN_{\max} / PN = ([J_2]_{\text{dayanım}})^{1/2} / ([J_2]_{\text{etkiyen}})^{1/2} \quad (3.18)$$

Hoek-Brown yenilme ölçütüne (Hoek and Brown 1980a ve 1980b, Hoek et al. 2002) göre; $([J_2]_{\text{dayanım}})^{1/2}$ büyüklüğü aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır (Rocscience 2011).

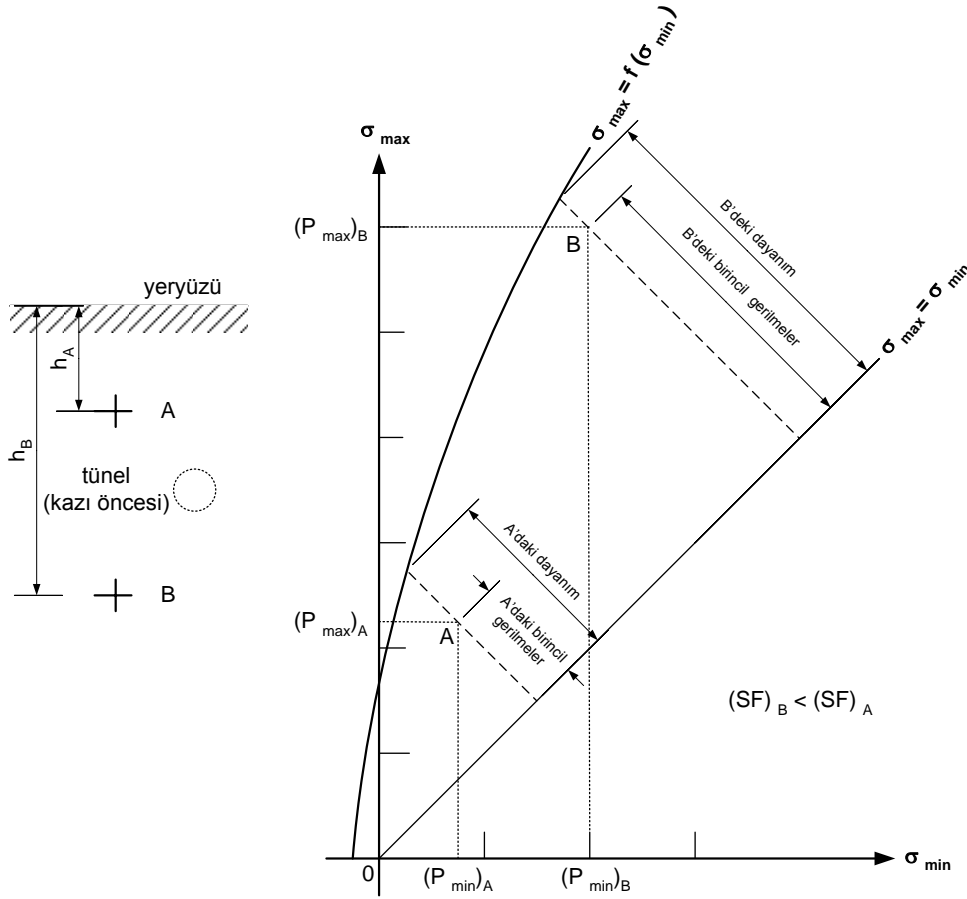
$$PN_{\max} = \frac{\sqrt{\left(1 + \frac{\tan \theta_L}{\sqrt{3}}\right)^2 \left(\frac{m_b \sigma_{ci}}{8}\right)^2 + \left(\frac{m_b \sigma_{ci} I_1}{12} + \frac{s \sigma_{ci}^2}{4}\right) - \frac{m_b \sigma_{ci}}{8} \left(1 + \frac{\tan \theta_L}{\sqrt{3}}\right)}}{\cos \theta_L} \quad (3.19)$$

PHASE² yazılımında; dayanım katsayıları açıklığı çevreleyen ortamdaki noktalarda hesaplandıktan sonra, yazılımın grafik özellikleri kullanılarak eş-*SF* eğrileri çizdirilerek açıklık çevresinde dayanım katsayısı dağılımları elde edilmektedir.

Sığ veya derin tünellerin ya da her türlü yeraltı açıklığının sayısal gerilme çözümlerinde karşılaşılan "dayanım katsayısı dağılımı", bu çalışma kapsamında yapılan çözümlerlede sorun oluşturmuştur. Bu sorun, şu şekilde özetlenebilir:

Yukarıda değinilen dayanım katsayısı (*SF: strength factor*), PHASE² yazılımınca tüm noktalarda hesaplanarak, bu değerlerin problem alanındaki dağılımı elde edilmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken önemli husus, *SF* değeri dağılımının birincil gerilmeler durumu için

de elde edilmiştir. Öyle ki; eğer birincil gerilmeler ve kaya kütlesi dayanımı uyumsuz seçilirse, çözümlemenin birinci aşamasında (daha kazı yapılmadan) ortamda yenilme eğilimi ($SF < 1$) olan bölgeler oluşabilmektedir. Nitekim, sığ tünel problemine ait birincil gerilme alanı bileşenlerinin büyüklükleri derinlere doğru arttıkça, kazısı yapılmamış alanda, yüzeyden başlayarak derinlere doğru azalan bir SF dağılımı olmaktadır. Bu durum Şekil 3.13'te gösterilmiştir.



Şekil 3.13 Sığ tünel probleminde, dayanım katsayısının (SF), birincil gerilme koşullarında yüzeyden derinlere doğru azalmasını açıklaması (Gerçek 2012).

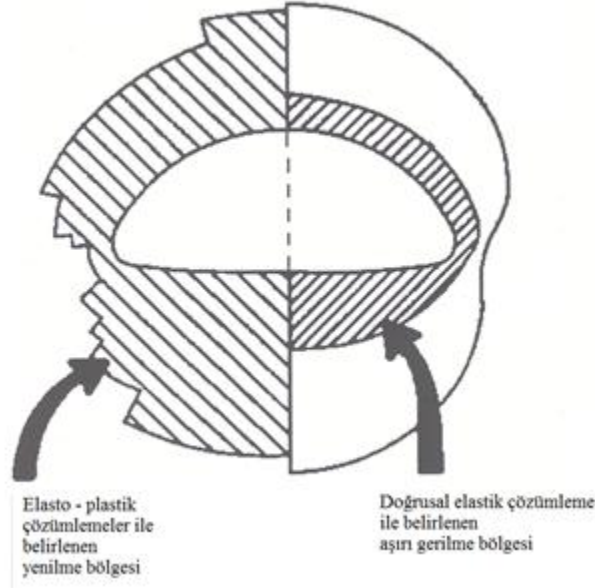
Bu durumun bir tek istisnası vardır: gerçek hidrostatik birincil gerilme koşulları. Birincil gerilme durumunu temsil eden noktalar $\sigma_{max} = \sigma_{min}$ ekseninde olduğu zaman, tünel açılmadan önceki dayanım katsayıları "sonsuz" büyüklükte olmakta; tünel açıldıktan sonra da tünelin yakın çevresindeki dayanım katsayılarının dağılımı, kazının asıl etkisini yansıtacak şekilde olmaktadır.

3.5.1.3 Aşırı Gerilme Bölgesi İndisi (IOZ)

Bir yeraltı açıklığı çevresindeki, analitik çözüm ile hesaplanan asal ikincil gerilmeler ile görgül yenilme ölçütü kullanılarak bulunan dayanım katsayısı (güvenlik katsayısı) dağılımı elde edilebilmektedir (Gerçek ve Geniş 1998). Doğrusal – elastik çözümleme sonucu açıklık çevresindeki noktalarda ikincil gerilme bileşenleri hesaplanabilmektedir. Sonrasında ise, her noktadaki asal ikincil gerilmeler (σ_1 , σ_2 ve σ_3) elde edilmektedir. Elde edilen asal ikincil gerilme bileşenleri ve Hoek – Brown yenilme ölçütünün kullanılmasıyla açıklık çevresindeki noktalarda dayanım katsayıları bulunmaktadır. Açıklık çevresinde, dayanım katsayısı 1'e eşit olan noktalardan geçen eğri, açıklık çevresindeki aşırı gerilme bölgesini sınırlamaktadır. Böylece, açıklık çevresindeki aşırı gerilme altında ($SF < 1$ olan) bölgenin sınırları belirlenebilmektedir. Farklı birincil gerilme alanlarında ve geometrilerinde, açıklıkların çevresindeki yenilme potansiyeli yüksek bölgelerin karşılaştırılabilmesi için basit fakat anlamlı bir niceliksel ölçüt kullanılmaktadır. "Aşırı Gerilme Bölgesi İndisi" (*IOZ: index of overstressed zone*) olarak adlandırılan bu büyüklük, basitçe, açıklık çevresindeki aşırı gerilme bölgesi alanının açıklığın kesit alanına oranı olarak tanımlanmıştır. Aynı geometrideki bir yeraltı açıklığı üzerinde, birbirinden farklı birincil gerilme koşullarının etkisi ile oluşabilecek duraysızlıkların derecesindeki değişim, bir bakıma, *IOZ* değerlerindeki değişimle kendini göstermektedir (Gerçek ve Geniş 1995).

$$IOZ = \frac{\sum A_{OZ}}{A_o} \quad (3.20)$$

Burada; $\sum A_{OZ}$ açıklık çevresinde oluşan aşırı gerilme bölgesinin toplam alanı ve A_o ise açıklığın kesit alanıdır (Şekil 3.14).



Şekil 3.14 Aşırı gerilme bölgesi ve yenilme bölgesi indislerinin tanımlanması (Gerçek ve Geniş 1998, 1999).

Bazı durumlarda, belirli değiştirgelerin IOZ üzerindeki etkisi kolaylıkla tahmin edilebilmektedir. Belirli bir geometrideki yeraltı açıklığı için, kaya kütesinin dayanımı (σ_{cm} , m_i ve GSI) arttıkça IOZ değeri azalmaktadır; dairesel açıklıklarda IOZ değeri, asal birincil gerilmelerin konumundan etkilenmemektedir (Gerçek ve Geniş 1995).

3.5.1.4 Sürekli Eklem Durumları

Phase² yazılımı, sürekli eklemler (*ubiquitous joints*) içeren kaya kütlelerinde, gerilme dağılımlarının eklemler üzerinde kayma (makaslama) yenilmesine yol açıp açmayacağını gösteren sürekli eklem değerlendirmelerine de olanak tanımaktadır.

Bir noktada, seçilen bir koordinat sistemine göre hesaplanan gerilme bileşenlerinin, eğimi bilinen bir düzlemde oluşturacağı normal gerilme (σ) ve kayma (makaslama) gerilmesi (τ) bileşenleri, geleneksel gerilme dönüşümleriyle bulunabilmektedir. Düzlemin kohezyonu (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) bilinirse, Mohr-Coulomb yenilme ölçütüne göre bu noktadaki kaymaya (makaslamaya) göre güvenlik katsayısı (SF);

$$SF = \tau_{\text{dayanım}} / \tau_{\text{etkiyen}} = (c + \sigma_{\text{dayanım}} \tan \phi) / \tau_{\text{etkiyen}} \quad (3.21)$$

bağıntısından bulunabilir.

İşte, sürekli eklem değerlendirmelerinin de esası bu yaklaşıma dayanmaktadır. Phase² yazılımı, problem düzlemine dik konumdaki en fazla üç adet sürekli eklem takımının yol açabileceği makaslama yenilmeleri potansiyelinin değerlendirilmesine olanak sağlamaktadır.

Yapılan elastik çözümlerden elde edilen, düzlem içi gerilme bileşenleri ve her eklem takımı için istenen

- eğim (sürekli eklem takımının yatayla yaptığı açı),
- eklem yüzeyi için geçerli kohezyon ve
- eklem yüzeyi için geçerli içsel sürtünme açısı

değerleri kullanılarak, yeraltı açıklığı çevresindeki noktalarda SF değerleri hesaplanmaktadır. Daha sonra, yazılımın grafik olanakları kullanılarak eş SF konturları çizilmektedir. Böylece, sürekli eklem takımı içeren ortamlarda eklemlerin sebep olabileceği yenilme potansiyeli bölgeleri belirlenmektedir.

Elastik çözümlerde, farklı konumlardaki (yatay ve düşey) tek eklem takımının duraylılığa etkileri araştırılmıştır. İncelemelerde, yenilme potansiyeli bölgesinin iyice belirginleşmesi için eklem takımının içsel sürtünme açısı 30° ve kohezyonu da $c = 0$ (MPa) alınmıştır.

3.5.2 Elasto-Plastik Çözümler

3.5.2.1 Yenilme Bölgesi İndisi (IYZ)

Elasto – plastik çözümler sonucunda, açıklık çevresindeki sınır elemanlar ağında oluşan yenilmiş elemanların toplam alanı yenilme bölgesini vermektedir. Aşırı gerilme bölgesi indisine benzer şekilde, farklı birincil gerilme alanı ve farklı açıklık geometrileri çevresinde oluşan yenilme bölgelerinin karşılaştırılabilmesi amacıyla basit bir indis geliştirilmiştir. “Yenilme Bölgesi İndisi (IYZ : *index of yield zone*)” olarak adlandırılan bu indis, basitçe,

yeraltı açıklığı çevresinde oluşan yenilme bölgesi toplam alanının (ΣA_{YZ}) açıklığın kesit alanına (A_o) oranı olarak tanımlanmaktadır (Gerçek ve Geniş 1998, 1999). Özetle,

$$IYZ = \frac{\sum A_{YZ}}{A_o} \quad (3.22)$$

olmaktadır (Şekil 3.14)

3.5.2.2 Karşılaşılan Sorunlar

Birçok durumda, elasto-plastik çözümler, çok aşırı yenilme bölgeleri oluşması nedeniyle sayısal duraysızlıklara yol açmaktadır. Bu nedenle, bu durumların yalnızca elastik çözümleri irdelenmiştir. Sayısal duraysızlığa yol açmayan ve başarılı bir şekilde çözüm elde edilen durumlar yalnızca $RMR \approx GSI = 70$ olan kaya kütlelerinde elde edilebilmiştir.

BÖLÜM 4

SAYISAL GERİLME ÇÖZÜMLEMELERİ

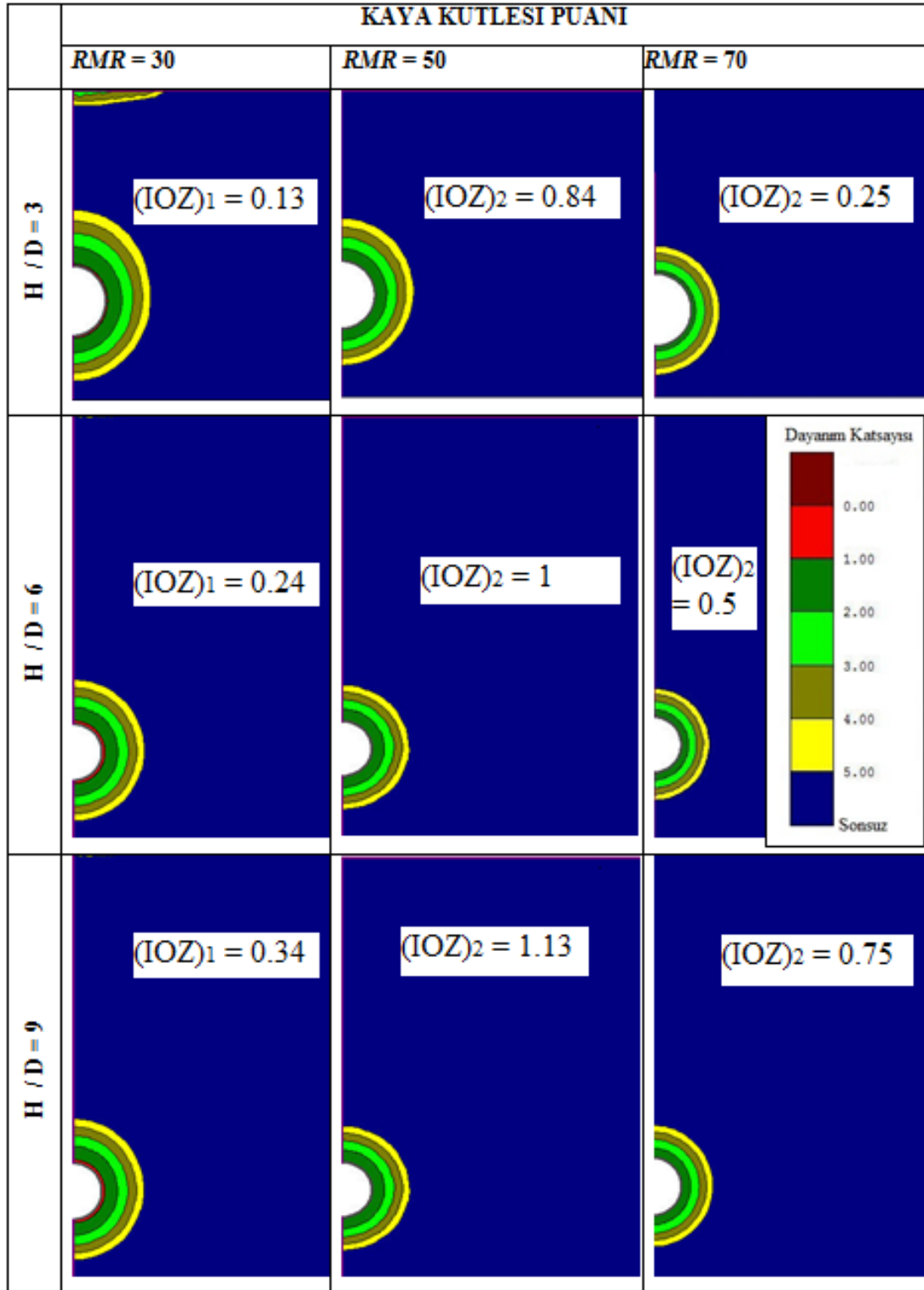
Bu bölümde, tez çalışması kapsamında yapılan sayısal çözümler ve sığ tünel duraylılığı ile ilgili olarak elde edilen bulgular sunulacaktır. Öncelikle, birincil gerilme alanı bileşenlerinin birbirleriyle olan ilişkileri göz önünde bulundurularak, bu en önemli değiştirgenin duraylılık üzerinde etkileri incelenecektir. Ayrıca, her durum kendi içerisinde; duraylılığa tünel derinliğinin, kaya kütlesi nitelinin ve sürekli eklem koşullarının etkileri açısından değerlendirilecektir.

4.1 ELASTİK ÇÖZÜMLEMELER

Yapılan elastik çözümler sonucunda elde edilen dayanım katsayısı dağılımları (SF) birincil gerilmelere durumlarına göre (Bkz. Bölüm 3.3.3) gruplandırılmıştır. Şekillerde; açıklık çevresinde dayanım katsayısı 1'den küçük olan bölgelere göre belirlenen IOZ değerleri de gösterilmektedir. Ayrıca, açıklık çevresinde 1'den küçük olan bölge elde edilmediği durumlarda, aşırı gerilme bölgelerinin karşılaştırılabilmesi için, dayanım katsayısı 2'den küçük olan bölgelerde (IOZ)₂ değerleri belirlenmiş ve ilgili durumu temsil eden şekil kısmında gösterilmiştir. Ancak, bazı durumlarda; dayanım katsayısı 2 olan bölge açıklık çevresinde kapalı bir eğriyle tanımlanamadığı (alanının belirlenemediği) durumlarda ise IOZ değerleri verilememiştir.

4.1.1 P_z [düşey] = P_x [yatay] = P_y [eksenel] = γz Durumları

Gerçek hidrostatik birincil gerilme alanını temsil eden bu durumlarda elde edilen sonuçlar Şekil 4.1'de sunulmuştur.



Şekil 4.1 $P_z = P_x = P_y = \gamma z$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.

4.1.2 $P_z = \gamma z \neq P_x = P_y$ Durumları

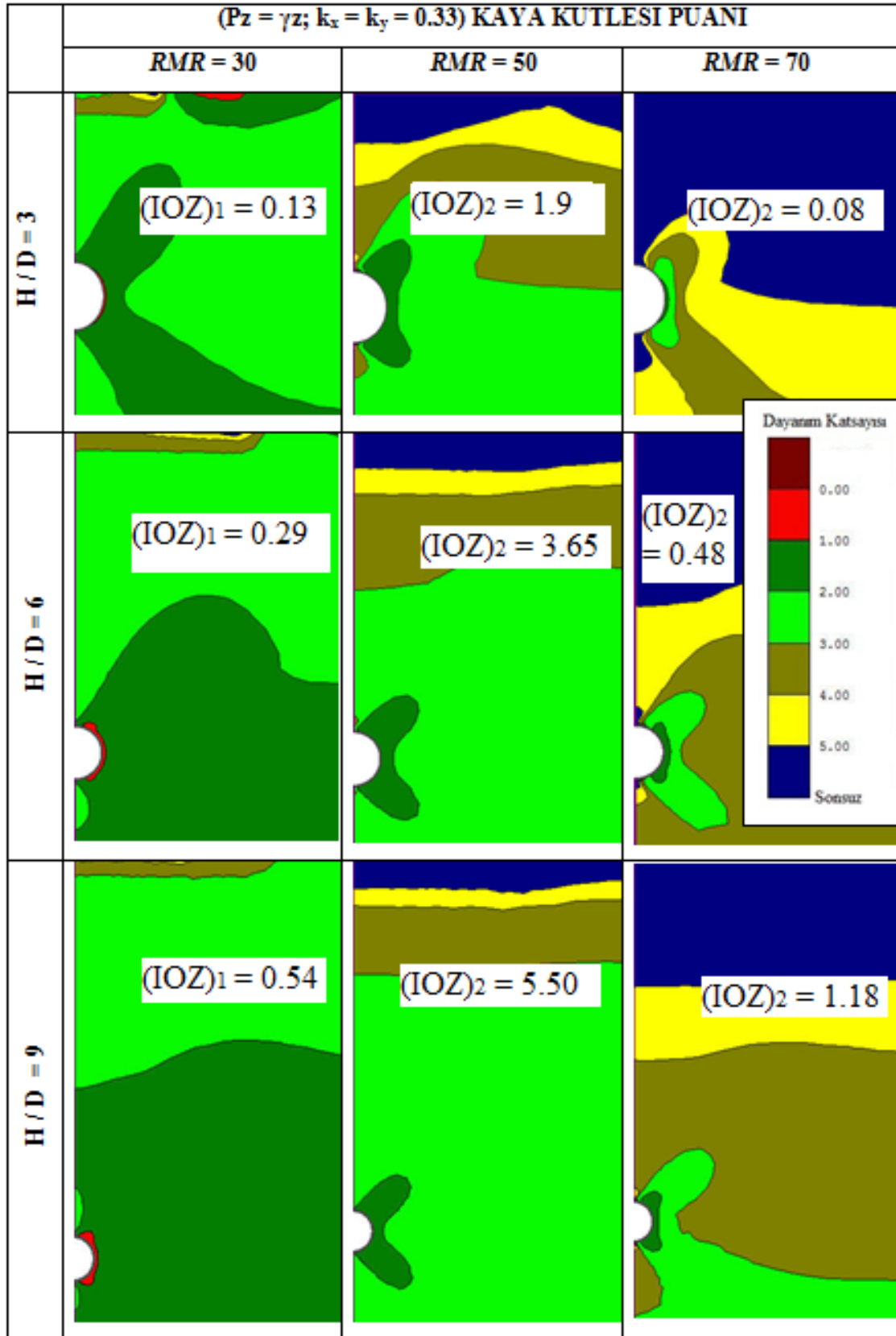
Birincil gerilme alanının yatay bileşenlerinin birbirine eşit olduğu durumlar, aşağıdaki iki alt başlıkta incelenmiştir.

4.1.2.1 $P_z = \gamma z > P_x = P_y$; $k_x = k_y = 0.33$ ve 0.5 Durumları

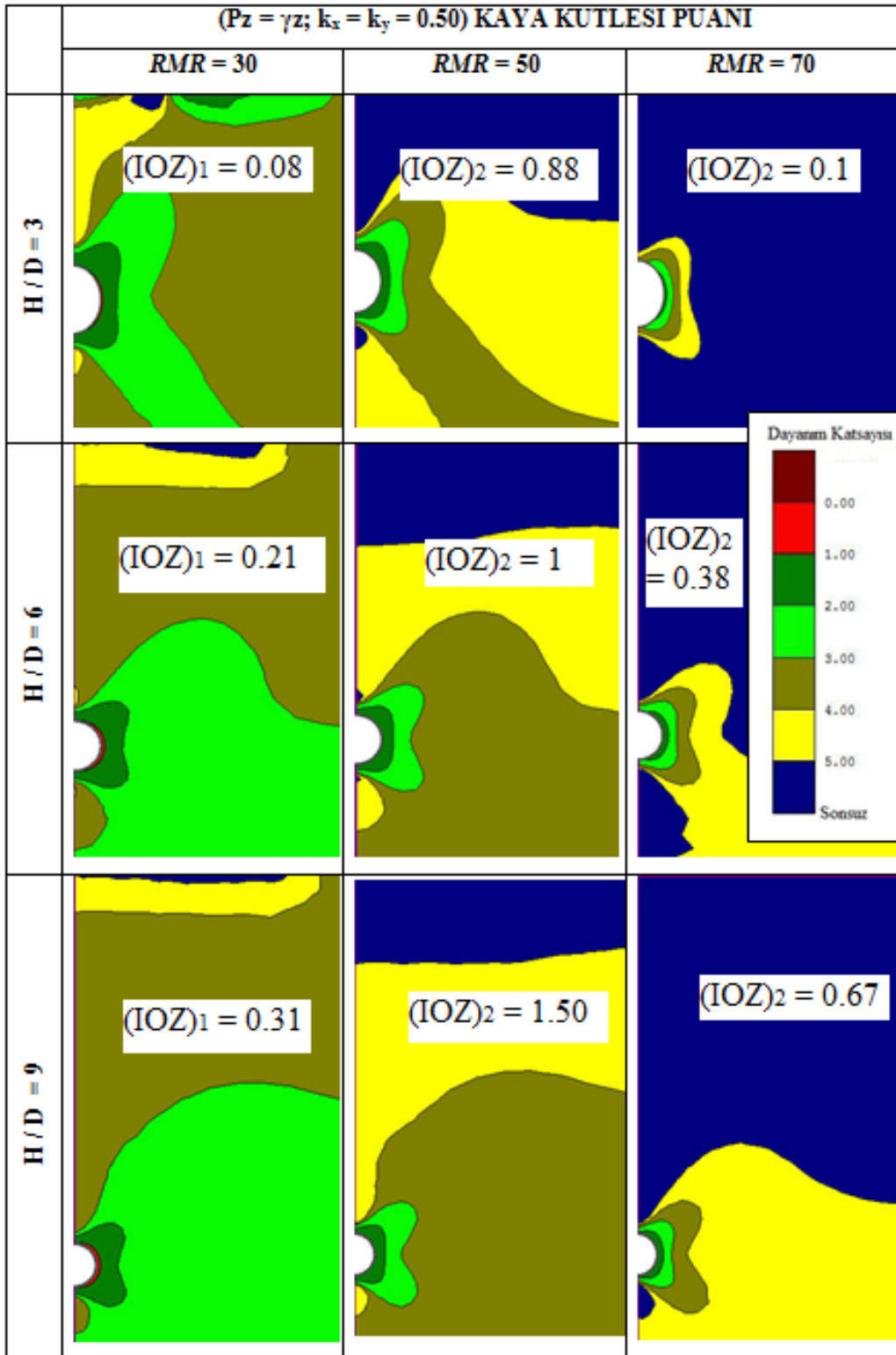
Yatay ve aksenal birincil gerilmelerin düşey birincil gerilmeye oranının 0.33 olduğu durumlarda elde edilen sonuçlar Şekil 4.2'de verilirken 0.5 olduğu durumlarda elde edilen sonuçlar da Şekil 4.3'te sunulmuştur.

4.1.2.2 $P_z = \gamma z < P_x = P_y$; $k_x = k_y = 2$ ve 3 Durumları

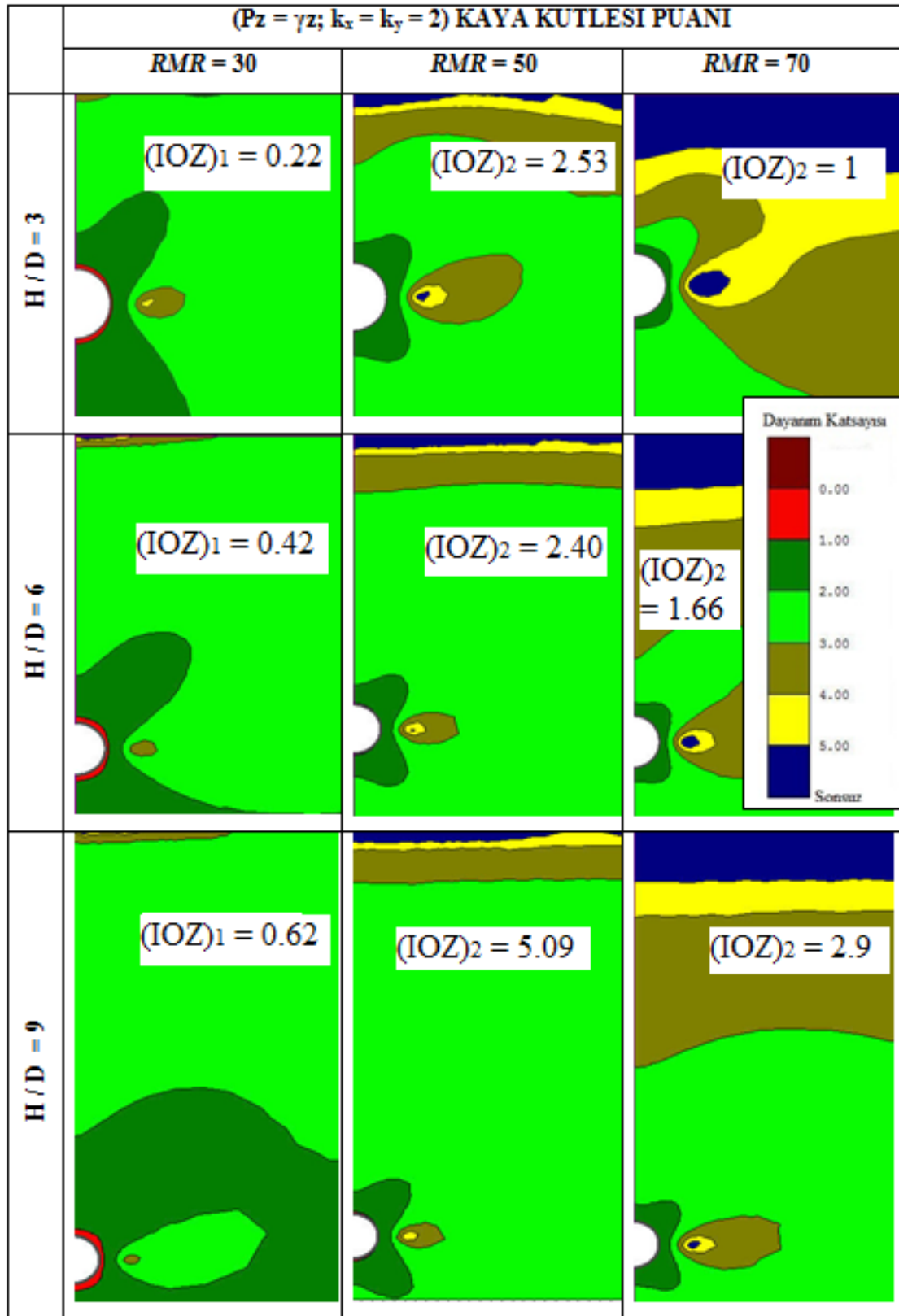
Yatay ve aksenal birincil gerilmelerin düşey birincil gerilmeye oranının 2 olduğu durumlarda elde edilen sonuçlar Şekil 4.4'te verilirken 3 olduğu durumlarda elde edilebilen sonuçlar Şekil 4.5'te sunulmuştur.



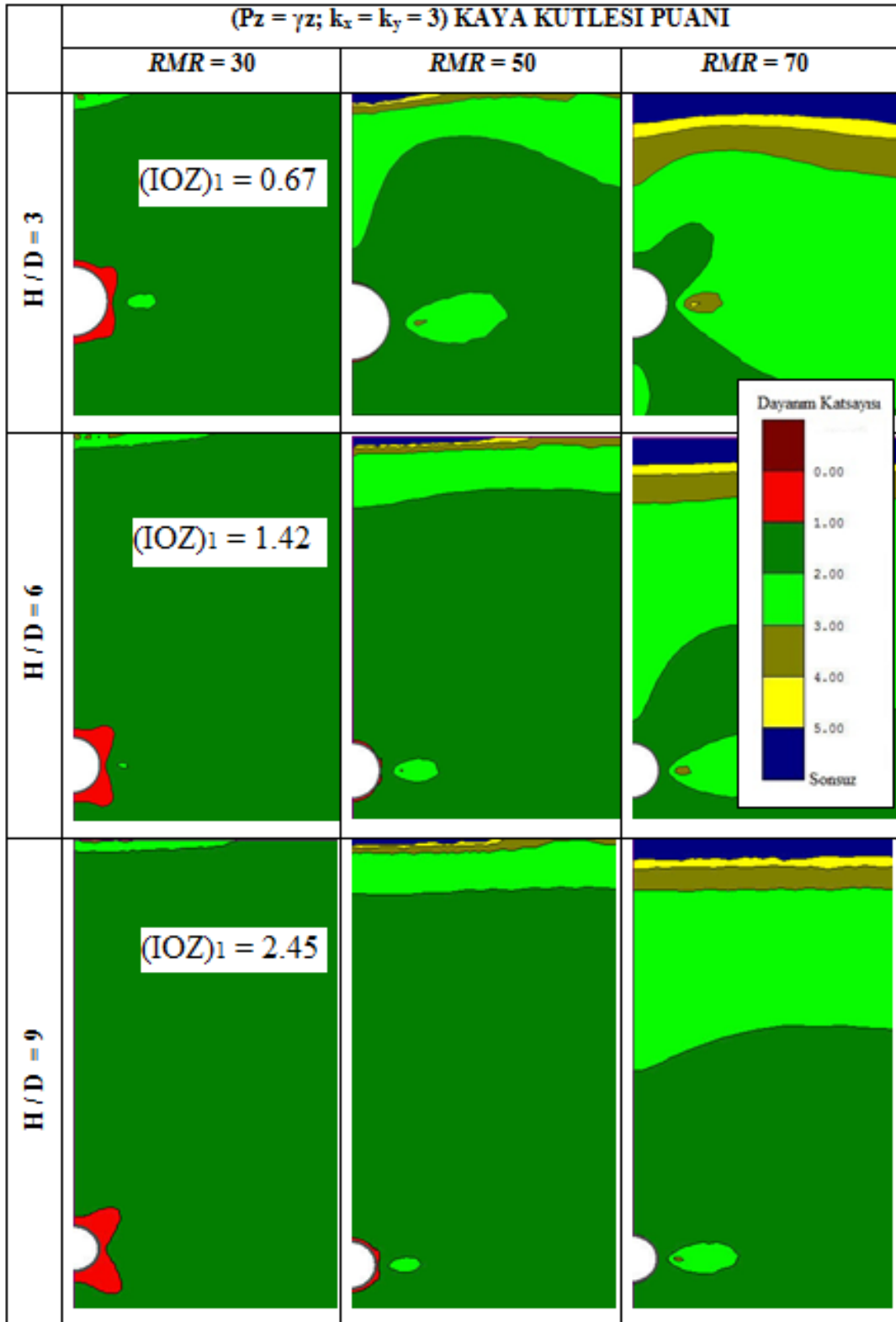
Şekil 4.2 $k_x = k_y = 0.33$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri



Şekil 4.3 $k_x = k_y = 0.50$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.



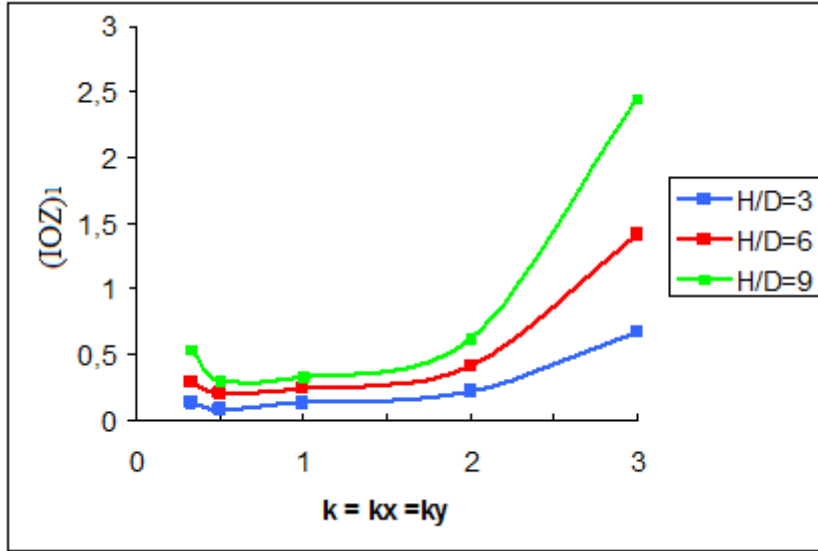
Şekil 4.4 $k_x = k_y = 2$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.



Şekil 4.5 $k_x = k_y = 3$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.

Yatay birincil gerilmelerin eşit olduğu durumlarda elde edilen sonuçlar, hidrostatik birincil gerilme durumunu da göz önünde bulundurarak, daha anlamlı olarak Şekil 4.6'da

özetlenmiştir. Görüldüğü gibi; yatay birincil gerilmelerin eşit olduğu durumlarda; k değerinin 0.33'ten 0.50'ye artması sığ tünellerde duraylılığı olumlu olarak etkilemekteyse de, k'nın 1'den büyük değerler alarak artması duraylılığı olumsuz yönde etkilemektedir.



Şekil 4.6 Yatay birincil gerilmelerin eşit olduğu durumlarda, IOZ değerlerinin k ile değişimi.

4.1.3 $P_z = P_x = \gamma z \neq P_y$ veya $P_z = P_y = \gamma z \neq P_x$ Durumları

Birincil gerilme alanının düşey bileşenin yatay veya eksenel birincil gerilme bileşenlerinden birine eşit olduğu durumlar, aşağıdaki dört alt başlıkta incelenmiştir.

4.1.3.1 $P_z = P_x = \gamma z ; k_y = 0.33$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z ; k_x = 0.33$ Durumları

Düşey ile yatay birincil gerilmenin eşit olduğu ve eksenel birincil gerilmenin düşey birincil gerilmeye oranının 0.33 olduğu durumlarda elde edilen sonuçlar Şekil 4.7'de sunulurken, düşey ile eksenel birincil gerilmenin eşit olduğu ve yatay birincil gerilmenin düşey birincil gerilmeye oranının 0.33 olduğu durumlardan elde edilen sonuçlar Şekil 4.8'de sunulmuştur.

4.1.3.2 " $P_z = P_x = \gamma z ; k_y = 0.5$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z ; k_x = 0.5$ " Durumları

Düşey ile yatay birincil gerilmenin eşit olduğu ve eksenel birincil gerilmenin düşey birincil gerilmeye oranının 0.50 olduğu durumlarda elde edilen sonuçlar Şekil 4.9'da sunulurken,

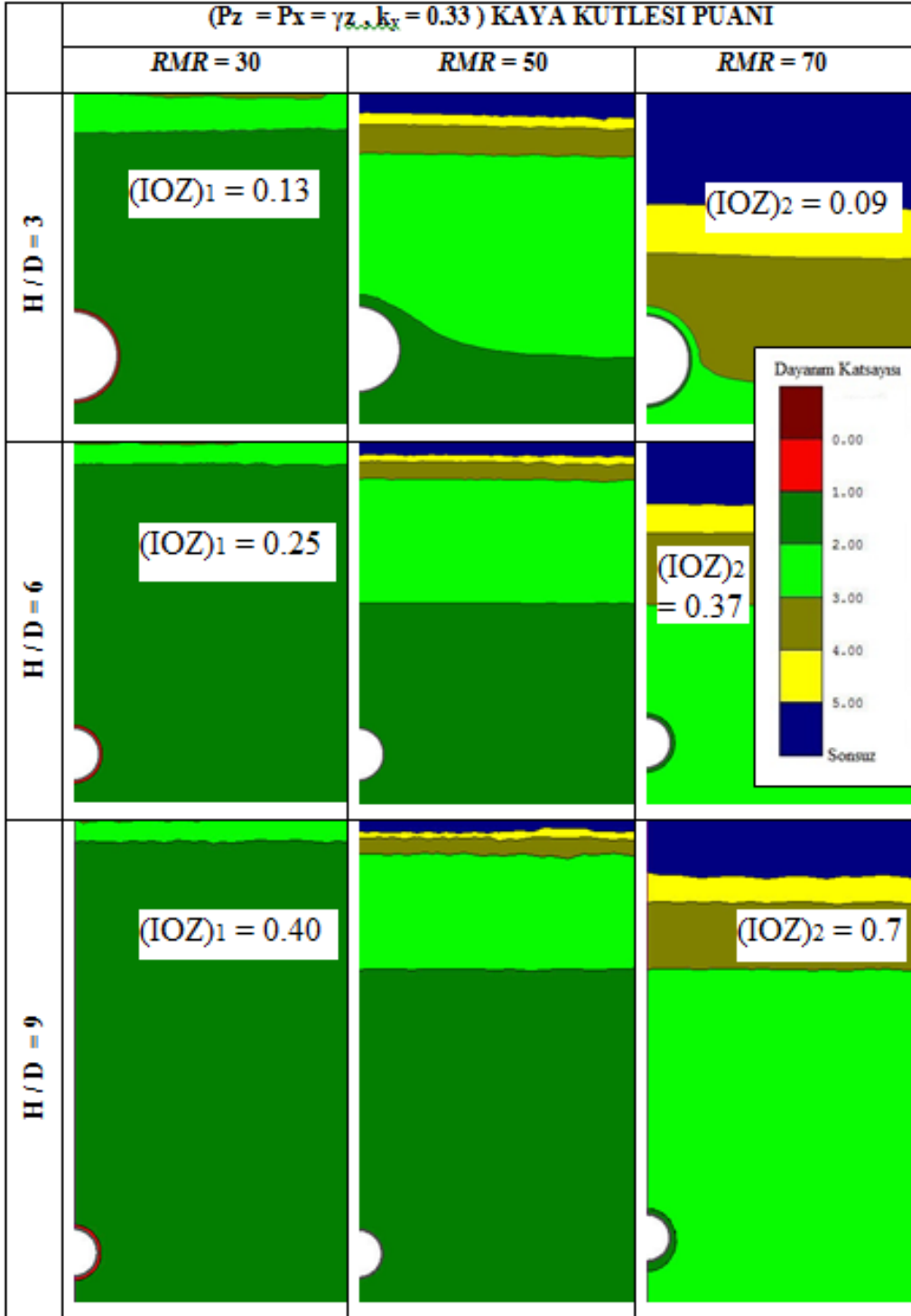
düŖey ile eksenel birincil gerilmenin eŖit olduğu ve yatay birincil gerilmenin düŖey birincil gerilmeye oranının 0.50 olduğu durumlardan elde edilen sonuçlar Ŗekil 4.10'da sunulmuŖtur.

4.1.3.3 " $P_z = P_x = \gamma z ; k_y = 2$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z ; k_x = 2$ " Durumları

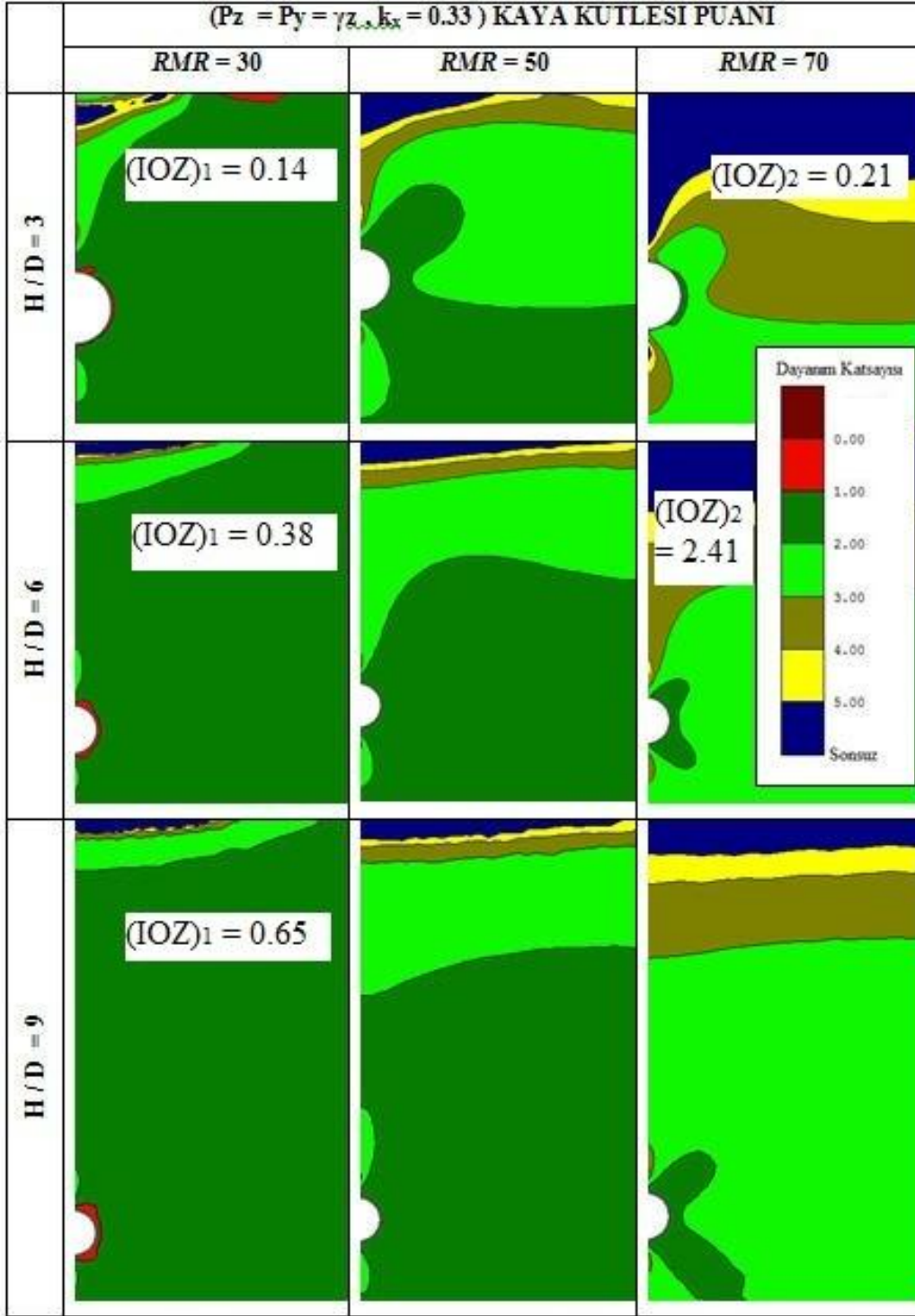
DüŖey ile yatay birincil gerilmenin eŖit olduğu ve eksenel birincil gerilmenin düŖey birincil gerilmeye oranının 2 olduğu durumlarda elde edilen sonuçlar Ŗekil 4.11'de sunulurken, düŖey ile eksenel birincil gerilmenin eŖit olduğu ve yatay birincil gerilmenin düŖey birincil gerilmeye oranının 2 olduğu durumlardan elde edilen sonuçlar Ŗekil 4.12'de sunulmuŖtur.

4.1.3.4 " $P_z = P_x = \gamma z ; k_y = 3$ " ve " $P_z = P_y = \gamma z ; k_x = 3$ " Durumları

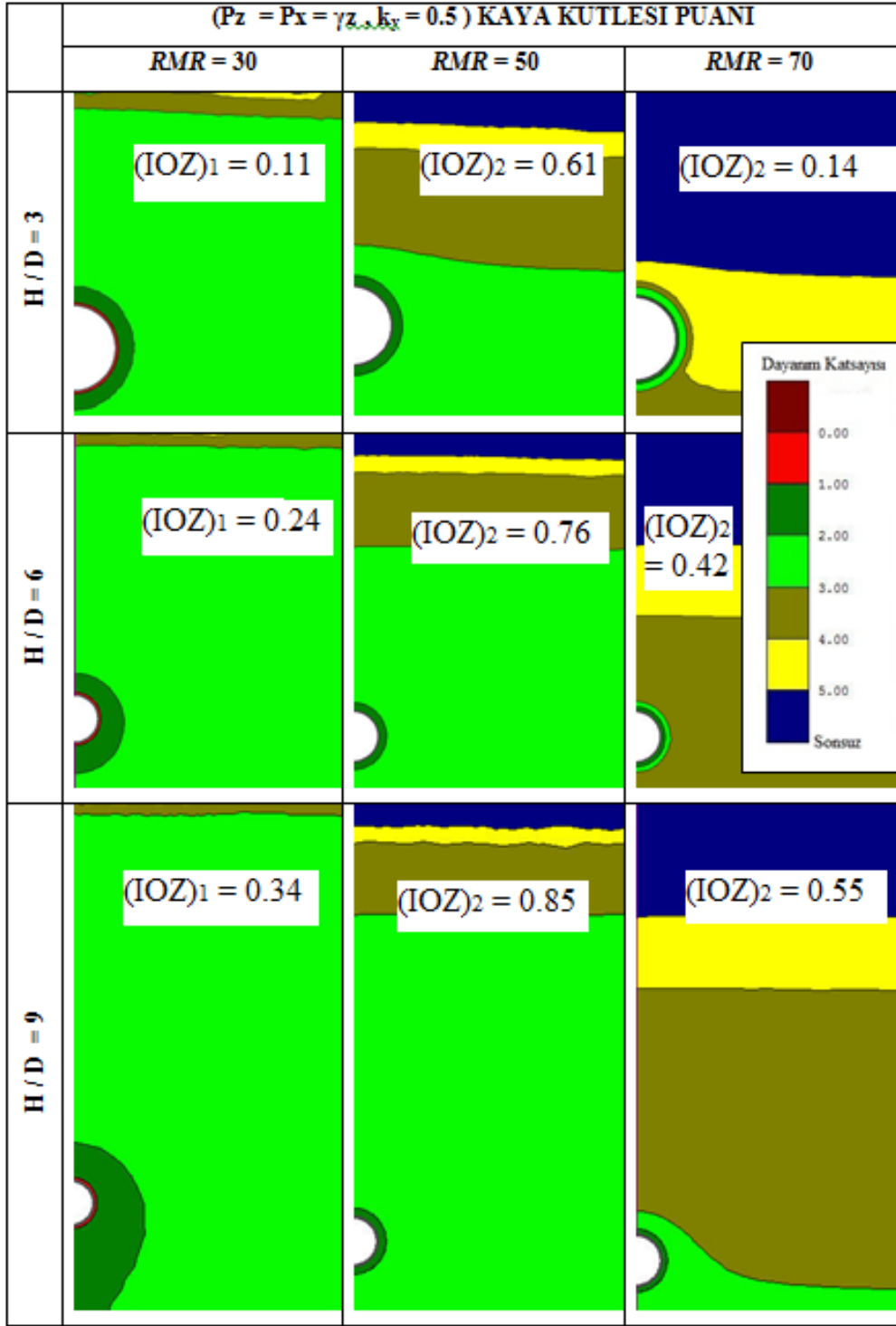
DüŖey ile yatay birincil gerilmenin eŖit olduğu ve eksenel birincil gerilmenin düŖey birincil gerilmeye oranının 3 olduğu durumlarda elde edilen sonuçlar Ŗekil 4.13'te sunulurken, düŖey ile eksenel birincil gerilmenin eŖit olduğu ve yatay birincil gerilmenin düŖey birincil gerilmeye oranının 3 olduğu durumlardan elde edilen sonuçlar Ŗekil 4.14'te sunulmuŖtur.



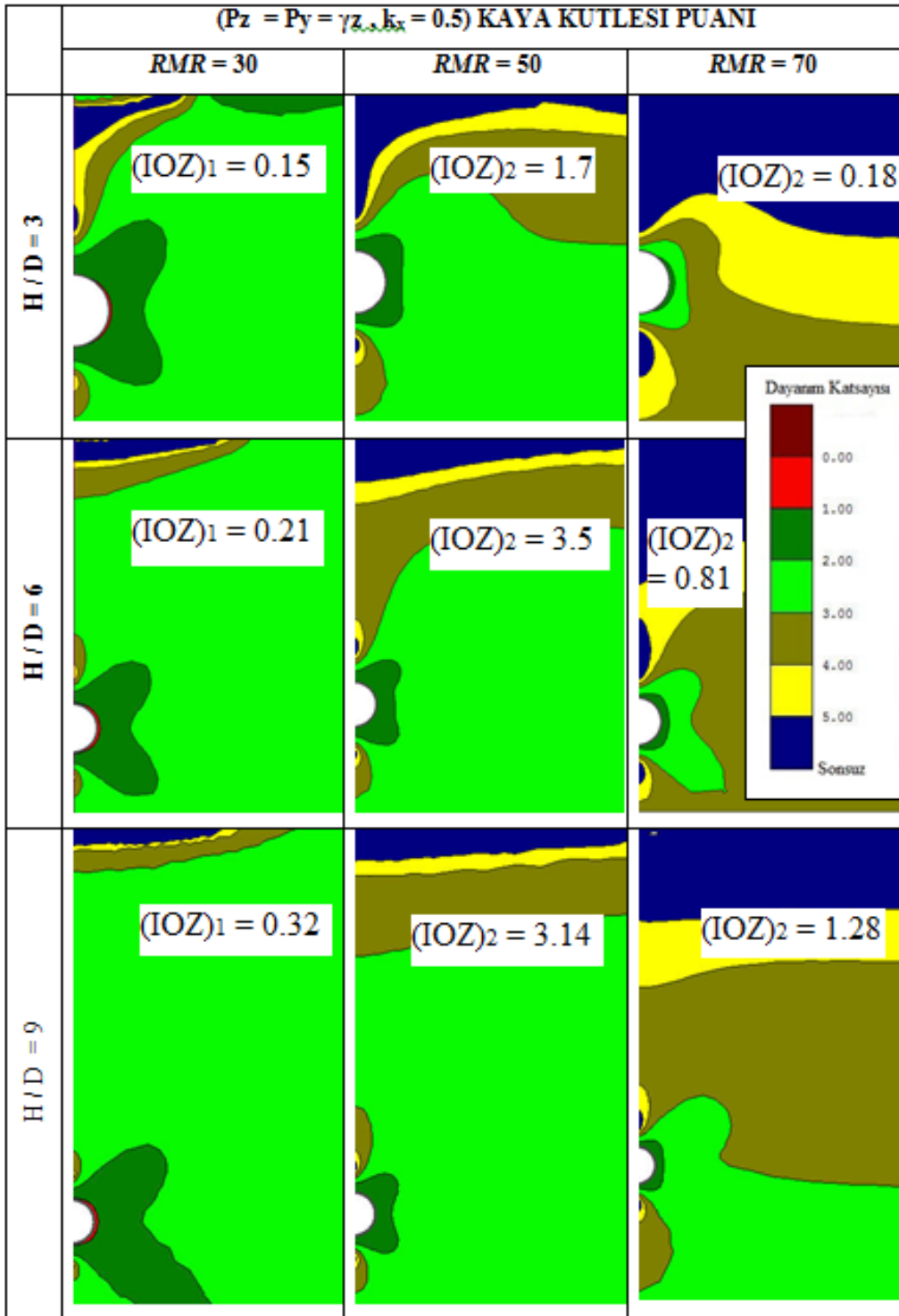
Şekil 4.7 $k_x = 1$ ve $k_y = 0.33$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.



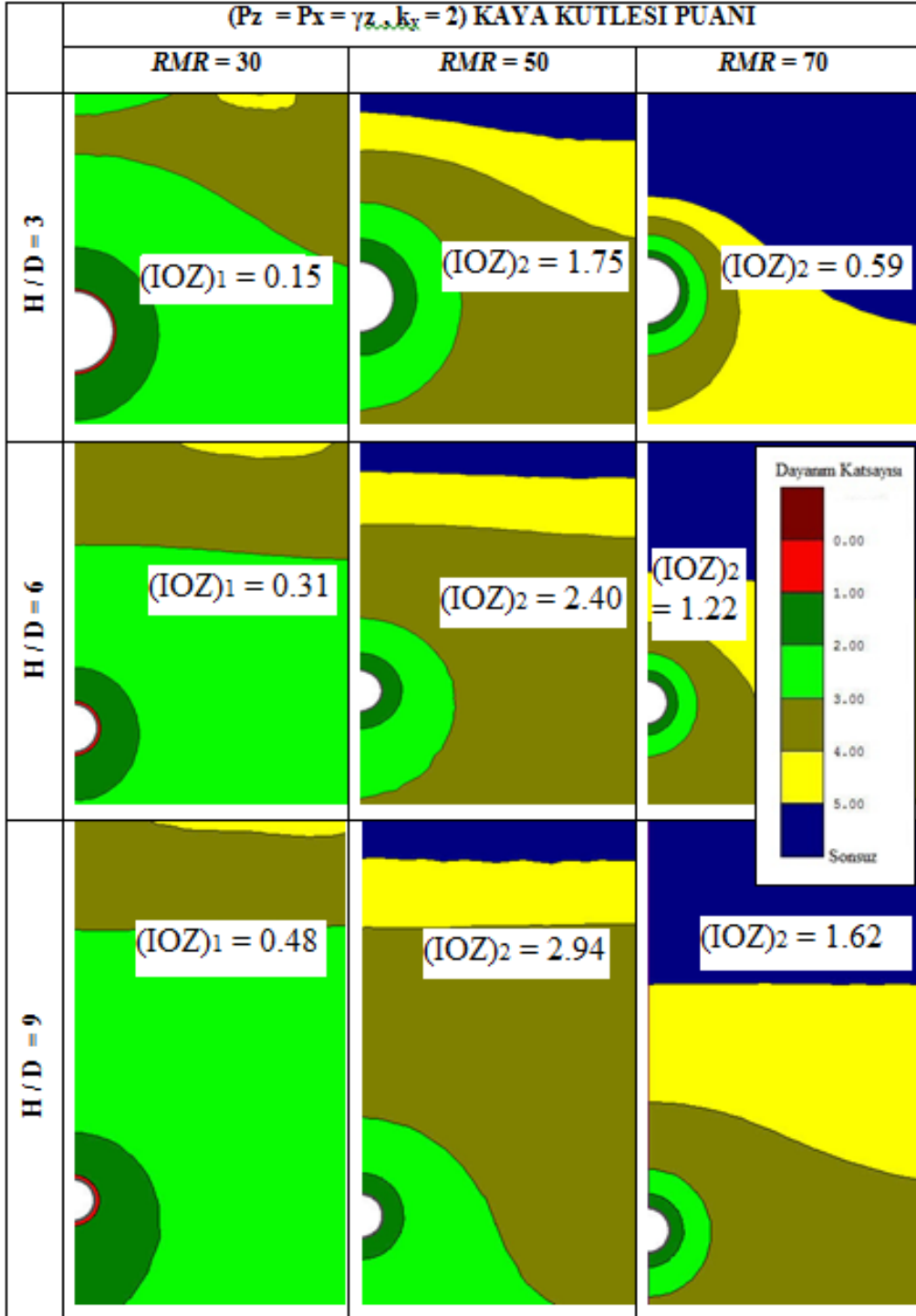
Şekil 4.8 $k_x = 0.33$ ve $k_y = 1$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve *IOZ* değerleri.



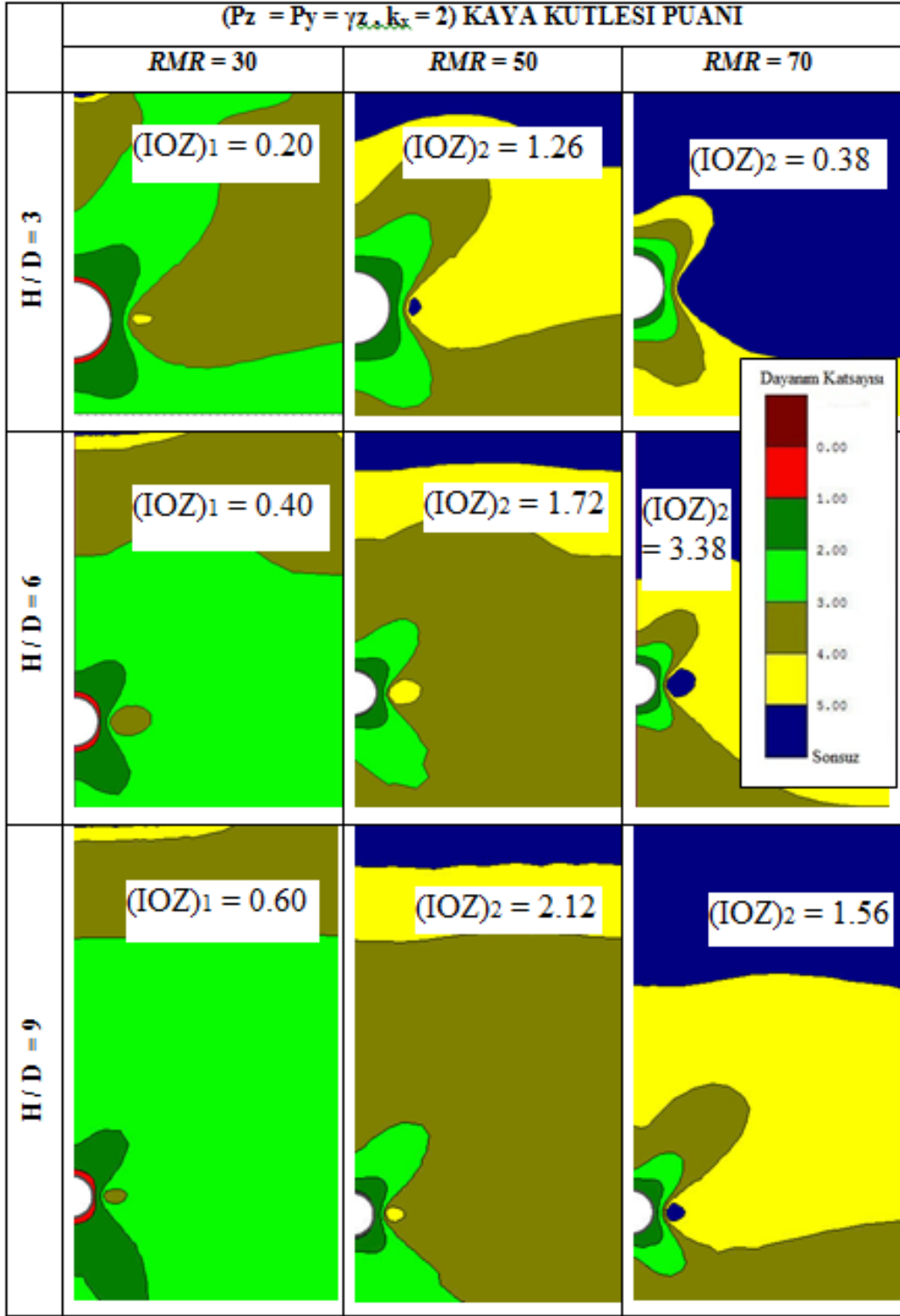
Şekil 4.9 $k_x = 1$ ve $k_y = 0.50$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve *IOZ* değerleri.



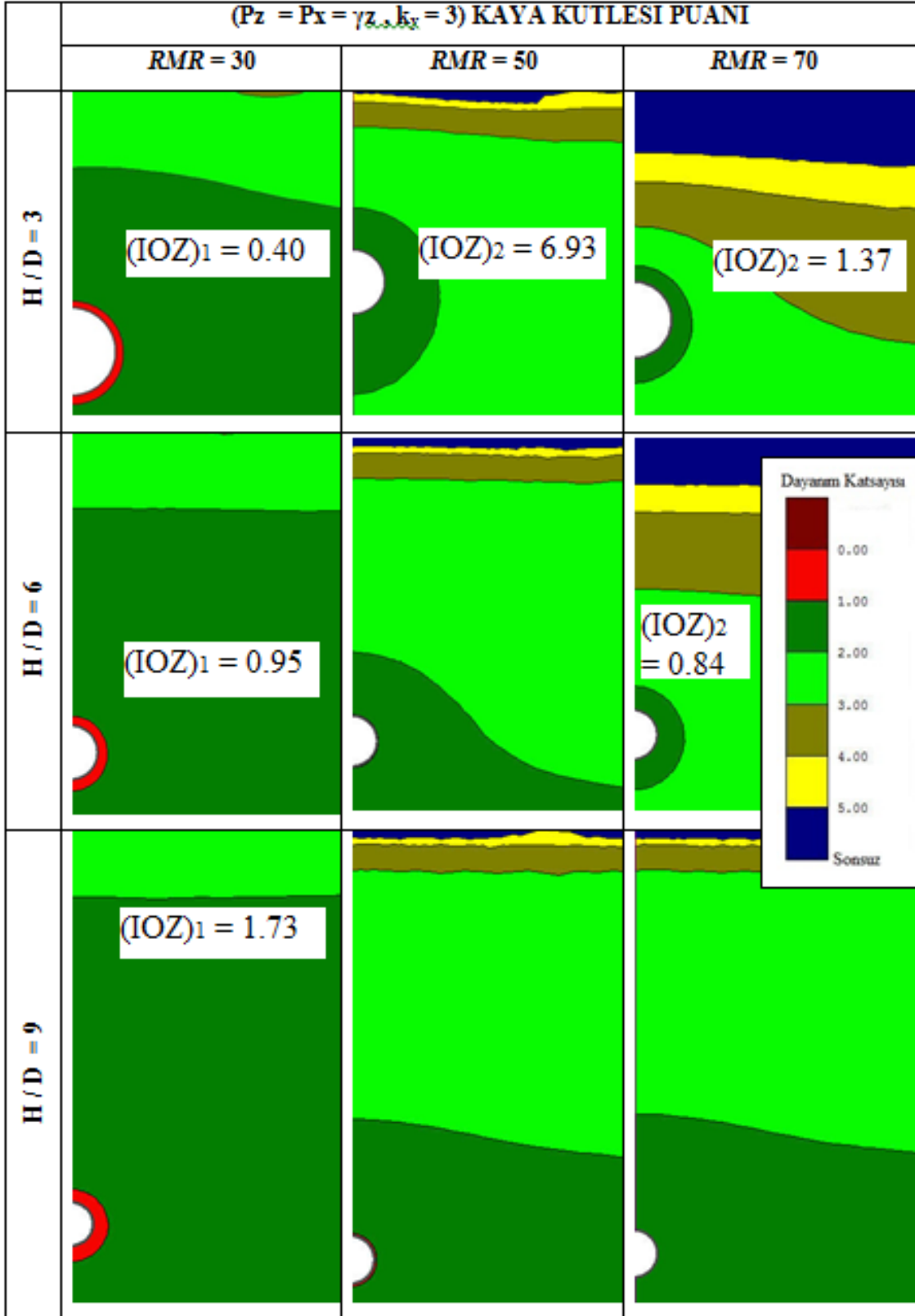
Şekil 4.10 $k_x = 0.50$ ve $k_y = 1$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve *IOZ* değerleri.



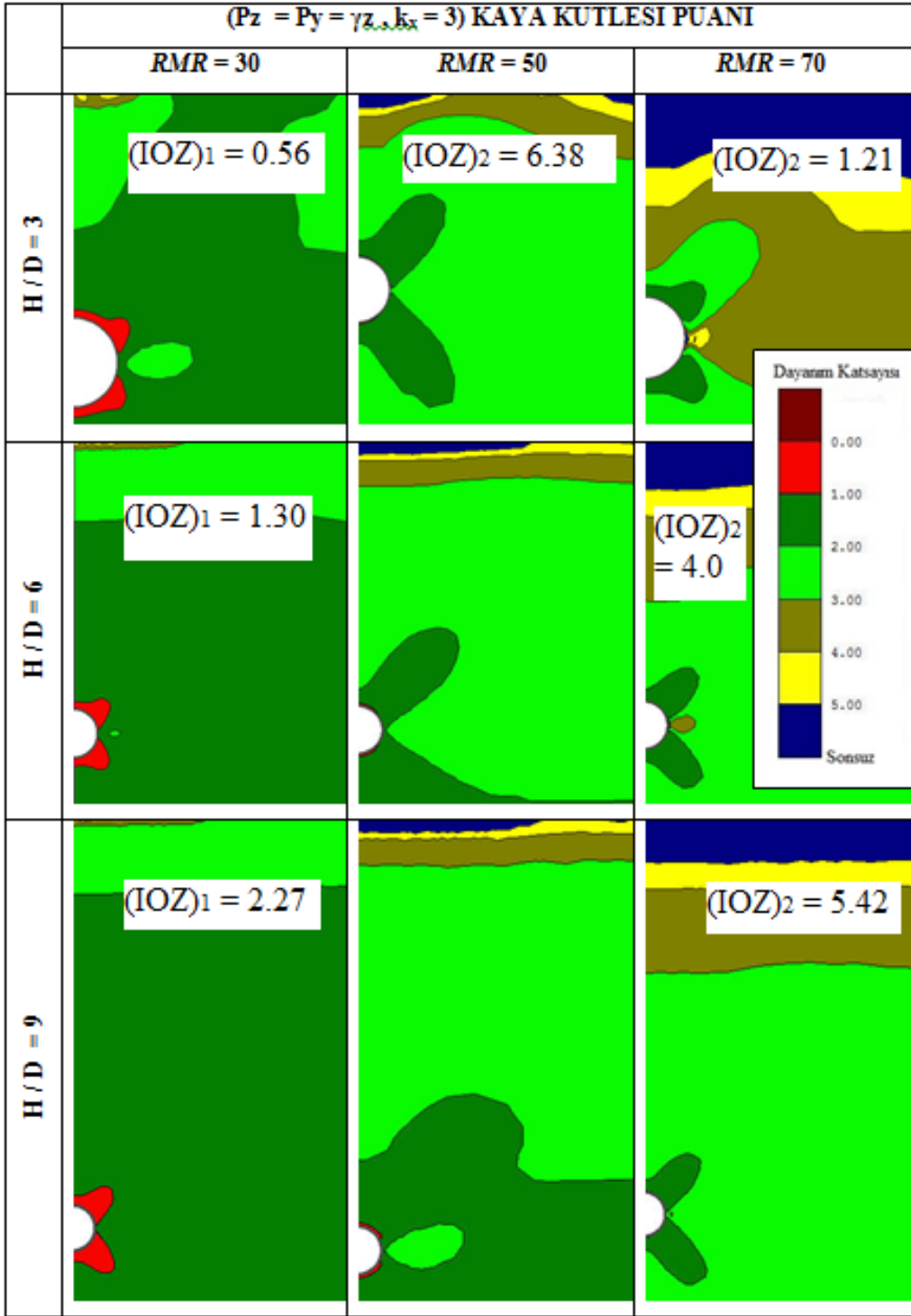
Şekil 4.11 $k_x = 1$ ve $k_y = 2$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.



Şekil 4.12 $k_x = 2$ ve $k_y = 1$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.



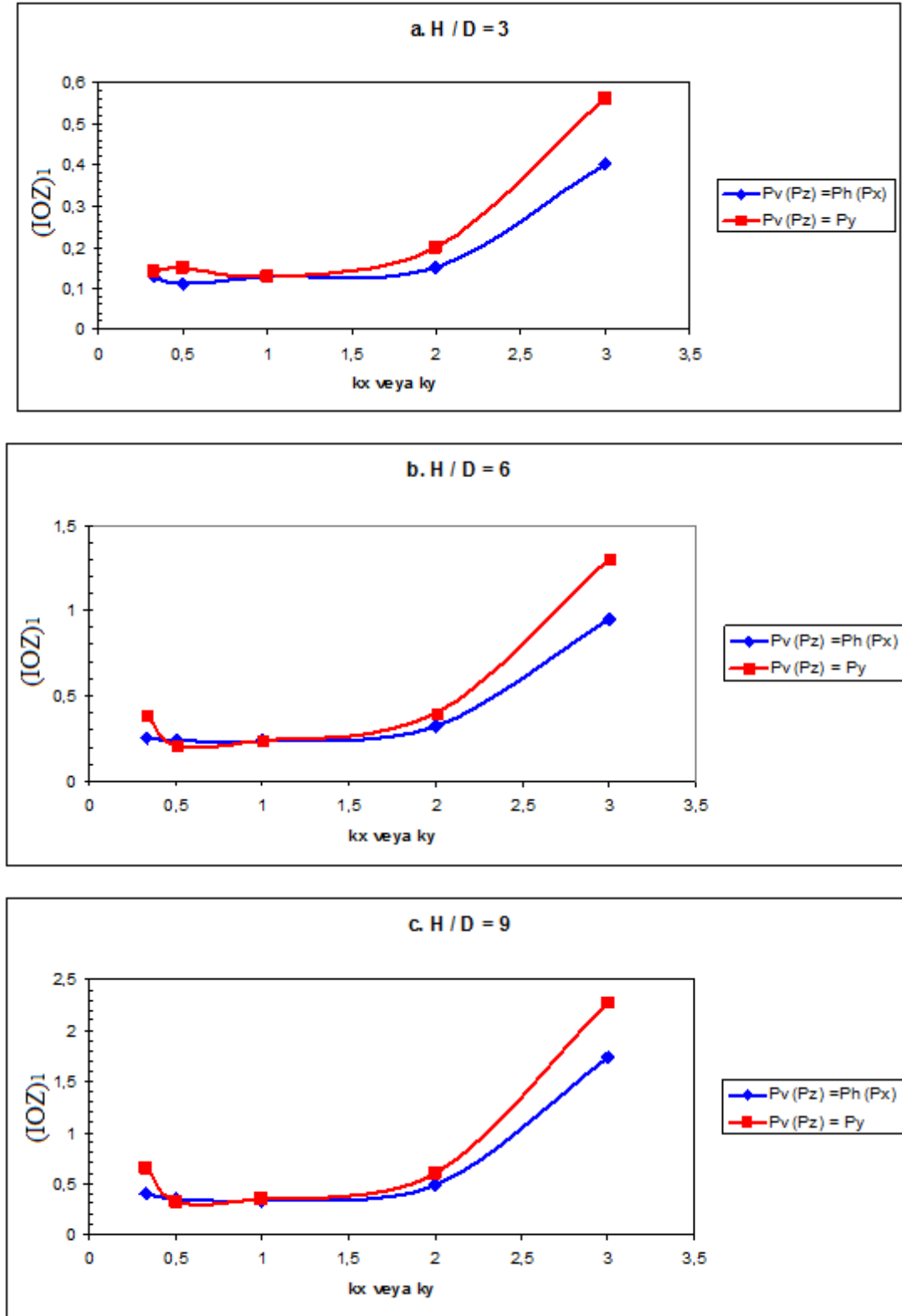
Şekil 4.13 $k_x = 1$ ve $k_y = 3$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.



Şekil 4.14 $k_x = 3$ ve $k_y = 1$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.

4.1.3.5 Değerlendirme

Şekil 4.7'den 4.14'e kadar sunulan çözümlerinin sonuçları Şekil 4.15'te özetlenmiştir.



Şekil 4.15 Birincil gerilme alanının düşey bileşenin yatay veya aksel birincil gerilme bileşenlerinden birine eşit olduğu durumlar (P_v veya P_z : düşey birincil gerilme; P_h veya P_x : yatay birincil gerilme; P_y : aksel birincil gerilme).

Şekil 4. 15'ten de görülebileceği gibi; birincil gerilme alanının düşey bileşenin yatay veya aksenal birincil gerilme bileşenlerinden birine eşit olduğu koşullarda:

- k_x veya $k_y < 2$ olduğu durumlarda; tünelin yatay herhangi bir doğrutuda sürülebileceği ve kesin bir yargıda bulunabilmek için, birincil gerilme koşullarına göre detaylı duraylılık analizleri yapılması gerektiği söylenebilir.
- k_x veya $k_y > 2$ olduğu durumlarda ise; tünelin yatay konumlu birincil gerilmelerden büyük olanına paralel olarak sürülmesinin duraylılık açısında kesinlikle daha avantajlı olacağı söylenebilir.

4.1.4 $P_z \neq P_x \neq P_y$ Durumları

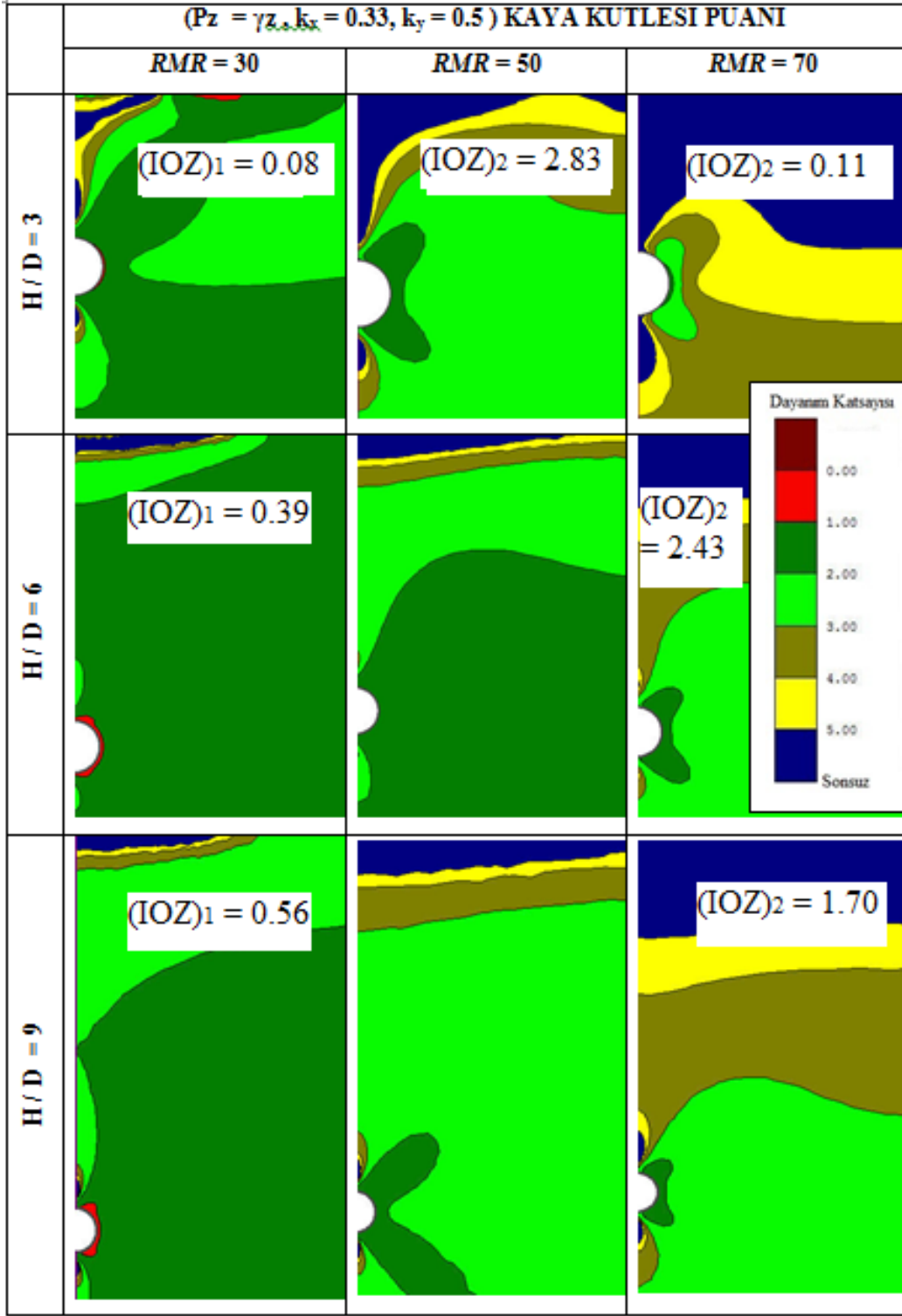
Birincil gerilme alanının düşey, yatay ve aksenal bileşenlerinin birbirinden farklı olduğu durumlar, aşağıdaki iki alt başlıkta incelenmiştir.

4.1.4.1 $P_z = \gamma z > P_x \neq P_y$ Durumları

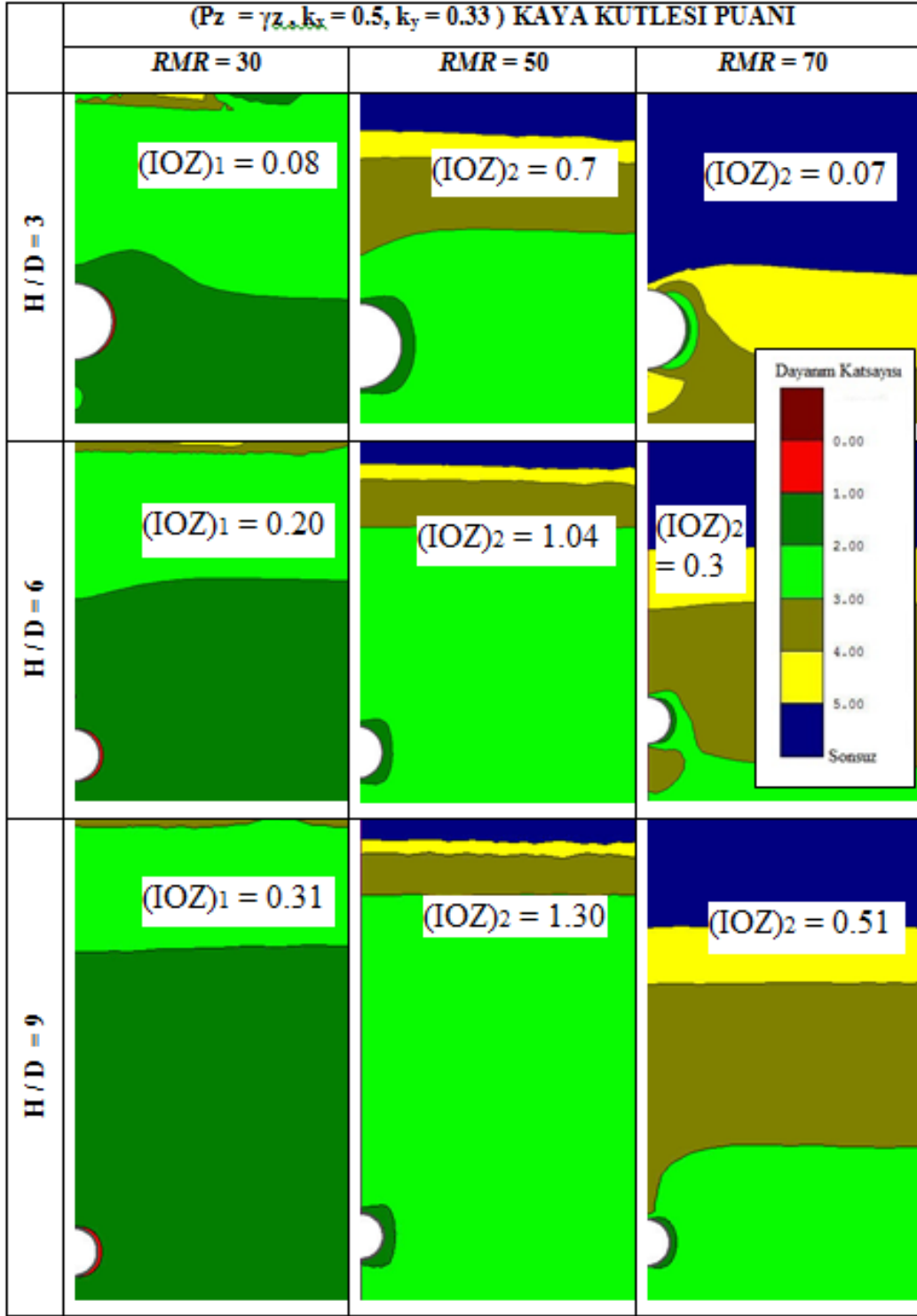
Burada, iki eşdeğer durum söz konusudur: $k_x = 0.33 \neq k_y = 0.5$ ve $k_x = 0.5 \neq k_y = 0.33$ durumlar Şekil 4.16 ve 4.17'te sunulmuştur.

4.1.4.2 $P_z = \gamma z < P_x \neq P_y$ Durumları

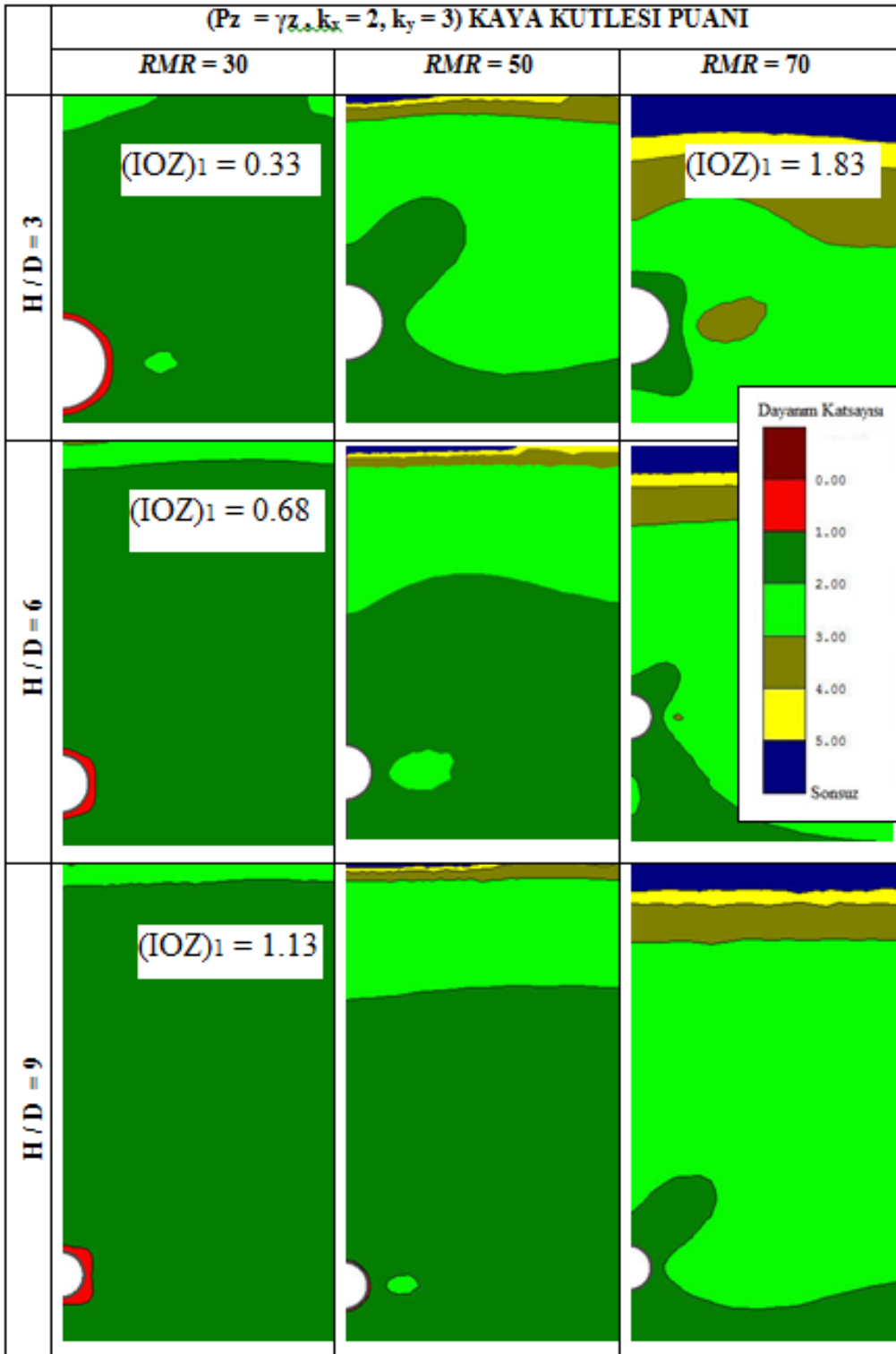
Benzer şekilde, burada da iki eşdeğer durum söz konusudur: $k_x = 2 \neq k_y = 3$ ve $k_x = 3 \neq k_y = 2$ durumlar Şekil 4.18 ve 4.19'de sunulmuştur.



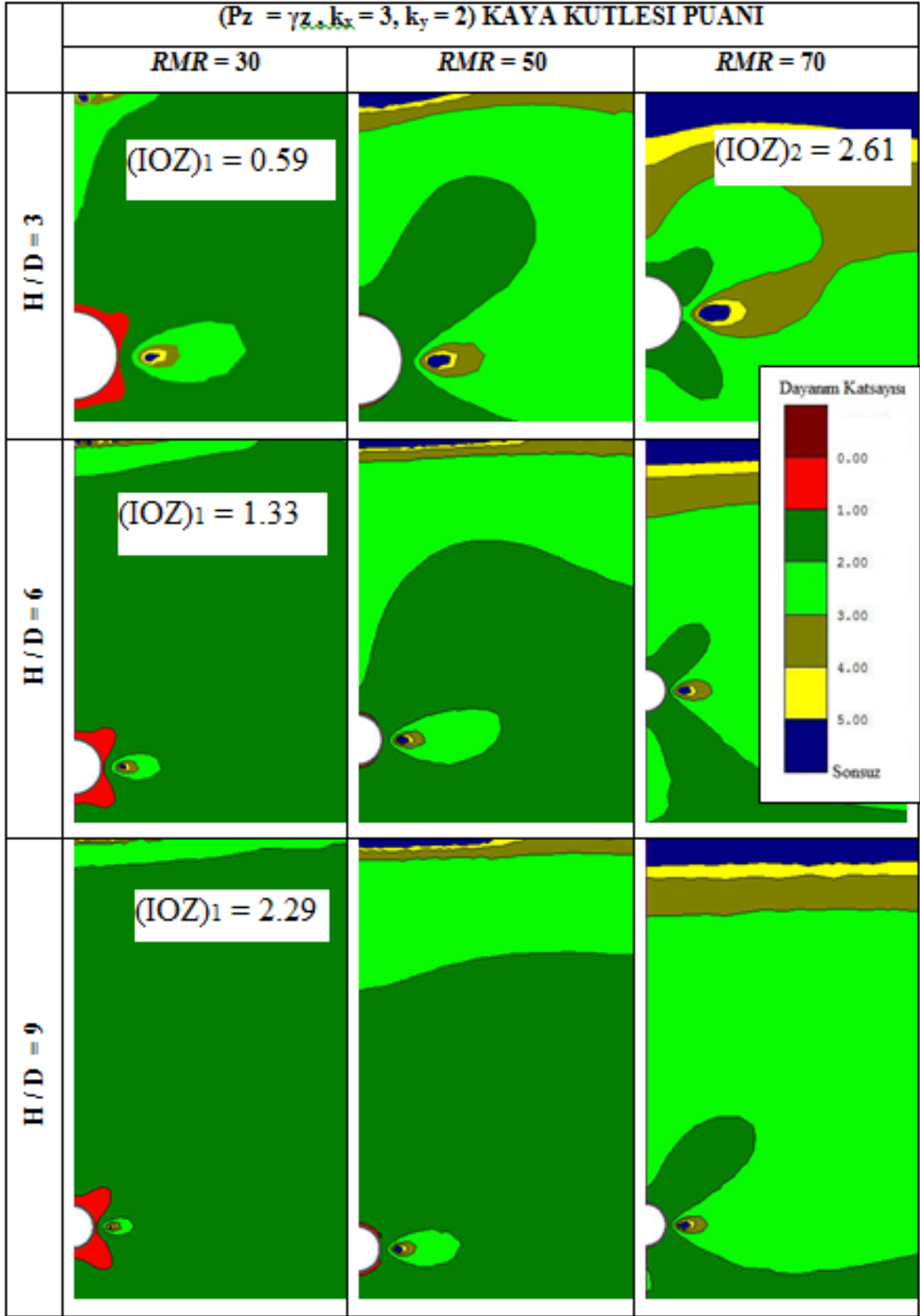
Şekil 4.16 $k_x = 0.33$ ve $k_y = 0.50$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.



Şekil 4.17 $k_x = 0.50$ ve $k_y = 0.33$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.



Şekil 4.18 $k_x = 2$ ve $k_y = 3$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve *IOZ* değerleri.

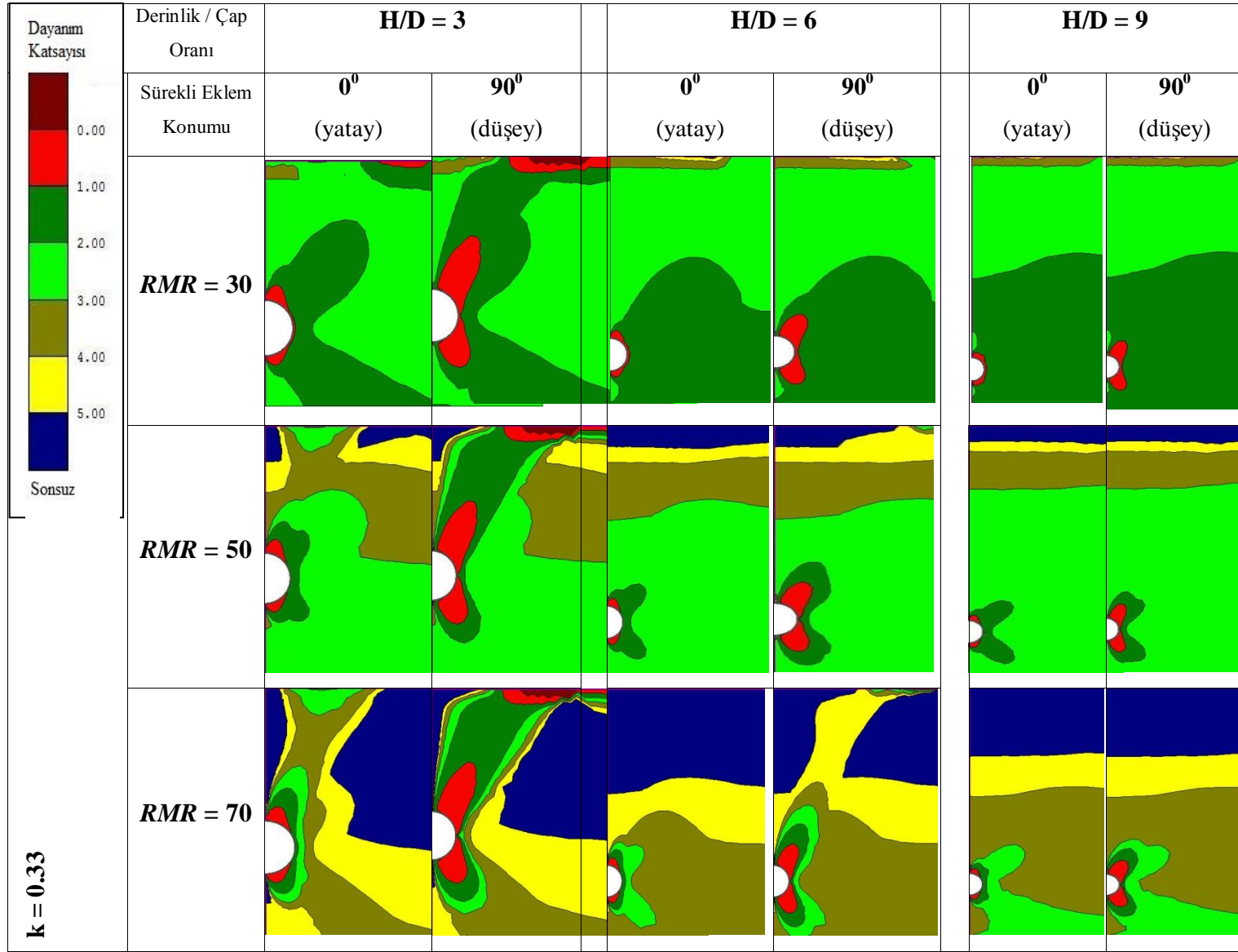


Şekil 4.19 $k_x = 3$ ve $k_y = 2$ durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları ve IOZ değerleri.

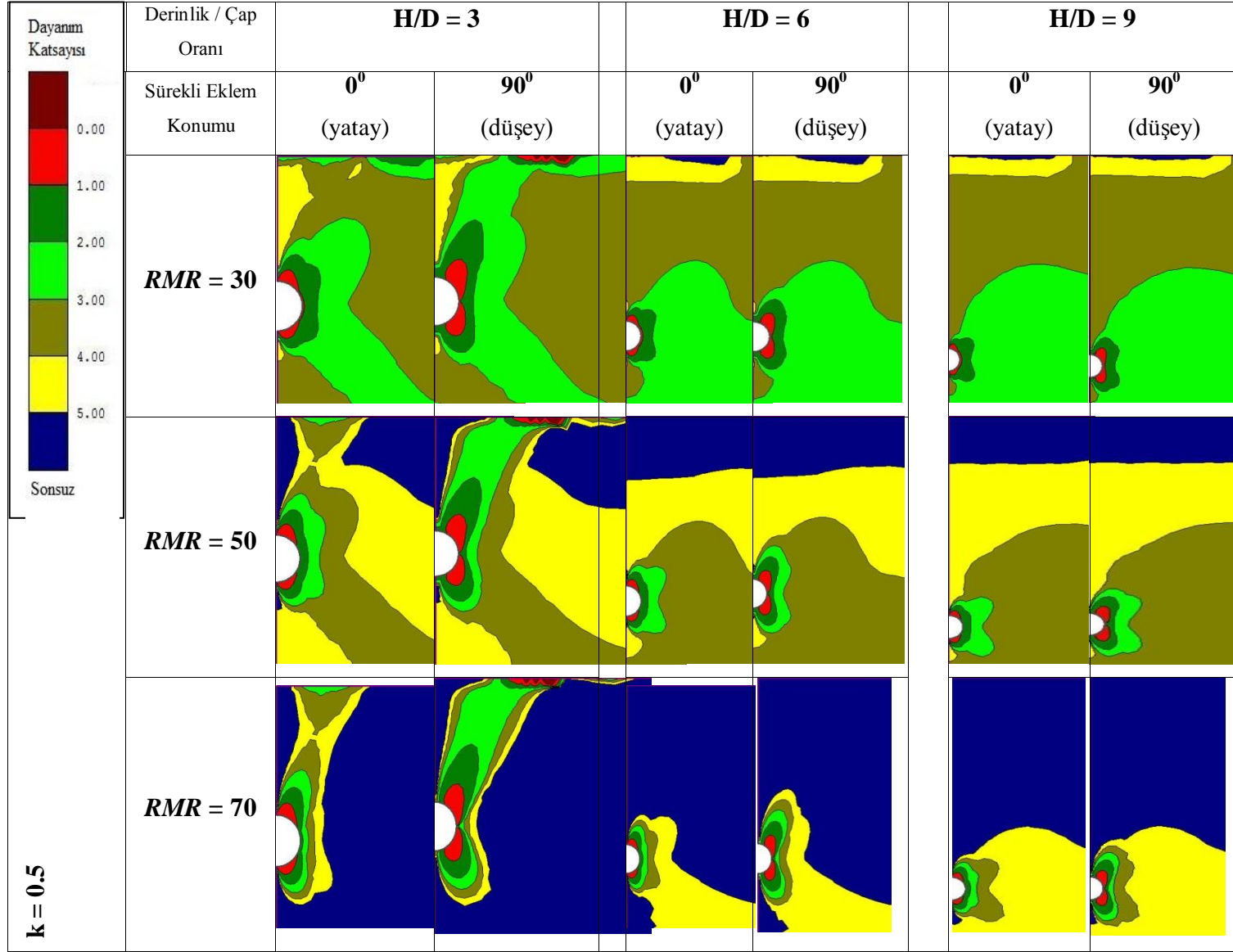
4.2 SÜREKLİ EKLEM ÇÖZÜMLEMELERİ

Bu bölümde, yalnızca hidrostatik ve yatay birincil gerilmelerin eşit olduğu durumlardaki sürekli eklem çözümlerinden elde edilen dayanım katsayısı sonuçları sunulmuştur. Bu kapsamda, birincil gerilme alanının yatay bileşenlerinin birbirine eşit olduğu durumlar ($k = k_x = k_y$) ve eklem yatımlarının 0° ve 90° koşulları dikkate alınarak analizler yapılmış ve şu başlıklar altında incelenmiştir.

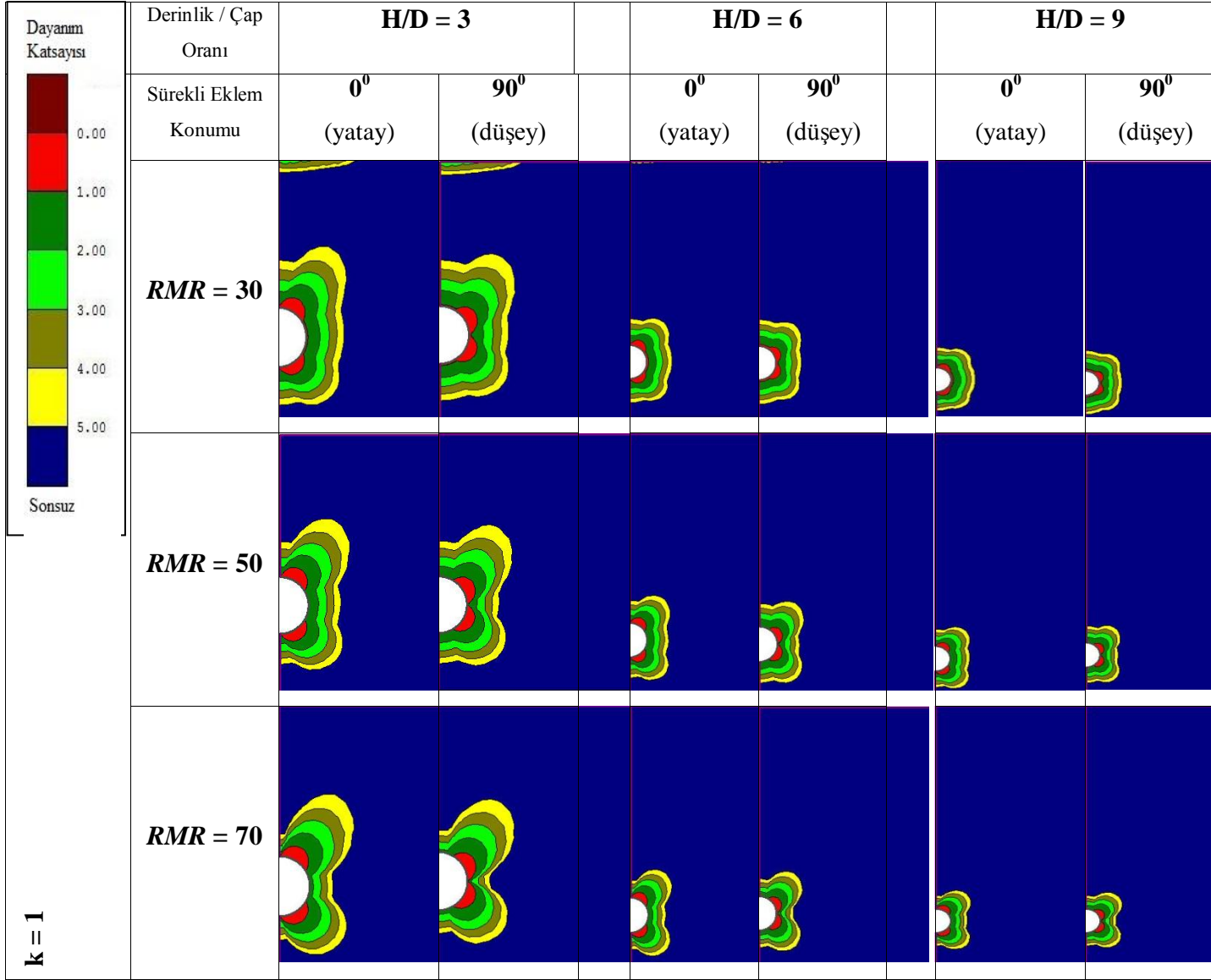
- $k = 0.33$ (Şekil 4.20)
- $k = 0.50$ (Şekil 4.21)
- $k = 1$ (Şekil 4.22)
- $k = 2$ (Şekil 4.23)
- $k = 3$ (Şekil 4.24)



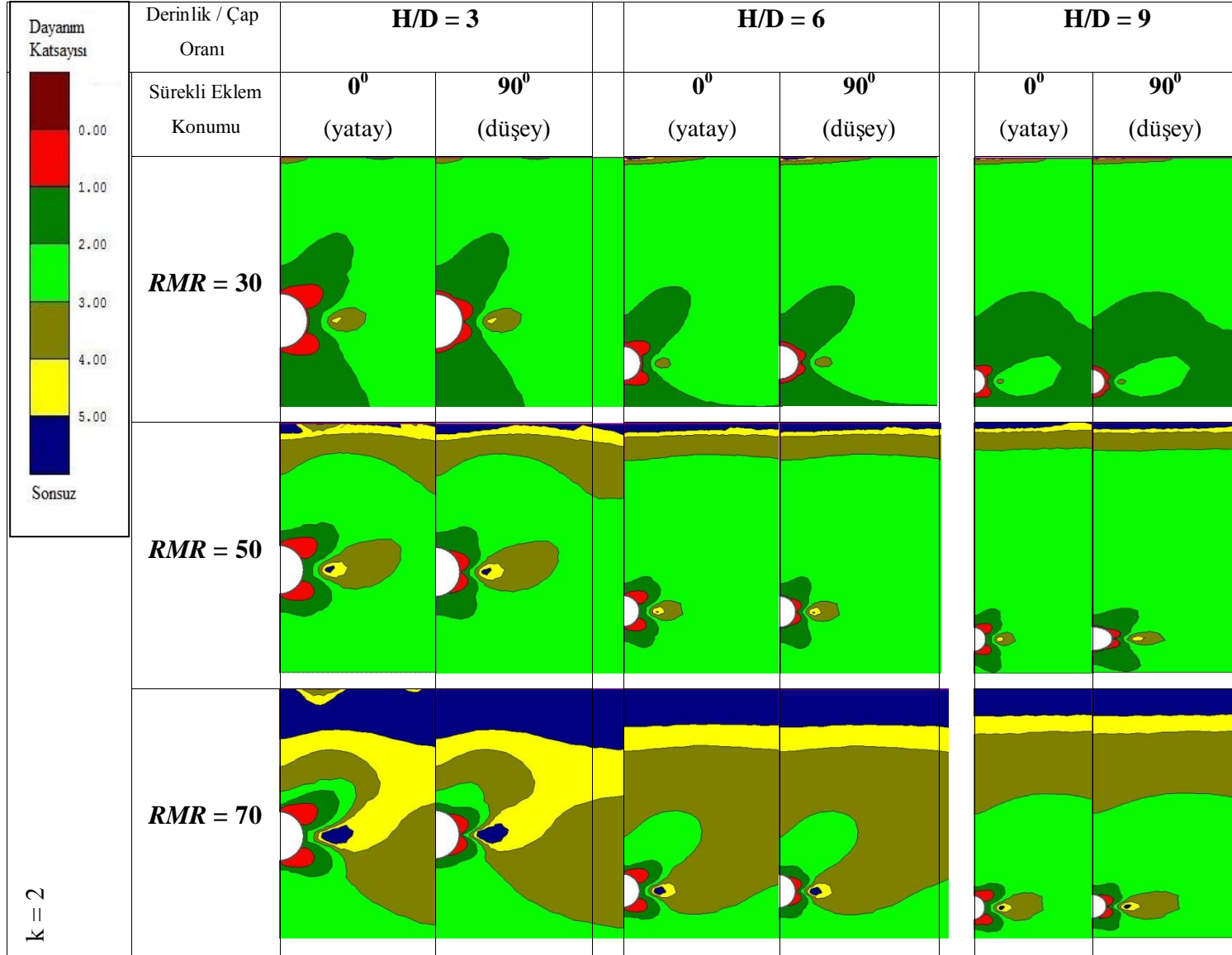
Şekil 4.20 k=0.33 durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları.



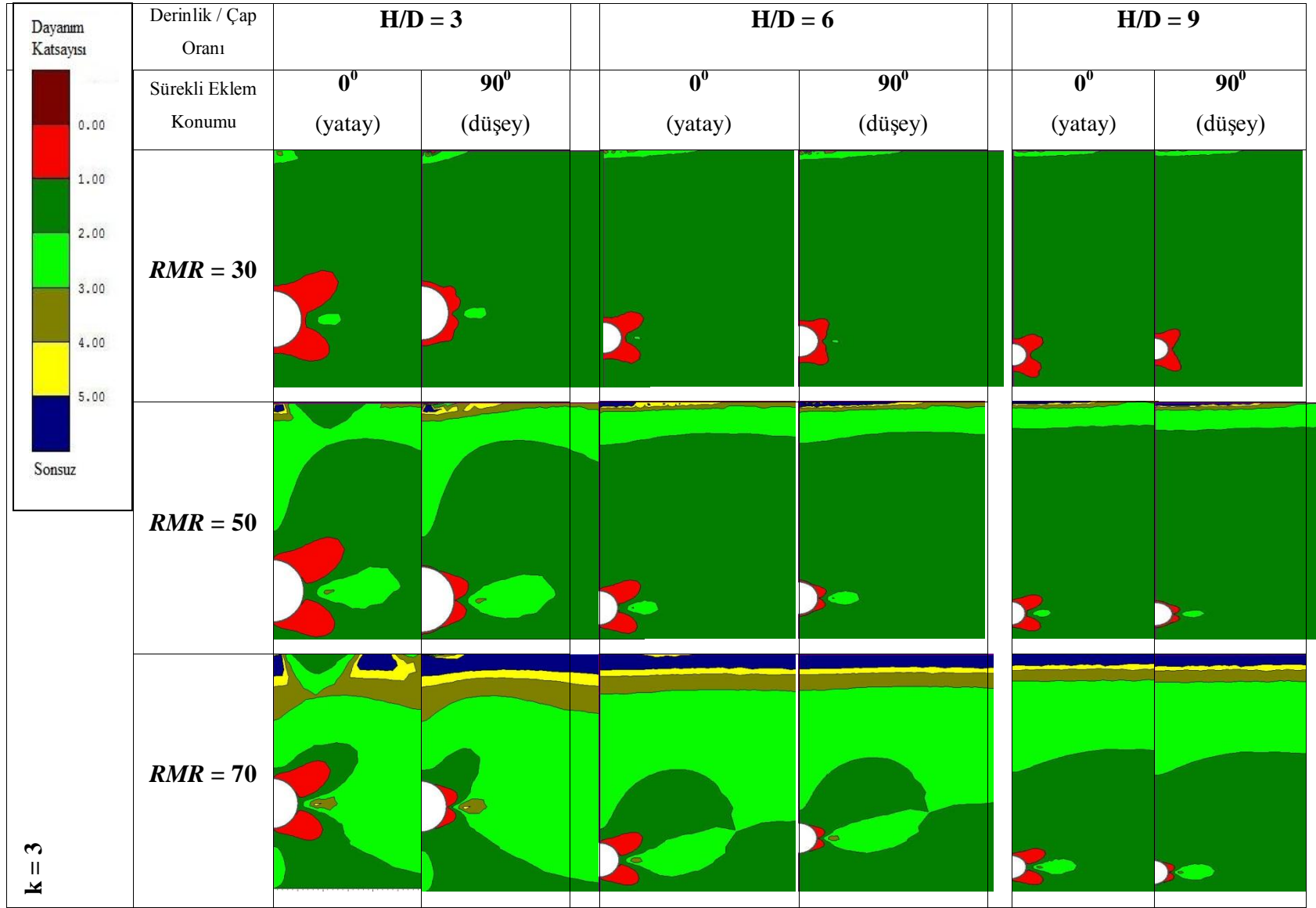
Şekil 4.21 k=0.50 durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları.



Şekil 4.22 k=1 durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları.



Şekil 4.23 k=2 durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları.



Şekil 4.24 k=3 durumlarında elde edilen dayanım katsayısı dağılımları.

4.3 ELASTO-PLASTİK ÇÖZÜMLEME SONUÇLARI

Daha önceki bölümlerde; göz önünde bulundurulan dayanım değiştirgelerinin birincil gerilmelere kıyasla küçük olması ve dolayısıyla elde edilen aşırı genişlikteki yenilme bölgelerinin yarattığı sayısal duraysızlıklar nedeniyle, sığ tünel probleminin sağlıklı olarak elasto-plastik çözümlemesinin yapılamadığından bahsedilmişti. Sağlıklı olarak yapılabilen az sayıdaki elasto-plastik çözümleme için de örnek verilmesi amacıyla, bazı özel birincil gerilme koşulları için elde edilen sonuçlar Şekil 4.25'te sunulmuştur.

Yatay birincil gerilmelerin eşit olduğu durumlarda, $RMR = 70$ ve $H/D = 9$ için çözümleme sonuçlarının gösterildiği Şekil 4.25'teki *IYZ* değerleri elasto-plastik ve *IOZ* değerleri de elastik çözümlemelerden elde edilmiştir.

4.4 TÜNEL ARINININ DURAYLILIğI

Sığ tünellerde, kazı arınının duraylılığa etkisinin çok önemli olduğu Bölüm 2.4.2'de vurgulanmıştı. Ancak, bu etkinin gerçeğçi olarak modellenebilmesi için üç-boyutlu sayısal çözümleme yaklaşımlarının kullanılması gerekmektedir. Bu kapsamda, tasarımcılara yardımcı olabilecek "duraylık sayısı (N)" yaklaşımından yine Bölüm 2.4.2'de bahsedilerek, ITA (2007) tarafından verilen Çizelge 2.5 sunulmuştu. Eşitlik 2.39 ve bu çizelge yardımıyla, çözümlemelerde göz önünde bulundurulan kaya kütlesi nitelikleri ve farklı derinlik koşulları için tünel arınının duraylılığı konusunda değerlendirmeler yapılmış ve bunlar Çizelge 4.1'de özetlenmiştir.

Çizelge 4.1 Çözümlemelerde göz önünde bulundurulan koşullar için duraylık sayıları (N) ve tünel arınının duraylılığı.

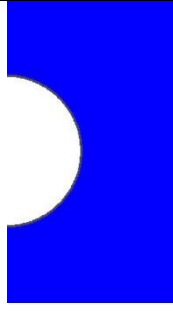
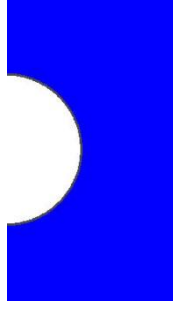
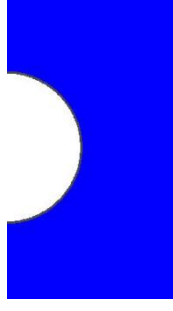
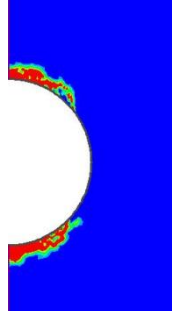
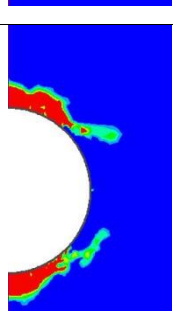
	<i>RMR = 30</i>	<i>RMR = 50</i>	<i>RMR = 70</i>
H / D = 3	$N = 0.81/0.159 \approx 5.09^{***}$	$N = 0.81/0.438 \approx 1.85^*$	$N = 0.81/1.311 \approx 0.62^*$
H / D = 6	$N = 1.62/0.239 \approx 6.77^{****}$	$N = 1.62/0.545 \approx 2.97^{**}$	$N = 1.62/1.385 \approx 1.17^*$
H / D = 9	$N = 2.43/0.307 \approx 7.92^{****}$	$N = 2.43/0.642 \approx 3.79^{**}$	$N = 2.43/1.466 \approx 1.66^*$

* Duraylı, tünel arınının tamamının duraylılığı sağlanmaktadır.

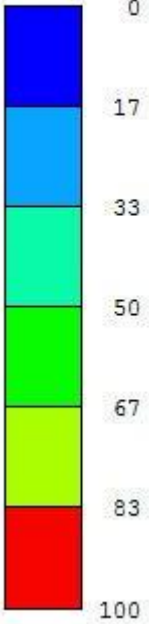
** Çökme risk var, sınırlı bir akma var.

*** Aynada büyük miktarda zemin kaybının meydana gelmesi beklenir.

** ** Arın tamamen duraysızdır.

k	RMR = 70	IYZ	IOZ	
0.33		0	0.54	
0.50		0	0.31	
1		0	0.33	
2		0.17	0.62	
3		0.27	2.45	

Yenilen Elemanlar (%)



Şekil 4. 25 Yatay birincil gerilmelerin eşit olduğu durumlarda, RMR = 70 ve H/D =9 için çözümlene sonuçlarının karşılaştırılması.

BÖLÜM 5

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu bölümde, tez çalışması kapsamında elde edilen başlıca sonuçlar özetlenmiş ve aynı konuda ileride yapılabilecek çalışmalara yol gösterebilecek öneriler sunulmuştur.

5.1 SONUÇLAR

Bu projede elde edilen sonuçlar aşağıdaki maddelerde sunulmuştur:

a. Tüm modellerde; karşılaştırılabilir birincil gerilme koşullarında; beklendiği gibi, kaya kütlesi niteliğinin düşük olduğu durumlarda duraysızlık potansiyeli artmaktadır.

b. Sığ tünellerde, tüm birincil gerilme koşullarında, tünelin derinliği arttıkça duraylılık da azalmaktadır. Bunda, yukarıda (Bölüm 3.5.1.2) açıklandığı gibi, derinlere inildikçe artan birincil gerilme koşullarında, daha tünel açılmadan arazideki güvenlik katsayılarının derinlere doğru gidildikçe azalmasının büyük rolü vardır.

c. Yatay birincil gerilmelerin eşit olduğu durumlarda; $k = Ph / Pv$ değerinin 0.33'ten 0.50'ye artması duraylılığı olumlu olarak etkilemekteyse de, k 'nın 1'den büyük değerler alarak artması duraylılığı olumsuz yönde etkilemektedir.

d. Yatay birincil gerilmelerden birisinin düşey birincil gerilmeye eşit olduğu durumlarda ve tamamen yönser (anizotropik) duraysızlık potansiyeli eksenel birincil gerilmeye göre değişiklik göstermektedir. Bu sonuca göre; tünel doğrultusunun mühendislik seçenekleri arasında yer alması durumunda, duraylılık açısından en olumlu geçkiyi belirlemek mümkün olabilir.

e. Birincil gerilme alanının düşey bileşenin yatay veya eksenel birincil gerilme bileşenlerinden birine eşit olduğu koşullarda:

- k_x veya $k_y < 2$ olduğu durumlarda; tünelin yatay herhangi bir doğrutuda sürülebileceği ve kesin bir yargıda bulunabilmek için, birincil gerilme koşullarına göre detaylı duraylılık analizleri yapılması gerektiği söylenebilir.
- k_x veya $k_y > 2$ olduğu durumlarda ise; tünelin yatay konumlu birincil gerilmelerden büyük olanına paralel olarak sürülmesinin duraylılık açısından kesinlikle daha avantajlı olacağı söylenebilir.

f. Birincil gerilme alanının asal bileşenlerinin birbirlerinden farklı olduğu durumlar göz önünde bulundurulduğunda, şu önemli bulgular elde edilmektedir:

- Düşey birincil gerilmenin en büyük olduğu koşullarda, tünelin yatay birincil gerilmelerden küçük olana paralel sürülmesi duraylılık açısından daha avantajlıdır.
- Düşey birincil gerilmenin en küçük olduğu koşullarda, tünelin yatay birincil gerilmelerden büyük olana paralel sürülmesi duraylılık açısından daha avantajlıdır.

g. Bu tez kapsamında, sığ tüneller için elde edilen bulgular Geniş'in 2002 yılında derin yeraltı açıklıkları için yapmış olduğu doktora tezindeki çalışmalar ile uyumluluk göstermektedir

h. Sürekli eklem durumlarında:

- En olumlu birincil gerilme durumu hidrostatiktir. Bu durumda; sığ tünellerde, sürekli eklem takımının yatay ya da düşey konumlu olması duraylılık açısından pek fazla fark yaratmamakta olup, tünel derinliği arttıkça (artan birincil gerilmeler nedeniyle) duraylılık az da olsa iyileşmektedir.
- Hidrostatik olmayan birincil gerilme koşullarında; $k < 1$ olan durumlarda, düşey konumlu sürekli eklem takımları en olumsuz koşulu oluştururken; $k > 1$ olan durumlarda ise yatay konumlu sürekli eklem takımları en olumsuz koşulu oluşturmaktadır.

i. Zemin türü ortamlarda açılan sığ tünellerin yeryüzü etkilerinin belirlenmesinde önerilen görgül ve analitik bağıntılara bir önceki rapor döneminde değinilmişti. Bu bağıntılar,

tünelcilik çalışmaları sonucunda oluşan yüzey hareketlerinin pratik olarak belirlenmesinde kullanılmakta olup, aynı zamanda da sayısal çalışmalar için bir referans olmaktadır. Bu düşünceden hareketle; kaya kütlesi içindeki sığ tünellerle ilgili olarak yapılacak çalışmalardan elde edilecek sonuçların, zemin tünelleri için önerilen bağıntılarla karşılaştırılması planlanmıştır. Bu amaçla yapılan çözümlerinde, sığ tünellerin yeryüzünde oluşturduğu çökme profillerinin literatürde rapor edilen yaklaşımlarla karşılaştırması yapılmışsa da, anlamlı ilişkiler bulunamamıştır. Bu durumun en önemli sebebi olarak;

- literatürdeki bağıntıların $k_x = k_y < 1$ durumları için çıkartılması ve
- çalışmada kaya kütlesi özellikleri ve davranışının göz önünde bulundurulmuş olması gösterilebilir.

5.2 ÖNERİLER

Bu tez çalışması kapsamında yapılan irdellemelere göre; ileride sığ tüneller konusunda sayısal gerilme çözümleri ve duraylılık değerlendirmeleri yapacak araştırmacılar için aşağıdaki öneriler geliştirilmiştir:

- a. Bu tez çalışmasında, yalnızca tek sığ tünel durumları göz önünde bulundurulmuştur. İleriki çalışmalarda birbirinin etki alanında konumlandırılmış iki veya daha fazla sayıda sığ tünellerin duraylılıkları da göz önünde bulundurulabilir.
- b. Sığ tünellerde, kazı arınının duraylılığa etkisinin çok önemli olması ve bu etkinin ancak üç-boyutlu çözümlerle yaklaşımalarıyla gerçekçi olarak modellenmesi nedeniyle, sığ tünel probleminin anlamlı bir incelemesi üç-boyutlu yöntemlerle yapılmalıdır.
- c. Tünel derinliğinin, tünel genişliğine oranı 3'ün altında olan çok özel durumlar da incelenmelidir.
- d. İnşaat mühendisliği ve madencilik çalışmalarında kullanılan atnalı vd. tünel kesitleri de modellenmelidir.
- e. Zemin türü ortamlarda açılan tünellerinin duraysızlık sorunlarına literatürde çok sık rastlanması nedeniyle, ileriki çalışmalarda mekanik özellikleri ve yenilme davranışı açısından zeminlere uygun ortam özellikleri ve davranışı üzerinde özellikle durulmalıdır. Bu sayede, zemin türü ortamlar için geliştirilen yeryüzü çökmesini kestirimde kullanılan yaklaşımların sonuçları ile sayısal çözümler sonuçları karşılaştırılabilecektir.

- f.** Kazı yöntemi, kazı aşamaları ve tahkimat önlemlerinin sığ tünel duraylılığında çok önemli rol oynadığı bilinmektedir. Bu tür teknolojik değiştirgelerin, yaygın kullanılan seçenekleri de göz önünde bulundurularak, sayısal çözümler yapılabilir

KAYNAKLAR

- Aksoy C O ve Onargan T** (2010) Zayıf kaya koşullarında uygulanan çelik boru şemsiye kemer boyutunun sayısal modelleme ile belirlenmesi: İzmir metrosu örneği. *Madencilik*, 49(4): 3 - 11.
- Aoyagi T** (1995) *Representing Settlement for Soft Ground Tunneling*, Master of Science in Civil and Environmental Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering of Massachusetts Institute of Technology, USA, 134 p.
- Bieniawski Z T** (1989) *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley and Sons. 237 p.
- Bieniawski Z T** (2011) Misconceptions in the applications of rock mass classifications and their corrections, *ADIF Seminar on Advanced Geotechnical Characterization for Tunnel Design*, 32 p.
- Brady B H G and Brown E T** (2005) *Rock Mechanics for Underground Mining*. 3rd edn., Kluwer Academic Publishers, London, 628 pp.
- Broere W** (2001) *Tunnel Face Stability & New CPT Applications*. Doctor of Philosophy Thesis, Delft University of Technology, Amsterdam, Netherlands, 194 p.
- Brown E T and Hoek E** (1978) Trends in relationships between measured in – situ stresses and depth. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 15 : 211 – 215.
- Chambon P and Corte J F** (1994) Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120 (7) : 1148 – 1165.
- Çeçen E E ve İncecik M** (2008) Metro tünellerinde uygulanan şemsiye kemer uygulamasının sayısal analizi, *İTÜ Dergisi*, İstanbul, s 73-82.
- Davis E H, Gunn M J, Mair M J and Seneviratnes H N** (1980) The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Geotechnique*, 30 (4) : 397 – 416.
- Denek H ve Özçelik Y** (2007) Dalaman – Göcek karayolu tüneline boru kemer yöntemi uygulamaları ve sonuçları, *Ulaşımında Yeraltı Kazıları 2. Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, İstanbul, s. 415 – 422.
- Dolzhenko N** (2002) Etude Experimentale Et Numerique De Modele Reduit Bidimensionnel Du Creusement D'un Tunnel. Ph. D. Thesis, Universitat Stuttgart INSA Lyon.

KAYNAKLAR (devam ediyor)

- Dyne L A** (1998) *The Prediction And Occurrence Of Chimney Subsidence In Southwestern Pennsylvania*. Master of Science in Mining and Minerals Engineering, Department of Mining Engineering Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, 99 p.
- Edelbro C** (2003) *Rock Mass Strength*, A Review, Technical Report, Lulea University of Technology, Department of Civil Engineering Division of Rock Mechanics, ISSN: 1402 – 1536, ISRN: LTU – TR – 03/16 – SE, 160 p.
- Emiroğlu A** (2010) *İstanbul (4. Levent – Haciosman arası) Metro Tünelindeki Mühendislik Uygulamaları*, Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Maden Mühendisliği Anabilim Dalı, 139 s.
- Fradi M and Guarracino F** (2009) Limit analysis of collapse mechanism in cavities and tunnels according to the Hoek – Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 46 : 665 – 673.
- Fradi M and Guarracino F** (2010) Analytical solutions for collapse mechanism in tunnels with arbitrary cross sections. *International Journal of Solids and Structures*. 47 : 216 – 223.
- Fradi M and Guarracino F** (2011) Evaluation of impending collapse in circular tunnels by analytical and numerical approaches. *Tunneling and Underground Space Technolgy*. 26 : 507 – 516.
- Galli G, Grimaldi A and Leonardi A** (2004) Three – dimensional modelling of tunnel excavation and lining. *Computer and Geotechnics*, 31: 171 – 183.
- Gamsjäger H and Scholz M** (2009) Pipe roofing – features and application, *ITA – AITES World Tunnel Congress: 35th ITA – AITES General Assembly*, Budapest, Hungary.
- Gerçek H ve Geniş M** (1995) Dairesel olmayan yeraltı açıklıklarında duraylığın karşılaştırmalı bir incelemesi, *Türkiye 14. Madencilik Kongresi Bildiriler Kitabı*, TMMOB MMO, Ankara, s. 43 – 48.
- Gerçek H ve Geniş M** (1998) Yönlere bağlı birincil gerilme alanının yeraltı açıklıklarının duraylılığına etkisi. 4. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, TUKMD, Zonguldak, s. 235 – 246.
- Gerçek H and Geniş M** (1999) Effect of anisotropic in situ stress field on the stability of underground openings, *Proc. of the 9th International Congress on Rock Mechanics*, ISRM, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 367 – 370.
- Gerçek H ve Geniş M** (2000) Geometrik tasarım değiştirgelerinin yeraltı açıklıklarının duraylılığına etkisi. V. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, TUKMD, Isparta, s. 73 – 79.

KAYNAKLAR (devam ediyor)

- Gerçek H** (1990) Sığ tüneller çevresindeki gerilmeler. 2. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, TUKMD, Ankara, s. 1-16.
- Gerçek H** (1996) Hoek – Brown yenilme ölçütünün gelişimi. 3. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, TUKMD, Ankara, s. 251 – 262.
- Gerçek H.** (2000) *Tünelcilik Ders Notları (yayımlanmamış)*, ZKÜ Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak.
- Gerçek H** (2008) *Kaya Mekaniği Ders Notları (yayımlanmamış)*, ZKÜ Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak.
- Gerçek H** (2009) *İleri Kaya Mekaniği Ders Notları (yayımlanmamış)*, ZKÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Maden Mühendisliği Anabilim Dalı, Zonguldak.
- Gerçek H** (2012) Kişisel görüşme, BEÜ Müh. Fak, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak.
- Gonzales C and Sagasetta C** (2001) Patterns of soil deformations around tunnels: application to the extension of Madrid Metro. *Computers and Geomechanics*, 28 : 445 – 468.
- Hoek E and Brown E T** (1980a) *Underground Excavations in Rock*, IMM, London, 527 p.
- Hoek E and Brown E T** (1980b) Empirical strength criterion for rock masses, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 106 (GT9) : 1013 – 1035.
- Hoek E and Brown E T** (1988) The Hoek – Brown failure criteria – a 1988 update. Proc. 15th. Canadian Rock Mechanics Symp, ed. J. H. Curran, Toronto, pp. 31 – 38.
- Hoek E and Brown E T** (1997) Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43 (2) : 203 – 215.
- Hoek E, Carranza - Torea C and Corkum B** (2002) Hoek – Brown failure criterion – 2002 edition. *Proc. NARMS – TAC Conference*, Toronto, pp 267 – 273.
- Hoek E** (1983) Strength of jointed rock masses: Rankine Lecture, *Geotechnique*, 33 (3) : 187 – 223.
- Hoek E** (1999) Support for very weak rock associated with faults and shear zones: Distinguished lecture, *International Symposium on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining*, Kalgoorlie, Australia, pp 2- 20.
- Hoek E** (2001) Big tunnels in bad rock. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127 (9) : 726 – 740.
- Hoek E** (2004) Numerical modelling for shallow tunnels in weak rock. <http://www.rocscience.com/hoek/pdf/numerical%20modelling%20of%20shallow%20tunnels.pdf>

KAYNAKLAR (devam ediyor)

- Hoek E** (2006) *Kaya Mühendisliği*, çev. M. Karakuş ve H. Başarır, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayınları, Ümit Ofset Matbaacılık, Ankara, 319 s.
- Hoek E, Wood D and Shah S.** (1992) A modified Hoek – Brown criterion for jointed rock masses. *ISRM Symposium: Eurock'92 – Rock Characterization*, J A Hudson (ed.), Thomas Telford, pp. 109 – 213.
- Hoek E, Kaiser P K and Bawden W F** (1995) *Support of Underground Excavations in Hard Rock*, A. A. Balkema, Rotterdam, 215 p.
- Hoek E, Marinos P and Benissi M** (1998) Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses: the case of the Athens schist formation. *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, 57 : 151 – 160.
- Idinger G, Aklık P, Wu W and Borja R I** (2011) Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnels. *Acta Geotechnica*, 6: 105 – 117.
- ITA** (2007) Settlements induced by tunneling in soft ground. *Tunneling and Underground Space Technology*. 22 : 119 – 149.
- Karamanlı Ö** (2009) *Assessment of The Ground Subsidence and Lining Forces Due to Tunnel Advancement*. Master of Science in Civil Engineering, Department of Civil Engineering of Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 127 p.
- Kirsch A** (2010) Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand. *Acta Geotechnica*, 5: 43 - 62.
- Kolymbas D** (2005) *Tunneling and Tunnel Mechanics, A Rational Approach to Tunneling*, Berlin, pp 437.
- Köse H, Gürgen S, Onargan T, Yenice H, ve Aksoy C O** (2007) *Tünel ve Kuyu Açma*, Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yayınları No: 145, İzmir.
- Lee K M, Rowe R K and Lo K Y** (1992) Subsidence owing to tunneling: I. Estimating the gap parameter, *Can. Geotech. J.*, 29 : 929 – 940.
- Lee Y Z and Schubert W** (2008) Determination of the round length for tunnel excavation in weak rock. *Tunneling and Underground Space Technology*, 23: 221 – 231.
- Loganathan N and Poulos H G** (1998) Analytical prediction for tunneling – induced ground movements in clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124 (9) : 846 – 856.
- Lunardi P** (2008) *Design and Construction of Tunnels*. Springer, Berlin, 574 p.
- Mair R J, Taylor R N and Bracegirdle A** (1993) Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. *Geotechnique*, 43(2) : 315 – 320.

KAYNAKLAR (devam ediyor)

- Marinos V and Hoek E** (2001) Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bulletin of the Engineering Geology & the Environment (IAEG)*, 60: 85 – 92.
- Marinos V, Marinos P and Hoek E** (2005) The geological strength index: applications and limitations, *Bull. Eng. Geol. Environ.*, 64: 55 – 65.
- Merifield R S, Lyamin A V and Sloan S W** (2006) Limit analysis solutions for the bearing capacity for the rock masses using the generalised Hoek – Brown criterion, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43: 920 -937.
- Mollon G, Dias D, Soubra A H and ASCE M** (2009) Probabilistic Analysis and Design of Circular Tunnels against Face Stability. *International Journal of Geomechanics*, 9 (6) :. 237 – 249.
- Mollon G, Dias D, Soubra A H and ASCE M** (2010) Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136 (1) : 215 – 219.
- Möller S** (2006) *Tunnel Induced Settlements and Structural Forces in Lining*. Ph.D. Thesis, Geotechnical Institute of Stuttgart University, Stuttgart, Germany, 149 p.
- Muraki Y** (1997) *The Umbrella Method in Tunneling*, M. Sc. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering of Massachusetts Institute of Technology, USA, 290 p.
- National Highway Institution (NHI)** (2009) *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements*. US Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Onargan T, Kun M, Pamukçu C ve Aksoy C O** (2009) Yeni İtalyan tünel açma yönteminin gelişim süreci ve İzmir metrosu Bornova tünel inşaatı ön destek tasarımında uygulanması. *Madencilik*, 48 (2): 21 – 34.
- O'Reilly M P and New B M** (1982) Tunneling induced ground movements; predicting their magnitude and effects. *In 4th International Conference on Ground Movements and Structures*, volume 1
- Osgoui R R, Poli A, Pescara M** (2011) Challenging features in design and execution of a low overburden underpass – A case history from Malaysia: PLUS North – South Highway, *ITA – AITES World Congress: Underground Spaces in the Service of a sustainable Society and the 37th ITA – AITES General Assembly*, Helsinki, Finland, pp. 1 – 10.

KAYNAKLAR (devam ediyor)

- Özkan İ ve Ünal E** (1996) kaya kütlesi sınıflama sistemleri üzerine kritik bir değerlendirme, 3. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, TUKMD, Ankara, s. 181 – 193.
- Pariseau W G** (2007) *Design Analysis in Rock Mechanics*. Taylor & Francis, London, pp 560.
- Rabcewicz L V** (1964) The new Austrian tunneling method, *Water Power*, November 1964, pp 452-457.
- Ribacci R** (2000) Mechanical tests on pervasively jointed rock material: insight into rock mass behaviour, *Rock Mechanics and Engineering*, 33 (4) : 243 – 266.
- Rocscience** (2011) Phase2, Version 8.0, <http://www.rocscience.com/products/phase2.asp>
- Rowe R K and Kack G J** (1983) A theoretical examination of the settlements induced by tunneling: four case histories. *Can. Geotech. J.*, 20 : 299 – 314.
- Seidenfuss T** (2006) *Collapses in Tunneling*. Master of Science, Foundation Engineering and Tunneling of Stuttgart University of Applied Science, Stuttgart, Germany, 194 p.
- Sagaseta C.** (1987) Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. *Geotechnique*, 37 (3) : 301 – 320.
- Sauer G** (1988) When an invention is something new: From practice to theory in tunneling. *Tunnels and Tunneling*, July, 1988.
- Schubert W, Steindorfer A and Button E A** (2002) Displacements monitoring in tunnels – an overview. *Tunneling*, 20 (2) : 7 – 15.
- Sjöberg J** (1997) Estimating rock mass strength using the Hoek – Brown failure criterion an rock mass classification, *A Review and Application to the Aznalcollar Open Pit*, Lulea University of Technology, Department of Civil Engineering Division of Rock Mechanics, BM 1997: 02, 61 p.
- Soubra A H** (2000) Three – dimensional face stability analysis of shallow circular tunnels. *International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, Melbourne, Australia.
- Sterpi D and Cividini A** (2004) A physical and numerical investigation on the stability of shallow tunnels in strains softening media. *Rock Mech. Rock Engng.*, 37 (4) : 277 – 298.
- Strokova L A** (2010) Methods of estimating surface settlement during driving urban tunnels. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 47 (3) : 92 – 95.
- Tan W L and Ranjith P G** (2003) Numerical analysis of pipe roof reinforcement in soft ground tunneling, *ASCE 16th Engineering Mechanics Conference*, Seattle.

KAYNAKLAR (devam ediyor)

- Töyrä J** (2006) *Behaviour And Stability Of Shallow Underground Constructions*. Licentiate Thesis in Civil and Environmental Engineering, Division of the Mining and Geotechnical Engineering of Lulea University of Technology, Sweden, 76 p.
- Tunçdemir F** (2004) Temel zeminlerinin enjeksiyon tekniği ile iyileştirilmesi, *Türkiye Mühendislik Haberleri*, 430 (2) : 59 – 64.
- Ulusay R ve Sönmez H** (2007) *Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri*, 2. Basım, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları: 60, Kozan Ofset Matbaacılık, Ankara, 292 s.
- Vardar M** (1979) Yeraltı kaya yapıları mekaniğinde yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi ana ilkeleri, ankrajlar ve boyutlandırması, *DSİ Yayınları*, Ankara, 16 s.
- Verruijt A and Booker J R** (1996) Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half - plane. *Geotechnique*, 46 (4) : 753 – 756.
- Volkman G M and Schubert W** (2006) A contribution to the design of tunnels supported by a pipe roof support, *In Proc. of 4th Asian Rock Mechanics Symposium, ISRM International Symposium*, ISBN 981-270-437-X, Singapore.
- Volkman G M and Schubert W** (2007) Geotechnical model for pipe roof supports in tunneling, *In Proc. of the 33rd ITA – AITES World Tunneling Congress: Underground Space – the 4TH Dimension of Metropolises, Prague, Czech Reublic*, pp. 755 – 760.
- Volkman G M, Button E A and Schubert W** (2007) Pipe umbrella support systems and installation methods, 2. *Ulaşımında Yeraltı Kazıları Sempozyumu Bildiriler Kitabı, İstanbul*, s. 395 – 402.
- Yang X L and Huang F** (2011) Collapse mechanism of shallow tunnel based on nonlinear Hoek – Brown failure criterion. *Tunneling and Underground Space Technology*. 26: 686 – 691.
- Yazıcı S ve Nasuf E** (1993) Arazi kontrolünde sayısal modelleme. *Madencilik*, 32 (3 – 4) : 5 – 14.
- Zymnis M** (2009) *Evaluation of Analytical Methods to Interpret Ground Deformations Due to Soft Ground Tunneling*. Master of Science in Civil and Enviromental Engineering, Department of Civil and Enviromental Engineering of Massachusetts Instute of Technology, USA, 263 P.
- Whittaker B N and Reddish D J** (1989) *Subsidence: Occurence, Prediction and Control*, Developments in Geotechnical Engineering:56, Amsterdam, pp 525.
- Whittaker B N and Frith R C** (1990) *Tunneling: Design, Stability and Construction*, The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp 460.

BİBLİYOGRAFYA

- Atkinson J H, Brown E T and Potts M** (1975) Collapse of shallow unlined tunnels in dense sand. *Tunnels and Tunneling*, 3 : 81 – 87.
- Atkinson J H and Potts M** (1977) Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. *Geotechnique*, 27 (2) : 203 – 215.
- Attewel P B and Farmer I W** (1974) Ground deformations resulting from shield tunneling London clay. *Can. Geotech. J*, 11: 380-395.
- Attewel P B** (1977) Ground movements caused by tunneling in soil. *Conference on Large Ground Movements and Structures*, Cardiff, pp. 812 – 984.
- Attewel P B and Woodman J P** (1982) Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil. *Ground Engineering*, 15 (8) : 13 – 22.
- Attewel P B, Yeates J and Selby A R** (1986) Soil Movements Induced by Tunneling and Their Effects on Pipelines and Structures. Blackie, Glasgow.
- Aydan O and Dalgıç S** (1998) Prediction of deformation behavior of 3-lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anatolian fault zone (NAFZ). *Proc. Reg. Symp. on Sedimentary Rock Engng.* Taipei, Taiwan, 228–233.
- Barla G and Ottoviani M** (1974) Stresses and displacements around two adjacent circular openings near to the ground surface. *Proc. 3rd Int. Congress on Rock Mechanics*, ISRM, 2 : 975-980.
- Barla G** (1972) Stresses around a single underground opening near a traction – free surface. *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 9 : 103-126.
- Barton N, Lien R and Lunde J** (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6 (4) : 189 – 236.
- Baudendistel M** (1997) Significance of the unsupported span in tunneling. *Tunneling*, 85: 103 – 108.
- Bieniawski Z T** (1973) Engineering classification of jointed rock mass. *Transaction of South African Institution of Civil Engineering*, 15 : 335 – 344.
- Bieniawski Z T** (1976) Rock mass classification in rock engineering. Proceedings of the Symposium on Exploration for Rock Engineering, Cape Town, Balkema, pp. 97 – 106.

BİBLİYOGRAFYA (devam ediyor)

- Bieniawski Z T** (1978) Determining rock mass deformability: Experience from case histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 15 : 237 – 247.
- Broms B B and Bennermark H** (1967) Stability of clay at vertical openings. ASCE, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, SMI, 93: 71 – 94.
- Chang Y** (1994) *Tunnel Support with Shotcrete in Weak Rock – a Rock Mechanics Study*. Doctor of Philosophy Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Clough G W and Schmidt B** (1981) Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. *Soft Clay Engineering*, Elsevier, pp. 569 – 631.
- Coording E J and Hansmire W H** (1975) Displacements around soft ground tunnels. General Report, 5. *Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, Session IV : 571 – 632.
- Ewoldsen H M** (1972) The near surface tunnel in gravitating medium: state of stress. *Proc. 10th US Symposium on Rock Mechanics*, AIME, pp. 677-698.
- Fainstein G, Sidi A, Israeli M and Tsur-Lavie Y** (1987) Application of boundary integral equations to the solution of stresses around shqwqghbhgjbhg vbb allow circular hole. *Proc. 28th US Symposium on Rock Mechanics*, AIME, pp. 745-754.
- Horn M** (1961) Horizontal erddruck auf senkrechte abschlussflächen von tunneln. in *Landeskonferenz der Ungarischen Tiefbauindustrie*, Düsseldorf.
- Institution of Civil Engineers (ICE)** (1996) *Sprayed Concrete Linings (Natm) for Tunnels in Soft Ground*. London: Thomas Telford.
- Jeffery G B** (1920) Plane stress and plane strain in bipolar coordinates. *Trans. Royal Soc.*, London, Series A, 221 : 265-293.
- Kalamaras G and Bieniawski Z T** (1995). A rock mass strength concept incorporating the effect of time. *Proc. 8th ISRM Congress*, Tokyo, pp. 295-302.
- Kirsch G E** (1898) Die Theorie der Elastizität und die bedürfnisse der Festigkeitslehre, *Zeit. Ver. Deut. Ing. J.*, 42 : 797-807.
- Krause T** (1987) *Schildvortrieb mit Flüssigkeits und Erdgestützter Ortsbrust*. PhD Thesis, Technischen Universität Carolo – Wilhelmina, Braunschweig.
- Kumar P** (1986) A contribution to an accurate analysis of shallow underground opennings. *J. Computers and Geotechnics*, 2 : 141 – 151.
- Leca E and Dormieux L** (1990) Upper and lower bound solutions fort he face stability of shallow circular tunnels in friction material. *Geotechnique*, 40 (4) : 581 – 606.

BIBLIYOGRAFYA (devam ediyor)

- Mahar J W, Parker H W and Wuellner W W** (1975) Shotcrete Practice in Underground Construction, Report to the Federal Railroad Administration, Department of Transportation, Contract No. DOTFR30022, NTIS No. PB 248 765/LL.
- Mair R J and Taylor R N** (1997) Bored tunneling in the urban environment. *In 14th International Conference on Soil Mechanism and Foundation Engineering*, Hamburg, pp. 2353- 2385.
- McNiven H D and Ewoldsen H M** (1969) Rockbolting of tunnels for structural support. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 6 : 465-481.
- Mindlin R D** (1939) Stress distribution around a tunnel. *Trans. of ASCE*, 105 : 619-642.
- Mindlin R D** (1948) Stress distribution around a hole near the edge of a plate under tension. *Proc. Soc. Exp. Stress Analysis*, 5 : 56-68.
- Pantet A** (1991) Creusement de galeries a` faible profondeur a` l'aide d'un tunnelier a` pression de boue; mesures in situ et e'tude the'onique du champs de de'placements. These de doctorat, INSA, Lyon.
- Peck R B** (1969) Deep exvations and tunneling in soft ground. *In 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, pp. 225-290.
- Ramamurthy T** (1986) Stability of rock mass. *Indian Geotech Journal*, pp. 1-74.
- Read S A L, Richards L R and Perrin N D** (1999) Applicability of the Hoek – Brown failure criterion to New Zeland greywacke rocks. *Proceedings of the 9th International Congress on Rock Mechanics*, G. Vouille and P. Bereit (eds.), Paris, 2 : 655- 660.
- US Army Corps of Engineers** (1997) Tunnel Excavation by Drilling and Blasting. *Engineering and Design: Tunnel and Shafts in Rock*, EM 1110 – 2 – 2901, 236 pp.
- Savin G N** (1961) Stress Concentration around Holes, E. Gros (trans.), Pergamon, Oxford.
- Schmidt H** (1931) Static problems of tunnels and pressure gallery construction, US Bureau of Reclamation, Technical Memo, Washington, DC, 262 pp.
- Serafim J L and Pereira J P** (1983) Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski. *Proceedings of the International Symposium on Engineering Geology and Underground Construction*, LNEC, Lisbon, Portugal, 1 : 33 – 42.
- Sheorey P R** (1997) *Empirical Rock Failure Criteria*, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Yamaguti N** (1929) On the stresses around a horizontal circular hole in a gravitating elastic solid, *J. Civ. Eng. Soc. Japan*, 15 : 291 -303.

EK AÇIKLAMALAR A

JEOMEKANİK (RMR) SINIFLAMA SİSTEMİ

Jeomekanik Sınıflama veya Kaya Kütlesi Pualama (RMR: *Rock Mass Rating*) Sistemi, kaya kütlelerinin sınıflandırmasında yararlanılan en önemli sınıflandırma sistemlerinden biri olarak bilinmektedir. Bieniawski (1973) tarafından geliştirilen RMR, geçen zaman içinde yapılan gözlemler ve yeni veriler esas alınarak; 1974, 1976, 1979 ve 1989 yıllarında önemli değişimlere uğramış ve 1989 yılında son halini almıştır (Bieniawski 1989). RMR sınıflama sistemi; önemli çoğunluğu tünellerde olmak üzere, büyük yeraltı açıklıkları ve maden açıklıkları dâhil pek çok mühendislik projesinde çok geniş bir uygulama alanı bulmuştur. 1973 yılında geliştirilen RMR sınıflama sisteminin gelişiminde 49 farklı uygulamadan elde edilen veriler ve deneyimler kullanılmış; sonra, 1984 yılında 62 kömür madeninde yapılan çalışmalar eklenmiştir. Nihayet 1987 yılında, sistemin veri bankasına 78 adet tünel ve maden çalışmalarından elde edilen veriler ilave edilmiştir. Özetle, 1973'ten 1989'a kadar geçen 15 yıllık süre içerisinde, RMR sınıflama sisteminin oluşturulmasında, 351 farklı uygulamadan yararlanılmış ve sistem günümüzde kullanılan şeklini almıştır (Bieniawski 1989).

Kaya kütlesi puanı, kaya kütlelerinin sınıflandırılmasında kullanılmakta olup, geçilen formasyonlardaki kaya kütleleri hakkında bilgilerin elde edilmesini sağlamaktadır. Puanlama; kaya kütlelerinin niteliği, mekanik özellikleri (yaklaşık kohezyonu ve içsel sürtünme açısı), yeraltı açıklığı için gereken tahkimat ve açıklığın ortalama ayakta kalma süresi gibi bilgilerin kestiriminde kullanılmaktadır. RMR; sondajlar, arazi gözlemleri ve deneysel çalışmalar sonucunda elde edilen altı değiştirgeye göre belirlenmektedir (Bieniawski 1989). Bunlar;

- Kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı (σ_{ci}),
- Kaya niteliği göstergesi (RQD),
- Süreksizliklerin aralığı,
- Süreksizliklerin durumu (devamlılık, pürüzlülük, açıklık, dolgu ve ayrışma),
- Yeraltı suyu durumu ve
- Süreksizliklerin konumudur.

Özkan ve Ünal (1996) yukarıda verilen değiştirgelerin, mevcut kaya kütlesi sınıflama sistemlerinde kullanılmasıyla ilgili yaptıkları çalışmalarda, bu değiştirgelerin diğer değiştirgelere oranla tüm sınıflama sistemleri tarafından yaygın şekilde kullanıldığı belirlemişlerdir.

Altı değiştirge ile kayaçların özelliği hakkında bilgi sahibi olunduktan sonra, geçilecek formasyonlarda birbirine benzer özellik gösteren yapısal bölgelerin belirlenmesi önem taşımaktadır. Bieniawski (1989) tarafından ortaya konan Jeomekanik Sınıflama Sistemi'nde, Kaya Kütlesi Puanı'nın (RMR) belirlenmesinde kullanılan değiştirgeler ve puanlar izelge A.1 ve A.2'de sunulmuştur.

Çizelge A.1 Sınıflama değiştirgeleri ve puanları (Bieniawski 1989, Gerçek'ten 2000).

DEğİŞTİRGE			DEğER ARALIKLARI VEYA TANIMLAR						
1	Sağlam Kaya Malzemesinin Dayanımı (MPa)	Nokta yükü dayanım indeksi	> 10	4-10	2-4	1-2	Daha düşük aralık için tek eksenli basınc dayanımı deneyi önerilir		
		Tek eksenli basınc dayanımı	> 250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	< 1
	Puan	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD Kaya Niteliği Göstergesi		% 90-100	% 75 - 90	% 50 - 75	% 25 - 50	< % 25		
	Puan		20	17	13	8	3		
3	Süreksizlik aralığı		> 200 cm	60-200 cm	20-60 cm	6 - 20cm	< 6 cm		
	Puan		20	15	10	8	5		
4	Süreksizliklerin Durumu		çok przli yüzeyler	Hafifçe przli yüzeyler	Hafifçe przli yüzeyler	Kaygan yüzeyler veya	Ayrılma > 5 mm veya 5 mm'den kalın ve yumuşak fay dolgusu		
			Ayrılma yok	Ayrılma < 1mm	Ayrılma > 1mm	Ayrılma 1-5 mm veya			
	Bozunmamış Devamsız	Hafifçe bozunmuş yüzeyler	çok bozunmuş yüzeyler	5mm'den ince fay dolgusu	Devamlı	Devamlı			
Puan		30	25	20	10	0			
5	Yeraltı Suyu Durumu	Tünelin 10 m'lik kısmına dakikada gelen su miktarı	Yok	< 10 lt	10 - 25 lt	25 - 125 lt	> 125 lt		
		Eklem suyu basıncının büyük asal gerilme oranı	veya 0	veya < 0.1	veya 0.1 - 0.2	veya 0.2 - 0.5	veya > 0.5		
		Genel durum	veya Tamamen kuru	veya Nemli	veya Islak	veya Damlama	veya Akan su		
	Puan		15	10	7	4	0		

Sınıflama değiştirgeleri ve puanlamaları izelge A.1'de gösterilirken, süreksizliklerin durumlarına göre detaylı olarak puanlandırma izelge A.2'de gösterilmektedir. 1973 yılında Bieniawski tarafından nerilen RMR sisteminde süreksizliklerin durum değiştirgesine ait

tanımlama Çizelge A.1’de yeteri kadar açık olmadığı ve uygulamda karmaşaya yol açtığı için Bieniawski, 1989 yılında bu değıştirmedeki belirsizliği berraklaştırmak amacıyla Çizelge A.2’de verilen puanlamayı önermiştir.

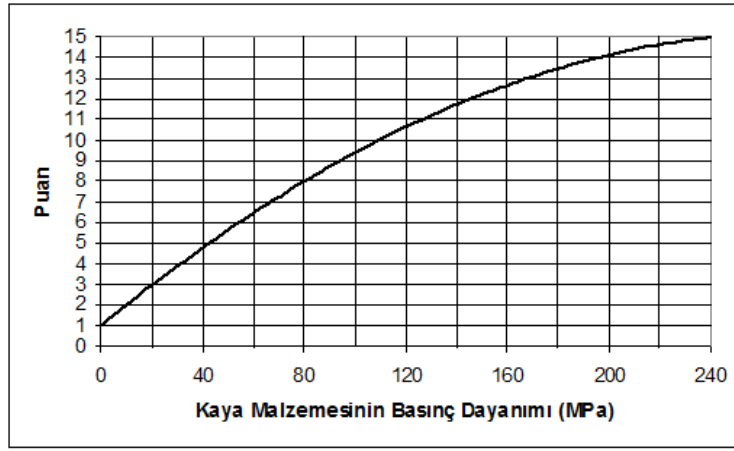
Çizelge A.2 Süreksizliklerin durumunun detaylı olarak puanlandırılması (Bieniawski 1989, Gerçek 2000).

DEĞİŞTİRGE		DEĞER ARALIKLARI VEYA TANIMLAR				
4.a	Süreksizliklerin Boyu (Devamlılık)	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m
	Puan	6	4	2	1	0
4.b	Süreksizlik Yüzeylerinin Ayrılması (Açıklık)	Yok	< 0.1mm	0.1-1 mm	1–5 mm	> 5mm
	Puan	6	5	4	1	0
4.c	Süreksizlik Yüzeylerinin Pürüzlülüğü	Çok Pürüzlü	Pürüzlü	Hafifçe Pürüzlü	Düz	Kaygan
	Puan	6	5	3	1	0
4.d	Süreksizlik Dolgusu	Yok	Katı Dolgu		Yumuşak Dolgu	
			< 5mm	> 5mm	< 5mm	> 5mm
	Puan	6	4	2	2	0
4.e	Süreksizlik Yüzeylerinin Bozunması (Ayrışması)	Bozunmamış	Hafifçe Bozunmuş	Orta Derece Bozunmuş	Çok Bozunmuş	Tamamen Ayrışmış
	Puan	6	5	3	1	0

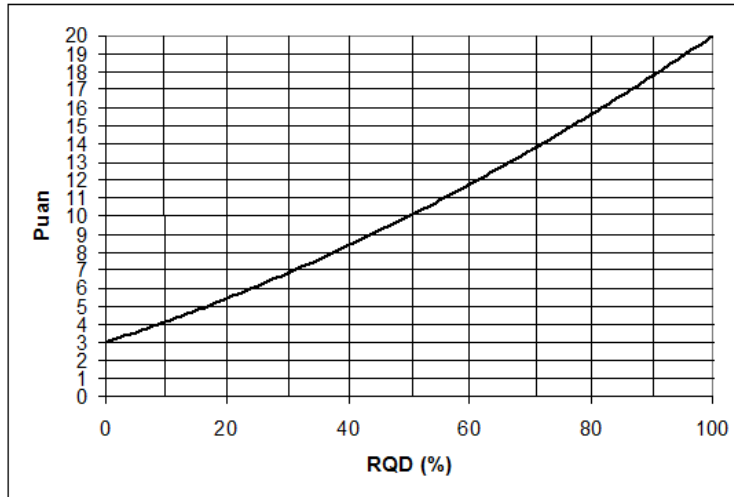
Süreksizliklerin değışen durumlarına göre bu iki çizelge birbiriyle bağdaşmayabilir. Örneğin, süreksizlik dolgusu varlığı durumunda, dolgunun etkisi ön plana çıkacağı için pürüzlülük derecesinin önemi kalmamaktadır. Bu gibi durumlarda da Çizelge A.1’in kullanılması gerekmektedir.

Jeomekanik Sınıflama Sistemi’nde ilk 5 değıştirgenin puanları belirlenmekte ve bu puanların toplamına "Temel RMR" denmektedir. Temel RMR, kaya kütesinin niteliği ve mekanik özellikleri hakkında bize puanlar vermektedir. Kaya kütesinin yaklaşık kohezyonunu ve içsel sürtünme açısının belirlenmesini sağlamaktadır (Gerçek 2000).

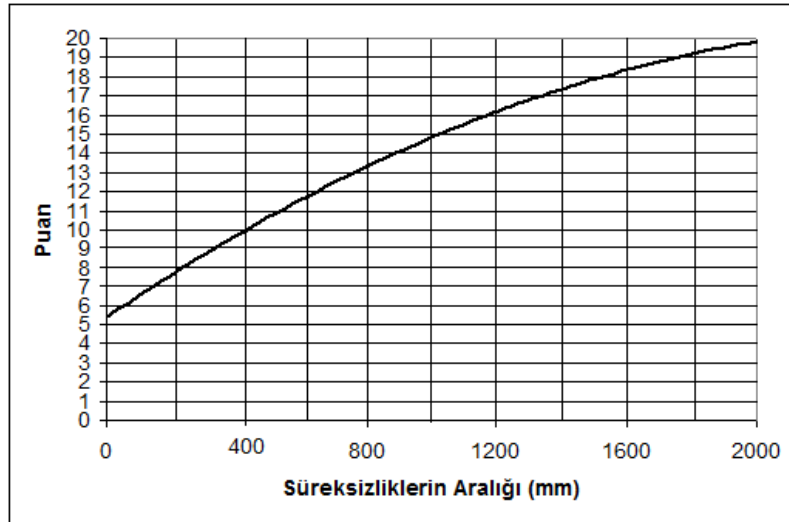
1989'da sistemin ilk üç değiştirgesi olan dayanım, RQD ve süreksizlik aralığı için tayin edilen değerler esas alınarak, bu üç değiştirgenin hangi değer aralığına düştüğü belirlenmekte ve çizelgelerden (Bkz. Çizelge A.1) bu aralığa ait puanlar seçilmekteydi. Ancak, bu uygulama ile verilen puanlar düşünöldüğünde kaya kütlelerinin gerçek kalitelerinden farklı sınıflarda değerlendirilmesi gibi bir yanılığa sebep olmaktadır (Ulusay ve Sönmez 2007). Bieniawski (1989) dayanım, RQD ve süreksizlik aralığı değiştirgelerinin daha hassas bir puanlamanın yapılmasını amaçlamıştır. Bu amaçla; dayanım için Şekil A.1'de, RQD için Şekil A.2'de ve süreksizlik aralığı için Şekil A.3'te verilen grafikleri önermiştir.



Şekil A.1 Kaya malzemesi için tek eksenli basınç dayanımı için puanlama grafiği (Bieniawski 1989).



Şekil A.2 RQD değerleri için puanlama grafiği (Bieniawski 1989).



Şekil A.3 Süreksizlik aralığı için puanlama grafiği (Bieniawski 1989).

Süreksizliklerin konumları göz önüne alındığında bir takım düzeltme puanları bulunmaktadır (Çizelge A.3). Süreksizliklerin konumu, açılacak açıklığın doğrultusu ve ilerleme yönüne göre değerlendirmesi yapılarak "Ham RMR" elde edilmektedir.

Çizelge A.3 Süreksizlik konumuna göre düzeltme puanları (Bieniawski 1989, Gerçek'ten 2000).

Olası durumlar							
Süreksizlik Doğrultusu ve Kazı Yönü	Doğrultu Tünel Eksenine Dik				Doğrultu Tünel Eksenine Paralele		Doğrultuya bakılmaksızın eğim < 20°
	Eğim yönünde ilerleme		Eğime karşı ilerleme				
Süreksizlik Eğimi	45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°	
Değerlendirme	Çok olumlu	Olumlu	Orta	Olumsuz	Çok Olumsuz	Orta	Orta
Düzeltilme Puanı	0	-2	-5	-10	-12	-5	-5

Ham RMR elde edildikten sonra bir takım düzeltme çarpanları (A_B , S , A_S) ile "Düzeltilmiş RMR" değeri hesaplanmaktadır. Bu durum Çizelge A.4'te gösterilmektedir. Düzeltilmiş RMR değeri, kazı açıklığının kendini tutma süresinin kestiriminde ve planlanan yeraltı açıklığının tahkimatsız olarak geçmeden durabileceği sürenin hesaplanmasında kullanılmaktadır.

Çizelge A.4 RMR değerinin belirlenmesi aşamaları (Bieniawski 1989, Gerçek'ten 2000).

Değiştirge veya Düzeltme	Puan / Çarpan Aralığı
• Sağlam Kaya Malzemesinin Dayanımı	0 – 15
• Süreksizliklerin Yoğunluğu	8 -40
• RQD 3 – 20	
• Aralık 5 – 20	
• Süreksizliklerin Durumu	0 – 30
• Yeraltı Suyu Durumu	0 – 15
Temel RMR	8 – 100
• Süreksizliklerin konumuna göre düzeltme	(- 12) – 0
Ham RMR	0 – 100
• Patlama hasarı için düzeltme çarpanı (A_B)	0.8 – 1.0
• Süreksizliklerin konumuna göre düzeltme (S)	0.7 – 1.0
• Birincil gerilmeler ve gerilme değişimi için düzeltme çarpanı (A_S)	0.6 – 1.2
Düzeltilmiş RMR	Ham RMR * A_B * S * A_S
$A_B * S * A_S \geq 0.5$ olmalıdır.	
Temel RMR değeri kaya kütlesi özelliklerinin kestiriminde kullanılır.	
Düzeltilmiş RMR değeri yeraltı açıklığı ile ilgili büyüklüklerin kestiriminde kullanılır.	

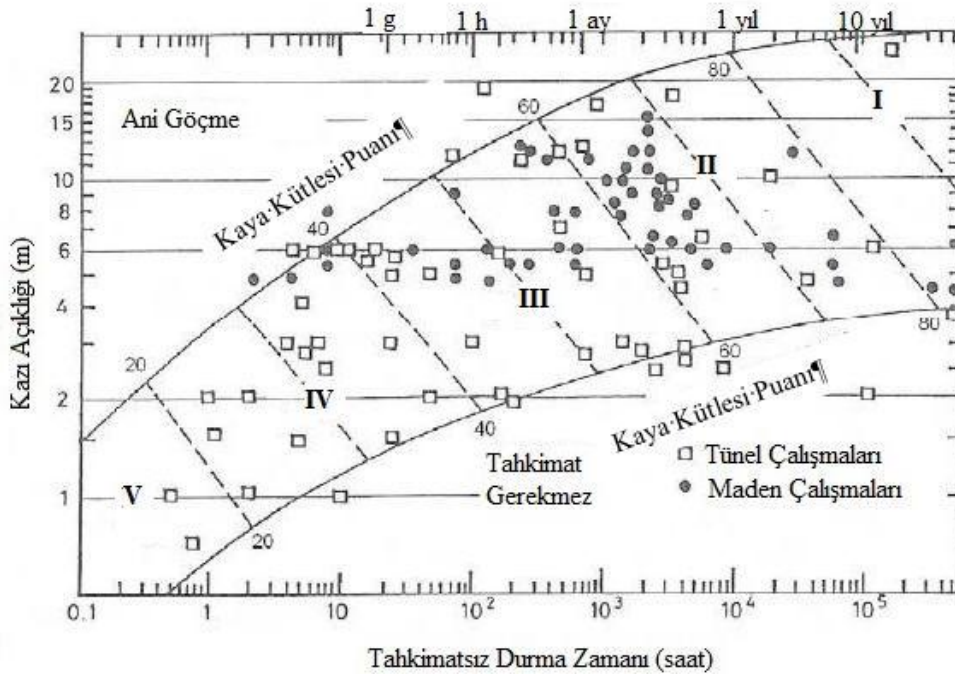
Geçki boyunca kaya kütleleri yapısal bölgelere ayrılmaktadır. Yapısal bölge; kayaç türü ve özelliklerinin az çok aynı olduğu, koşulların ve kaya kütlesi davranışının benzer olmasının beklendiği bölgelerdir. Açılacak olan tünel vb. yeraltı açıklıklarının geçkileri boyunca karşılaşılan yapısal bölgelerin özellikleri belirlenmekte ve böylece bu bölgeleri oluşturan kaya kütleleri derecelendirilmektedir (Çizelge A.5).

Bu kapsamda geçilecek olan formasyonlar boyunca birbiriyle benzer özellik gösteren bölgeler belirlenmesi sayesinde yapılacak tahkimat işlemleri benzer özellik gösteren bölgeler için aynı olmaktadır. Eğer bir bölgede aşırı tahkimat gereksinimi varsa ya da bir bölgedeki kayaç sağlamı ve fazla bir tahkimat gereksinimi yoksa, bu bölgede yapılacak tahkimat işlemleri, bu bölge ile benzer yapısal özellikler gösteren diğer bölgelerde de aynı şekilde yerine getirilmektedir. Bu durum sayesinde yapılan çalışmalar sürekli değil sadece yapısal bölgeden yapısal bölgeye geçerken değişkenlik göstermektedir. Bu sayede açılacak olan açıklık daha oluşturulmadan geçilecek olan bölgeler belirlenmekte ve ona göre önlem alınarak ilerleme gerçekleştirilmektedir (Gerçek 2000).

Çizelge A.5 Kaya kütlesi sınıfları ve anlamları (Bieniawski 1989, Gerçek'ten 2000).

Sınıf No.	I	II	III	IV	V
Tanımı	Çok İyi	İyi	Orta	Zayıf	Çok Zayıf
Puanı (RMR)	81-100	61-80	41-60	21-40	≤ 20
Ortalama Kendini Tutma Süresi	15 m açıklık için 20 yıl	10 m açıklık için 10 yıl	5 m açıklık için 1 hafta	2.5 m açıklık için 10 saat	1 m açıklık için 30 dakika
Kaya Kütlesinin Kohezyonu	> 400 kPa	300-400kPa	200-300kPa	100-200kPa	< 100kPa
Kaya Kütlesinin İçsel Sürtünme Açısı	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

Çizelge A.5'te de gösterildiği gibi; RMR sınıflama sisteminde, beş kaya sınıfı mevcuttur, ve RMR'ın alabileceği değer aralığı 0 – 100 arasında değişmektedir. Belirlenen RMR değeri için tahkimatsız durma süresi ve duraylı olarak kalabilecek maksimum kazı açıklığı Şekil A.4'ten belirlenebilmektedir.



Şekil A.4 RMR kaya kütlesi sınıflarına göre tahkimatsız durma süresi ve tahkimatsız tavan açıklığı arasındaki ilişki (Bieniawski 1989).

RMR sınıflama sistemi, kaya tünelleri için kazı yöntemi ve kalıcı tahkimat önerileri sunmaktadır. Bu öneriler, yeryüzünden belirli bir derinlikteki düşey birincil gerilmeye, kazı yöntemine, tünel boyut ve şekline bağlıdır. Düşey birincil gerilmenin 25 MPa'dan küçük olduğu bir ortamda, delme – patlatma yöntemiyle kazılan, 10 m genişliğindeki ve at nalı kesitli bir tünel için geçerli olan öneriler Çizelge A.6'da gösterilmektedir.

Çizelge A.6 RMR sınıflama sisteminde kaya tünelleri için kazı yöntemi ve kalıcı tahkimat önerileri (Bieniawski 1989, Gerçek'ten 2000).

Kaya Kütleli Sınıfı	Kazı Yöntemi	Tahkimat		
		Kaya Saplama (20 mm çaplı ve tüm boy dolgulu)	Püskürtme Beton	Çelik Bağ
I. Çok İyi RMR \geq 81	Tam cephe kazı; 3 m ilerleme	Yer yer noktasal saplama uygulaması dışında tahkimat gerekmez.	----	----
II. İyi RMR = 60 – 80	Tam cephe kazı; 1 – 1.5 m ilerleme; tahkimatı 20 m içinde tamamla.	Tavanda bölgesel kaya saplama, 3 m boyunda ve 2.5 m aralıklı, yer yer çelik hasırla birlikte.	Tavanda gereken yerlere 5 cm kalınlığında	Gerekmez
III. Orta RMR = 61 - 80	İki basamaklı kazı; üst aynada 1.5 – 3 m ilerleme; tahkimata her patlatmadan sonra başla ve aynadan 10 m uzakta tamamla.	Tavanda ve yan duvarlarda sistematik yerleştirilmiş kaya saplama, 4 m boyunda ve 1.5 – 2 m aralıklı, tavanda çelik hasır.	Tavanda 5 – 10 cm, yan duvarlarda 3 cm kalınlıkta.	Gerekmez
IV. Zayıf RMR = 21 -40	İki basamaklı kazı; üst aynada 1 – 1.5 m ilerleme; tahkimatı kazıyla birlikte yap ve aynadan 10 m uzakta tamamla.	Tavanda ve yan duvarlarda çelik hasırlı sistematik kaya saplama, 4 – 5 m boyunda ve 1 – 1.5 m aralıklı.	Tavanda 10 – 15 cm, yan duvarlarda 10 cm kalınlıkta.	Gerektiğinde 1.5 m aralıklar ile hafif profil bağlar.
V. Çok Zayıf RMR \leq 20	Çok aynalı kazı; üst aynada 0.5 – 1.5 m ilerleme; tahkimatı kazıyla birlikte yap; patlatmadan hemen sonra püskürtme beton uygula.	Tavanda ve yan duvarlarda çelik hasırlı sistematik kaya saplama, 5 – 6 m boyunda ve 1 – 1.5 m aralıklı. Tabanada saplama uygula.	Tavanda 15 – 20 cm, yan duvarlarda 15 cm ve aynada 5 cm kalınlıkta.	0.75 m aralıklar ile orta veya ağır profilli bağlar, çelik kamalı ve gerekirse ön sürenli. Taban kapatılmalı.

EK AÇIKLAMALAR B

HOEK-BROWN YENİLME ÖLÇÜTÜ

Kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon özelliklerinin belirlenmesi; yeraltı kazıları, şev, vb. kaya kütlelerinin örselenmesiyle oluşturulacak tasarımlar için yapılacak analizlerde gerekmektedir (Hoek 2006). Yönelimleri birbirinden farklı ve bağımsız süreksizlikler boyunca bölünmüş kaya kütlelerinin davranışı, kaya malzemesi ile karşılaştırıldığında oldukça karmaşık bir yapıda olup hem süreksizlikler hem de kaya malzemesi tarafından denetlenmektedir. Bu nedenle, her hangi bir kaya kütlelerinin dayanımı ve deformasyon özellikleri belirlenirken, kaya kütlelerinin sağlam blokları yani kaya malzemesi ve yine kaya kütlelerinin sahip olduğu süreksizliklerin etkisinin de hesaba katılacağı örneklerin hazırlanması gerekmektedir (Ulusay ve Sönmez 2007). Bu kapsamda; geniş ölçeklerde alınan örnekler üzerinde yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar, kaya kütlelerinin dayanımı ile ilgili daha doğru sonuçlar veriyor olsa dahi, bu deneylerin yapılması ekonomik olmadığı gibi pratik açıdan da oldukça sınırlı olmaktadır (Edelbro 2003). Ayrıca, geniş ölçekte alınan örneklerin test edilebileceği deney hücrelerinin geliştirilmemiş olması da diğer bir sınırlayıcı etkidir. Bu sınırlamalar, kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon özelliklerinin belirlenmesinde daha pratik olan görgül yöntemlerin ortaya çıkmasını sağlamıştır (Ulusay ve Sönmez 2007).

Hoek and Brown (1980a), sağlam ve eklemli kaya kütlelerinin yenilme davranışlarını karakterize etmek için, yenilme anındaki en büyük ve en küçük asal gerilmelerin arasındaki ilişkinin kullanımını önermişlerdir. 1980 yılında önerilen Hoek – Brown görgül (ampirik) yenilme ölçütü, kaya kütlelerinin dayanımı ile ilgili olan sınırlamaları büyük ölçüde gidererek, kaya kütlelerinin dayanımının belirlenmesinde kullanılan en önemli görgül yöntemlerden biri olmuştur. Kaya malzemelerinde olduğu kadar kaya kütlelerine de başarıyla uygulanabilir olan Hoek – Brown yenilme ölçütü, zamanla kaya mekanikçiler ve kaya mühendisleri arasında oldukça popüler bir hale gelmiştir (Gerçek 1996). Ölçütün özgün, değiştirilmiş, genelleştirilmiş, basitleştirilmiş ve geliştirilmiş sıfatlarını taşıyan en az beş değişik türü ile karşılaşmak mümkündür (Hoek and Brown 1980a, 1980b, 1988, Hoek 1983, Hoek et al. 1992, 1995, Gerçek 1996). Hoek ve Brown (1980a, 1980b) ve Hoek 1983, geliştirdikleri görgül yenilme ölçütü ile şu koşulların sağlanmasını hedeflemişlerdir:

- Yenilme ölçütü, laboratuvarında elde edilen dayanım değerleriyle uyumlu olmalıydı.
- Yenilme ölçütü, boyutsuz değişirgelere bağlı olarak verilen basit bağıntılar ile belirtilmeliydi.
- Yenilme ölçütü, eklemli kaya kütlelerinin yenilmesi yönelik uygun koşulları sağlamalıydı.

Özgün Hoek – Brown (H-B) yenilme ölçütü; başlangıçta, köşeli kaya malzemesinden oluşan sıkı kenetlenmiş iyi ve orta kalitedeki kaya kütleleri için oldukça iyi sonuçlar verirken, zayıf kalitedeki kaya kütleleri için yetersiz kalmıştır (Hoek et al. 1995). Bu sorunun giderilmesi amacıyla, 1980 yılında önerilen özgün ölçütte bir takım değişikliklere gidilmiş ve zamanla, tasarımcıların ihtiyaçlarını daha iyi sağlayacak ve birçok pratik uygulamayı kapsayacak şekilde güncellenerek geliştirilmiştir (Hoek and Brown 1997). İlk olarak 1995 yılında, jeolojik dayanım indeksi (GSI: *Geological Strength Index*), farklı jeolojik koşullar altında dayanımı düşük olan kayaların değerlendirilmesi amacıyla önerilen bir sistem olarak, ölçütte önerilmiştir (Hoek et al. 1995). 1997 yılında, ölçütün genel eşitliği ve yenilme zarfının elde edilmesiyle ilgili bağıntılar tamamen korunmuş olup, kaya kütlesi puanı (RMR: *Rock Mass Rating*) ve Q sisteminden ayrı bir sistem olarak ölçüte dahil edilmiştir. Hoek ve Brown, yenilme ölçütünde yapılan değişikliklere rağmen bir takım sorunlar ile karşılaştığı ve düzeltilmesi gerektiğini belirtmiştir. Bu sorunlar; ölçütün diğer girdi parametreleri sabit olduğunda, GSI'nin 26 ve 25 değerleri arasında ani bir dayanım azalması olmaktadır ve GSI>25 olan kaya kütlelerin yenilme zarfları ve GSI<25 olan kaya kütlelerinin yenilme zarflarıyla kesişmektedir. Ayrıca, GSI<25 olması durumunda, s=0 ve kaya kütleleri için tek eksenli basınç dayanımının sıfır olarak göstermesidir (Ulusay ve Sönmez 2007). Ölçütün, eklemli kayaların deformasyon ve dayanımlarının belirlenmesinde kullanılabilmesi için, kaya kütlelerinin üç ana özelliğinin bilinmesi gerekmektedir. Bunlar;

- Yaygın kullanımı ve kolayca belirlenebilmesi ile ölçütün en önemli ölçüm birimi olarak kabul edilen ve kaya kütlelerini temsilen alınan, sağlam kaya malzemesi örneğinin tek eksenli basınç dayanımı (σ_{ci}),
- Kaya malzemesine ait Hoek – Brown dayanım değiştirgesi (m_i) ve
- GSI, kaya kütlelerinin Jeolojik Dayanım İndeksi (Hoek and Brown 1997).

Jeolojik dayanım indeksi; RMR ve Q sistemlerinde ihmal edilen zayıf kaya kütlelerinin, jeolojik koşullar altında daha iyi tanımlanabilmesi için geliştirilen sistemdir. GSI, diğer sınıflama sistemlerinde olduğu gibi kaya kütlelerinin güçlendirilmesi veya tahkimat sisteminin belirlenmesi gibi bir amaç ile kullanılmamakta olup, sadece kaya kütlelerinin özelliklerinin değerlendirilmesinde kullanılmaktadır. GSI; kaya kütlesi litolojisi, yapısı yani bloklu olması, ve bünyesindeki süreksizliklerin yüzey koşullarının (pürüzlülük, ayrışma, bozunma, dolgu vb.) görsel olarak değerlendirilmesiyle belirlenmektedir. Kaya kütlesi için tanımlanan bu

verilerin birlikte değerlendirilmesiyle, sıkıca kenetlenmiş iyi kaya yapılarından, aşırı süreksizlik içeren zayıf kaya yapılarına kadar çok geniş bir kaya kütlesi sınıflamasının yapılabilir olması sağlanmıştır (Hoek et al. 1998; Marinos et al. 2005). Hoek et al. (1995); Hoek and Brown (1997), Hoek et al. (1998), çok ince aralıklardaki foliasyonlu veya laminalı düzlemler (yapraklanmış ve ince tabakalı düzlemler) içeren, blok yapısından yoksun, makaslanmış zayıf kaya kütlelerinin, jeolojik dayanım indeksi sisteminin içine dahil edilmesiyle, zayıf kaya kütlelerinin tanımlanmasında karşılaşılan sorunları ortadan kaldırarak var olan GSI sınıflama sistemini geliştirmişlerdir. GSI; çok zayıf kaya kütlelerinden (yapraklanmış ve ince tabakalanmış), sağlam kaya kütlelerine (sağlam veya masif) kadar çeşitli değer aralıklarından değerler almaktadır. Sağlam ve eklemsiz kaya kütlesi için bu değer 100 iken, çok zayıf kaya kütleleri için GSI değeri yaklaşık 0 olarak alınabilmektedir (Gerçek 2008). Çizelge B.1’de, GSI sınıflama sisteminin son hali gösterilmektedir.

Hoek – Brown yenilme ölçütü en son şekli aşağıda sunulmuştur (Hoek et al. 2002):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (B.1)$$

Burada; σ'_1 ve σ'_3 , yenilme anında uygulanan en büyük ve en küçük asal etkin gerilmeler; σ_{ci} , sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı; m_b , s ve a da H-B dayanım değiştiricileridir (Hoek et al. 2002).

Kaya kütlelerinin m_b değiştirgesi için;

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (B.2)$$

bağıntısı önerilmiştir (Hoek et al. 2002). Burada m_i , sağlam kaya malzemesi örnekleri üzerinde yapılan dayanım deneylerinin istatistiksel olarak değerlendirilmesiyle elde edilen dayanım değiştirgesidir. Sağlam kaya için, m_i tanecikler arası sürtünme ve kilitlemeye derecesine bağlıdır (Gerçek 1996). GSI, kaya kütlelerine ait Jeolojik Dayanım İndeksi ve D ise örselenme faktörüdür. H-B ölçütündeki, m_i değerinin kestirimi için kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı ve tek eksenli çekme dayanımı (σ_{ti}) değerleri de kullanılabilir:

$$m_i = \frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{ci}} - \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{ti}} \quad (\text{B.3})$$

Ancak, doğrudan çekme dayanımı deneyi nadir olarak yapılmaktadır; onun yerine dolaylı (Brazilya) çekme dayanımı (σ_{tB}) deneyi tercih edilmektedir. Bu durumda;

$$m_i = \frac{16\sigma_{tB}}{\sigma_{ci}} - \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{tB}} \quad (\text{B.4})$$

bağıntısı kullanılmaktadır. Çok farklı kayaç tipleri için m_i değerleri, Çizelge B.2'de sunulmuştur. En genel haliyle, Hoek – Brown yenilme ölçütünün diğer iki sabiti s ve a ise;

$$s = \exp\left(\frac{\text{GSI} - 100}{9 - 3D}\right) \quad (\text{B.5})$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{\text{GSI}}{15}} + e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (\text{B.6})$$

bağıntılarından elde edilmektedir (Hoek et al. 2002).

Çizelge B.1 Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI), değerinin kestirimine ait çizelge (Hoek 1999, Ulusay ve Sönmez'den 2007).

<p>Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI)</p> <p>Kaya kütesinin yapısı ve süreksizliklerin yüzey koşulları göz önünde bulundurularak bu çizenekten uygun bir kutucuğu seçin. Konturları kullanarak ortalama bir GSI değeri kestirin. Çok hassas olmaya çalışmayın; GSI = 38 yerine, GSI için 35 - 40 aralığının belirtilmesi daha gerçekçidir. Hoek-Brown Ölçütü yalnızca kaya blokları veya parçalarının boyutunun açıklık boyutuna kıyasla daha küçük olduğu kaya kütlelerine uygulanabilir. Ortamdaki blokların boyutu yer altı açıklığı boyutunun yaklaşık dörtte birinden büyükse, yenilme bireysel blok hareketleriyle oluşabilir ve bu durumda Hoek-Brown Ölçütü kullanılmamalıdır.</p>		<p>YÜZEY KOŞULLARI</p> <p>Azalan yüzey niteliği →</p>										
		<p>ÇOK İYİ</p> <p>Çok pürüzlü, taze, ayrılmamış yüzeyler.</p>	<p>İYİ</p> <p>Pürüzlü, hafifçe ayrılmış, lekelik yüzeyler.</p>	<p>ORTA</p> <p>Düzgün, orta derecede ayrılmış ve bozunmuş yüzeyler.</p>	<p>ZAYIF</p> <p>Kaygan, köşeli parçacıklar içeren kaplamalı veya dolgu, ibri derecede ayrılmış yüzeyler.</p>	<p>ÇOK ZAYIF</p> <p>Kaygan, yumuşak kil kaplamalı veya dolgu, ilen derecede ayrılmış yüzeyler.</p>						
<p>KAYA YAPISI</p> <p>Kaya parçalarının artan kenetleme derecesi ↑</p>	<p>SAĞLAM VEYA MASİF Sağlam, çatlaksız kaya malzemesinin veya geniş aralıklı çok az sayıda süreksizlik içeren masif kaya kütesi.</p>	90					UYGULANAMAZ					
	<p>BLOKLU Birbirine dik 3 süreksizlik takımının oluşturduğu kübik bloklar içeren, çok iyi kenetlenmiş ve örselenmemiş kaya kütesi.</p>		80									
	<p>ÇOK BLOKLU Dört veya daha fazla süreksizlik takımının oluşturduğu çok yüzeyli ve köşeli bloklar içeren, kenetlenmiş ve kısmen örselenmiş kaya kütesi.</p>			70								
	<p>BLOKLU/ÖRSELENMİŞ Birbirini kesen bir çok süreksizlik takımının oluşturduğu köşeli bloklar içeren, kıvrımlanmış ve/veya faylanmış kaya kütesi.</p>				60							
	<p>DAĞILMIŞ Köşeli ve yuvarlak kaya parçalarının karışımından oluşan, zayıfça kenetlenmiş ve aşın derecede kırılmış kaya kütesi.</p>					50						
	<p>YAPRAKLANMIŞ/İNCE TABAKALANMIŞ Kıvrımlanmaya ve tektonik olarak kesme hareketlerine maruz kalmış, yapraklanmış kaya kütesi. Diğer süreksizlik takımlarına kıyasla daha egemen olan ince tabakalanma, kaya kütesindeki bloklanmayı önler.</p>						40					
							30					
								25				
									20			
										10		
											5	
												UYGULANAMAZ

Çizelge B.2 Çeşitli kayaç türleri için önerilen m_i değerleri (Hoek and Brown 1997, Marinou and Hoek 2001, Gerçek'ten 2008).

Kayaç	m_i	Kayaç	m_i	Kayaç	m_i
Anglomera	19 ± 3	Gabro	27 ± 3	Marn	7 ± 2
Amfibolit	26 ± 6	Gnays	28 ± 5	Mermer	9 ± 3
Andezit	25 ± 5	Granit	32 ± 3	Milonit	6
Anhidrit	12 ± 2	Granodiyorit	29 ± 3	Norit	20 ± 5
Bazalt	25 ± 5	Grovak	18 ± 3	Obsidyen	19
Breş (tortul) ¹	20	Hornfels	19 ± 4	Peridotit	25 ± 5
Breş (mağmatik)	19 ± 5	Jips	8 ± 2	Porfir	20 ± 5
Çört	19	Kiltaşı	4 ± 2	Riyolit	25 ± 5
Dasit	25 ± 3	Kireçtaşı (kristalin)	12 ± 3	Silttaşı ³	7 ± 2
Diyabaz	15 ± 5	Kireçtaşı	10 ± 2	Sleyt ²	7 ± 4
Diyorit	25 ± 5	Kömür	8 – 21	Şeyl	6 ± 2
Dolerit	16 ± 5	Konglomera ¹	22	Şist ²	12 ± 3
Dolomit	9 ± 3	Kumtaşı ³	17 ± 4	Tebeşir	7 ± 2
Fillit ²	7 ± 3	Kuvarsit	20 ± 3	Tüf	13 ± 5
(1) Konglomeralar ve breşler, çimento malzemesinin türüne ve çimentolanma derecesine bağlı olarak, geniş aralıklarda değişen değerlere sahiptir. Değerler, kumtaşılarının ve ince taneli tortulların değeri arasında değişiklik gösterir.					
(2) Değerler tabakalaşma düzlemine dik olarak yüklenen sağlam kaya örnekleri içindir. Eğer yenilme bir zayıflık düzlemi boyunca oluşursa, değerler önemli derecede farklılık gösterebilir.					
(3) Zonguldak Kömür Havzası'nda Gelik ve Asma işletmelerinden alınan örneklere göre; kumtaşları için ortalama $m_i = 13.2$ (7.4 ile 25.5 arasında) ve silttaşları için ortalama $m_i = 7.4$ (3.9 ile 9.1 arasında) alınabilir.					

Burada s değiştirgesi; eklemlili kayalar için taneler veya bloklar arası çekme dayanımı ve kilitlenme derecesinden etkilenmektedir ve tamamen kırılmış kaya için sıfırdır. Sağlam kaya örnekleri için ise s değiştirgesi 1 olarak alınmaktadır (Gerçek 1996). Örselenme faktörü (D), patlatma hasarı ve gerilme rahatlaması sonucunda kaya kütlelerinin örselenme derecesine

bağlıdır. Örselenme faktörü, yerinde örselenmemiş kaya kütlesi için 0 ile çok örselenmiş kaya kütleleri için 1 değeri arasında değişmektedir (Hoek et al. 2002, Merifield et al. 2006).

Ribacchi (2000), kaya kütlelerinin mekanik davranışlarının belirlenmesinde özellikle kalıcı ve en yüksek koşulların sağlandığı dayanım değiştiricileri üzerinde yaptığı çalışmalar ile kırılmış kaya kütlesine ait m_r ve s_r değerlerinin aşağıda verilen bağıntılar ile bulunabileceğini ortaya koymuştur. Bu bağıntılar;

$$m_r = 0.65 m_b \quad (B.7)$$

$$s_r = 0.04 s \quad (B.8)$$

Ölçütte yer alan; m_b , s ve a dayanım değiştiricilerinin belirlenmesinde kullanılan jeolojik dayanım indeksi (GSI), kaya kütlesine ait Bieniawski'nin (1976, 1989) Jeomekanik Sınıflama Sistemi'ndeki kaya kütlesi puanı (RMR: *Rock Mass Rating*) veya Barton et al.'un (1974) Q tünelcilik niteliği indeksi (Q: *Tunneling Quality Index*) kullanılarak da hesaplanabilmektedir (Hoek et. al. 1995; Gerçek ve Geniş 1995; Gerçek 1996; Sjöberg 1997; Edelbro 2003). Hoek vd.'ne (1995) göre; jeolojik dayanım indeksi (GSI) için;

$RMR_{76} > 18$ için,

$$GSI = RMR_{76} \quad (B.9)$$

ve $RMR_{89} > 23$ için,

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (B.10)$$

bağıntıları önerilmektedir. RMR_{76} ve RMR_{89} , sırasıyla, RMR hesabında 1976 ve 1989 yıllarında önerilen puanlamaların kullanılmasıyla belirlenmektedir. RMR değerinin belirlenmesinde, Bieniawski'nin 1976 ve 1989 yıllarında önerilen puanlamalarında, yeraltı suyu koşulları için “tamamen kuru” (yeraltı suyu durumu puanı 15) ve eklem takımının konumu içinde “en uygun” konumun (düzeltme puanı sıfır) göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Öte yandan, $RMR_{76} < 18$ ve $RMR_{89} < 23$ olduğu koşullarda, jeolojik dayanım indeksi,

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (B.11)$$

bağıntısıyla verilmektedir. Burada Q' , değiştirilmiş tünelcilik niteliği indeksi olup, Barton et al. (1974) sınıflandırmasındaki Q değeri belirlenirken, eklem suyu indirgeme ve gerilme indirgeme faktörlerinin (J_w ve SRF) 1.0 alınmasıyla bulunmaktadır (Gerçek ve Geniş 1995; Gerçek 1996, Sjöberg 1997).

Bieniawski'ye (2011) göre; jeolojik dayanım indeksi, çok zayıf nitelikli ($RMR < 20$) kaya kütleleri dışında, aslında RMR değerine eşit olarak alınmalıdır:

$$GSI = RMR_{89} \quad (B.12)$$

Hoek – Brown yenilme ölçütünün kullanımı, dayanım değiştirgelerinin (m_b , s ve σ_{ci}) bilinmesi ile mümkündür. Eklemlili kaya kütlelerinin tek eksenli çekme ve tek eksenli basınç dayanımları;

$$\sigma_{tm} = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (B.13)$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci}s^a \quad (B.14)$$

eşitlikleri ile hesaplanmaktadır (Hoek et al. 2002). Ayrıca, çok eklemlili kaya kütlelerinde, kayaçların çekme dayanımı sıfır olarak kabul edilmektedir (Hoek et al. 1992).

ÖZGEÇMİŞ

Utku SAKIZ 1987’de Bandırma’da doğdu; ilk ve orta öğrenimini aynı şehirde tamamladı. Kemal Pireci Lisesi’nden mezun olduktan sonra 2004 yılında Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü’ne girdi. 2009 yılında “iyi” derece ile mezun oldu, aynı yıl içinde Bülent Ecevit Üniversitesi (ZKÜ) Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü’nde yüksek lisansa başladı. Halen BEÜ (ZKÜ) Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü’nde yüksek lisansını sürdürmekte olup, 2011 yılından itibaren BEÜ (ZKÜ) Maden Mühendisliği Bölümü, Maden Mekanizasyonu ve Teknolojisi Anabilim Dalı’nda Araştırma Görevlisi olarak çalışmaktadır.

ADRES BİLGİLERİ

Adres: Bülent Ecevit Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi
Maden Mühendisliği Bölümü
67100 ZONGULDAK

Tel: (372) 257 4010

Faks: (372) 257 4023

E-posta: utkusakiz@hotmail.com